MŰEGYETEM 1782

TÖLTÉSEK ALATTI, VÍZZEL TELÍTETT AGYAGOK VIZSGÁLATA

PhD értekezés

Rémai Zsolt
okl. építőmérnök

Budapest
2012. december

Tartalomjegyzék

MAGYAR NYELVŰ ÖSSZEFOGLALÓ 4
ANGOL NYELVŰ ÖSSZEFOGLALÓ 5
1. BEVEZETÉS 6
2. A TÖLTÉSEK ALATTI AGYAGOK TEHERBÍRÁSÁNAK MEGHATÁROZÁSA 10
2.1. Töltés alatti statikus talajtörés („alaptörés”) vizsgálata 10
Tönkremeneteli módok 10
Állékonyság vizsgálata 12
2.2. A puha, kötött talajok nyírószilárdsága 14
Nyírószilárdság meghatározása laboratóriumi vizsgálatokkal 15
Helyszíni vizsgálatok 17
2.3. Drénezetlen nyírószilárdság becslése CPT eredmények alapján 20
Elméleti szondatényező 21
Tapasztalati szondatényező 22
3. MAGAS TÖLTÉSEK SÜLLYEDÉSEI 35
3.1. Hagyományos süllyedésszámítás 35
3.2. Süllyedésszámítás véges elemes analízissel 39
4. HATÁRMÉLYSÉG KÉRDÉSEI 40
4.1. A határmélység meghatározására használt képletek 40
4.2. Határmélység fogalmának elméleti háttere 41
4.3. Határmélység meghatározásának lehetőségei véges elemes szoftverrel 44
Határmélység meghatározása egyszerűsített példa esetén 45
Talajmodellek hatása a számított süllyedésekre 47
4.4. Kis alakváltozási paraméterek meghatározása 50
Kis alakváltozások tartományában érvényes alakváltozási paraméterek laboratóriumi és helyszíni meghatározásának módjai 50
Tapasztalati összefüggések a kis alakváltozások tartományában érvényes alakváltozási paraméterek meghatározásához 51
4.5. Véges elemes módszerrel és hagyományos képlettel meghatározott határmélységek összefüggése 52
5. ALAKVÁLTOZÁSI JELLEMZŐK 59
5.1. Összenyomódási modulus meghatározásának lehetőségei 59

5.2. Süllyedésmérések ... 61
Talajviszonyok ... 62
5.3. Süllyedések véges elemes modellezése ... 64
Elemzés, visszaszámítás ... 65
Az E_{50}/E_{oed} arány hatása a számított süllyedésekre ... 66
A kompressziós görbét leíró hatványfüggvény kitevőjének („m”) hatása a számított süllyedésekre ... 67
Véges elemes vizsgálatok változó paraméterei ... 69
5.4. Hagyományos süllyedésszámítás ... 72
5.5. Visszaszámított és laboratóriumban mért E_{oed} értékek kapcsolata ... 76
6. A TÉZISEK ÖSSZEFOGLALÁSA ... 78
6.1. CPT eredmények alapján becsült drénezetlen nyírószilárdság értékek megbízhatósága ... 78
6.2. Drénezetlen nyírószilárdság becslése $N_{\Delta u}$ szondatényezővel ... 79
6.3. Határmélység fogalmának elméleti háttere ... 80
6.4. Puha agyagok esetén javasolt határmélység ... 81
6.5. Összenyomódási modulus becslése CPT szondaeredményekből ... 82
6.6. Hagyományos süllyedésszámításhoz használt összenyomódási modulus ... 84
7. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS ... 84
IRODALOMJEGYZÉK ... 85
ÁBRÁK JEGYZÉKE ... 92
TÁBLÁZATOK JEGYZÉKE ... 94

MAGYAR NYELVŰ ÖSSZEFOGLALÓ

Az értekezés puha agyagok alakváltozási és szilárdsági jellemzőivel, valamint a süllyedésszámításnál használt határmélység kérdéskörével foglalkozik. Ehhez kiindulási adatként – a jellemzően autópálya projektekhez kapcsolódó – puha agyagok geotechnikai vizsgálatainak eredményeit használja fel. A helyszíneken fúrások, CPTu szondázások készültek, illetve mintavételezések és töltéssüllyedés mérések történtek. Laboratóriumban a telített puha agyagok szilárdsági jellemzői „UU" triaxiális vizsgálattal, illetve egyirányú nyomóvizsgálattal kerültek meghatározásra, az alakváltozási jellemzők megismeréséhez kompressziós vizsgálatok készültek.

A disszertáció első két tézisének témája: a puha agyagok drénezetlen nyírószilárdságának becslése CPT eredmények alapján. A dolgozat részletes szakirodalmi áttekintést ad a lehetséges módszerekről, és összefoglalja a különböző szondatényező értékekre adott javaslatokat. Huszonöt hazai helyszínről származó negyven talajminta laboratóriumi nyírószilárdsági vizsgálata alapján értékelést ad a különböző módszerek megbízhatóságáról, a hazai talajok esetén tapasztalt szondatényező értékekről. A disszertáció új számítási módszert javasol az $N_{\Delta u}$ szondatényező számítására a B_q függvényében.

A doktori disszertáció részletesen vizsgálja a határmélység fogalmát; különös tekintettel a puha agyagokban figyelembe vehető határmélységre. Megállapítja, hogy a határmélység nem egy konkrét mélység, hanem egy mélységtartomány, és az érdemi talaj-összenyomódások megszűnését a talaj merevségének kis alakváltozások esetén tapasztalható jelentős növekedése okozza; azaz a határmélység tartományának határát elsősorban az alakváltozások és nem a feszültségek határozzák meg. Ezt a hatást a kis alakváltozások tartományában merevebb talajviselkedést figyelembe vevő talajmodell használatával megbízhatóan lehet számítani. Véges elemes vizsgálatsorozatot végeztem annak megállapítására, hogy a hagyományos süllyedésszámításhoz milyen határmélység figyelembevétele javasolható. Kimutattam, hogy a határmélységet a talaj alakváltozási tulajdonságai (elsősorban a degradációs görbe paraméterei) is befolyásolják – puha agyagok esetén a határmélység nagyobb, keményebb talajok esetén kisebb. A vizsgálati eredmények alapján hagyományos számításokhoz javaslom a magas töltések alatt fekvő puha agyagok esetén a határmélységet abban a mélységben felvenni, ahol a terhelés okozta feszültségnövekmény a hatékony geosztatikai nyomás 15%-a alá csökken.

A disszertáció 5. és 6. tézisei a puha agyagok alakváltozási tulajdonságaival foglalkoznak. Összegyűjtöttem azokat a hazai töltés süllyedésmérési eredményeket ahol az altalaj legfelső rétegét nagy vastagságú puha agyagréteg alkotta; itt a mért töltéssüllyedések elsősorban e réteg alakváltozásaiból származnak. „Back analízissel" meghatároztam a talaj alakváltozási tulajdonságait, és összefüggést határoztam meg az összenyomódási modulus és a CPT szondaellenállás között. Redukált összenyomódási modulus használatát javasoltam a hagyományos süllyedésszámításhoz tekintettel arra, hogy a magas töltések alatti puha agyagban kialakuló feszültségállapot nem kompressziós, abban nem elhanyagolható oldalkitérés is kialakul.

ANGOL NYELVŰ ÖSSZEFOGLALÓ

The topics of this PhD thesis are shear strength parameters and deformation characteristics of soft clays and questions of limiting depth used for settlement calculations. Geotechnical data of soft, saturated cohesive soils obtained from recent Hungarian highway projects are evaluated in this work. Drillings, undisturbed samplings, piezocone (CPTu) tests and embankment settlement measurements were performed at the investigated sites. The undisturbed samples were tested in laboratory; the shear strength parameters were obtained by means of unconsolidated-undrained triaxial tests and unconfined compression tests and confined compression (oedometer) tests were used to determine the deformation characteristics.

Theses No.1. and No. 2. evaluates the possibilities of estimating undrained shear strength of soft cohesive soils based on piezocene (CPTu) data. A detailed literature review is given on estimation possibilities (i.e. used cone factor types) and typical empirical cone factor values. The evaluation of recent methods is made based on undrained shear strength values of 40 soil samples from 25 different sites; the experienced cone factor values and their variations are summarized in thesis No.1. The next thesis proposes a new calculation method for $N_{\Delta u}$ cone factor using the CPTu pore pressure ratio (B_q).

The PhD thesis gives a detailed overview on limiting depth. Special emphasis is given to the limiting depth values in soft clays. It has been stated that limiting depth is not an exact depth, but a depth range, and the diminishing deformation is primarily caused by the soils' significantly increasing stiffness in small strain range. Thus the limiting depth is not governed by stresses but strains. The use of soil models that can take into account the increased soil stiffness in small strain range is proposed to calculate the settlement of embankments on soft clays. It is also stated that the limiting depth is influenced by the soils' deformation properties (primarily by the parameters of the degradation curve) as well – in case of soft soils the limiting depth is larger, in case of stiff soils, smaller. Based on the analyses results I propose to define the limiting depth in case of soft soils at the level at which the stress increment decreases to 15% of the initial effective vertical stress.

Back analyses of embankment settlement measurements were performed to obtain the deformation parameters of soft cohesive soils. Measurement results were collected from sites where the upper soil layer consisted of soft clay with significant layer thickness. At these sites the majority of the settlements are caused by the compression of the upper soft layer. The deformation properties of these layers have been back calculated, and an empirical correlation is proposed to calculate the modulus of compressibility based on CPT results. The use of a reduced modulus of compressibility is proposed for analytical settlement calculations, because the calculation method assumes K_0 stress state under the embankment. Finite element back analyses have shown that significant lateral displacement develops is soft soils under high embankments.

1. BEVEZETÉS

Hazánk gazdasági terveiben központi feladat a jó közlekedési kapcsolatok létrehozása az egyes országrészek, illetve – különös tekintettel az Európai Unió bővítésére – Magyarország és a környező országok között.

A gépjárművek üzemi költségeit kedvezően befolyásolják a jól kiépített, korszerű autópályák, autóutak. Követelmény, hogy az építési idő minél rövidebb legyen, és a forgalomba helyezett út minél kisebb fenntartási költségekkel legyen biztonságosan üzemeltethető.

A korszerű közúti közlekedés egyre nagyobb igényeket támaszt az utak, autópályák földmunkáival szemben, mivel a megépítendő vonal legnagyobb tömegű, látszólag igénytelen töltésanyaga, valamint annak az altalaja előre és jelentősen befolyásolja az egész közlekedési pálya későbbi állapotát, használhatóságát.

Az autóutak használhatóságának, állékonyságának előfeltétele tehát az alattuk lévő földmű megfelelő minősége és a tervezett altalaj teherbíró, nem kompresszibilis volta.

Már a tenderdokumentáció összeállításánál nagy figyelmet kell szentelni a töltések alatti altalaj megfelelőségére, mivel csak így biztosítható a tartós, biztonságos, jó minőségű, gazdaságos és környezetbarát útépítési földművek létesítése. Figyelembe kell venni azt is, hogy elsősorban környezet- és földvédelmi szempontok miatt mind gyakrabban kell kedvezőtlen geotechnikai adottságú, másra nem használható, rossz altalajú területeken (pl. M7 autópálya Nagybereket és a Kis-Balaton nyúlványát átszelő szakasza és a Véménd környéki völgyeket keresztező autópálya szakaszok, vagy az M43 autópálya nyomvonala) földműveket építeni.

A magas töltések altalajával szemben támasztott követelmények között az állékonyság mellett a „mozdulatlanság” szerepel leggyakrabban. A földmű mozgása, pl. a ráhelyezett autópálya hullámosodása igen gyakran az altalaj összenyomódására vezethető vissza. Ez az altalaj a ráhelyezett töltés terhének mértékétől – és saját fizikai jellemzőitől – függő alakváltozást szenved ahhoz, hogy ismét létrejöjjön a stabil egyensúlyi állapota. Általában az okozza a gyakorlati nehézséget, hogy az alakváltozások (a töltések süllyedése) nagyon hosszú ideig, gyakran évekig tartanak. A számos esetben deciméteres nagyságrendű süllyedést az elkészült autópálya-szerkezet (burkolat) nem képes károsodás nélkül elviselni. Szükséges tehát, hogy még a burkolat megépítése előtt ismerjük a konszolidáció időbeli lefolyását.

A magas töltések geotechnikai tervezése tehát alapvetően tulajdonképpen két feladatot jelent: stabilitás- és süllyedésvizsgálatot. A töltésalapozást úgy kell megoldani, hogy teherbírási és használhatósági határállapot ne következzen be, ami azt jelenti, hogy:

- az altalajban vagy a felszínén talajtörés ne következzen be;
- a töltés süllyedései, alakváltozásai, és azok időbeli alakulása (konszolidációja) ne okozzanak szerkezeti károsodást magában a töltésben, illetve a pályaszerkezetben;
- a süllyedések, alakváltozások az út használhatóságát, komfortosságát ne korlátozzák, ne zavarják;
- a töltésalapozási munka a környezetet ne károsítsa.

Az Európai Uniós szabvány szellemében a töltésalapozást az MSZ EN 1997-2006 előírásainak megfelelően a várható geotechnikai nehézségek és veszélyek, illetve az alkalmazandó eszközök, eljárások szempontjából értékelni kell és a három geotechnikai kategória egyikébe be kell sorolni. A legmagasabb (3.) geotechnikai kategóriába tartoznak lápos, mocsaras, puha, kötött altalajon épülő töltések és a 10 m-nél magasabb töltések is. A magasabb kategóriák terjedelemben (vizsgálatok mennyisége, munkaidő) és szakmai mélységben (speciális vizsgálatok, „egyedi” megoldások, szaktudás) is nagyobb „ráfordítást” igényelnek.
Megemlítem azt is, hogy a puha altalaj összenyomódásából származó töltéskárok, hibák előfordulásai és látványa indokolatlanul rontják az útépítésben tevékenykedő mérnökök hazai és nemzetközi szakmai megítélését.
A töltésalapozási feladatok esetében az elméleti számítások megbízhatósága a talajfizikai jellemzők, különösen a konszolidációs paraméterek meghatározási nehézségei miatt – még a legrészletesebb és legigényesebb talajvizsgálatok mellett is – korlátozott. Más anyagoktól eltérően a kötött talajoknál a szilárdságot nem lehet egyértelműen megadni néhány jól definiálható paraméterrel. A kötött talajok viselkedése az igénybevétel, a nyírás során sokkal nehezebben írható le, komplex vizsgálata körülményesebb, mint a szemcsés talajoké. Számos tényező, így a tömörség, a víztartalom, a pórusvíz változása, a víz eltávozásának lehetősége, az előterhelés nagysága, a terhelés mértéke, a terhelés „felhordásának” sebessége, az agyagásvány-tartalom, az előforduló agyagásvány típusa, az ásványok felületén lekötött kationok, a hőmérséklet, a talajszerkezet, a részecskék irányítottsága, a különböző fizikai-kémiai hatások, kísérleti meghatározásnál a kísérletek ideje – befolyásolják többek között a kötött, különösen a puha talajok (nyíró)szilárdságát. Átfogó szintézisre az elmúlt

évtizedekben külön e témakörnek szentelt számos nemzetközi konferencia és az intenzív kutatás ellenére, még homogén agyagok esetén sem került sor.

Az utóbbi évtizedekig az infrastrukturális beruházások (autópályák, utak, vasutak) és a vízépítés (földgátak) területén a kötött altalajra kerülő magas töltések tervezése és kivitelezése döntően csak a korábbi építési tapasztalatokra támaszkodhatott. Ennek az volt az eredménye, hogy a kötött talajok terhelés hatására való viselkedésének nem kellő ismerete számos építésnél túlméretezett altalaj erősítéshez (kavicscölöpök, függőleges drének, talajcsere) vezetett, ami jelentős mértékű költségnövekedést eredményezett; míg „kudarc" esetén töltéskárosodás (szétcsúszás, talajtörés, igen nagy süllyedés) lépett fel, ami ugyancsak kedvezőtlen volt a jelentős helyreállítási költségek miatt.

A témával kapcsolatos – rendelkezésre álló – hazai és külföldi szakirodalmat áttanulmányozva megállapítható, hogy már nagyon régi építőmérnöki probléma a közlekedési pályákat hordozó töltések kötött (iszap, agyag), puha, nagy összenyomhatóságú, vízzel telített, kis vízáteresztő-képességű talajokra történő építése. Elsőként Terzaghi mutatott rá a földművek állékonyságának kérdéseiben a konszolidáció nagy szerepére, és az 1923-ban megjelent értekezése, mely időrendben az első talajmechanikai cikkek közül való, már ezzel foglalkozik, s a kérdés első szigorú matematikai megfogalmazását adva megnyitotta a geotechnika e területét.

A háromdimenziós konszolidáció egyenletének néhány speciális esetre érvényes megoldását adta Careslaw és Jaeger (1959), Gibson és Lumb (1953), Rendulic (1935) és Baron (1948). E megoldások azonban nem feleltek meg a mérnöki gyakorlatban előforduló kerületi feltételeknek. Kidolgozásra kerültek numerikus módszerek a háromdimenziós konszolidáció egyenletének véges különbségekkel való megoldására is (Scott, 1963).

Az agyagok összenyomhatóságát befolyásoló tényezőkkel foglalkozott Skempton (1944), Salas és Serratosa (1953), valamint Kerisel (1956) is.

Hazánkban a puha agyagon épült töltések „alaptörését" tökéletesen képlékeny (φ= 0) állapot feltételezésével Jáky vizsgálta.

Az 1970 – 80-as években világszerte (így hazánkban is) felismerték és súlyponti kérdésként kezelték, hogy a vízzel telített iszapok, agyagok geotechnikai tulajdonságainak vizsgálata fontos feladat; és számos kutatás indult ebben a témában. 1973-ban jelent meg Abelevnek a

kérdést mélyen elemző könyve. Az I. Balti Talajmechanikai és Alapozási Konferencián (Gdansk, 1975) számos cikk foglalkozott a puha, kötött talajok viselkedésével, teherbírásával, a terhelés hatására bekövetkező konszolidáció folyamatával, annak gyorsításával (pl. Corlateanu – Morukian, 1975). A VI. Duna-Európai Talajmechanikai és Alapozási Konferencia (Várna, 1980) témái között is szerepelt a gyenge, puha altalajok kérdése (pl. Abelev, 1980). A VII. Duna-Európai Talajmechanikai és Alapozási Konferencián (Kisinyov, 1983) a 3. szekció a puha talajokon való építéssel és e talajok javításával, kezelésével, a süllyedések mérésével foglalkozott. A II. Balti Talajmechanikai és Alapozási Konferencia (Tallin, 1988) a szerves, puha iszapok és agyagok vizsgálatát, javítását elemezte. (pl. Kabai-Farkas, 1988). A II. Európai Speciális Konferencia Numerikus módszerek a geotechnikában (Santander, 1990) elsősorban a konszolidációval foglalkozott (pl. F. Martins – J. Martins – Marques, 1990).
A számítógépes módszerek elterjedésével a kutatási téma az ezredfordulót követően új lendületet kapott. Ennek következtében a témában több könyv is született (pl. Barends, 2011; Bo, 2008; Kempfert, 2006), valamint számos konferenciát illetve workshopot szerveztek. A terület tudományos jelentőségét alátámasztja továbbá, hogy a Nemzetközi Talajmechanikai és Geotechnikai Társaság (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE), több bizottsága is foglalkozik a puha talajok különböző problémáival. (TC204 Underground Construction in Soft Ground, TC214 Foundation Engineering for Difficult Soft Soil Conditions).

Magyarországon a Budapesti Műszaki Egyetem Geotechnikai Tanszékén végeztek az 1970-es évektől jelentős mértékű kutatást. A laboratóriumi vizsgálatok mellett helyszíni mérések és „modellkísérletek” is történtek. Ezekben, az utóbbi évtizedben – elsősorban az M3, M6 és M7 autópálya építése közben végzett terepi süllyedésmérésekben, elemzésekben konszolidáció előrebecslésekben, numerikus modellezésekben – szerzőnek is volt lehetősége részt venni, kutatásokat végezni. Munkámmal az előzőekben felvázolt, fontos kérdések megválaszolásához igyekeztem további „adalékot” nyújtani; s a vízzel telített kötött talajokra történő magas töltés építések nehéz feladatainak megoldásához kíván ez az értekezés bizonyos mértékben hozzájárulni. Elkészítésére a szerzőt nagymértékben inspirálta a téma gazdasági jelentősége is.

Figyelembe véve a kutatási téma hazai és nemzetközi előzményét, eredményeit, a saját új tudományos eredményeim megalapozásához az alábbi kérdések vizsgálatát tűztem ki célul:

a) Töltések alatti, vízzel telített agyagok teherbírásának meghatározása; a drénezetlen nyírószilárdság kérdései.
b) A töltések alatti agyagok összenyomódásának számítása hagyományos módon és véges elemes modellel. Az eredmények összehasonlítása a mért töltéssüllyedésekkel. A töltéssüllyedés elemzése.

2. A TÖLTÉSEK ALATTI AGYAGOK TEHERBÍRÁSÁNAK MEGHATÁROZÁSA

Töltések alatt meglévő puha, kötött altalaj esetén „alaptörés” veszélye állhat fenn. Hazánkban ez elsősorban a dombok közötti, magas töltésekkel átszelt völgyekben jelentkezhet, ahol a talajvíz a felszín közelében van, az altalaj pedig puha, kis szilárdságú kötött talaj (esetenként szerves is). Az alaptörés oka, hogy a kedvezőtlen altalaj kitér a gyorsan felhordott terhelés alól, mivel az építés előtt meglévő nyírószilárdsága nem elegendő a töltésből származó terhelés elviselésére és a nyírószilárdság időbeli növekedése (amit a konszolidáció eredményez, s így annak ütemétől függ) lassúbb, mint a nyírófeszültség növekedése (ami a töltés terhéből következik, tehát az építés ütemétől függ). Meg kell jegyezni, hogy a konszolidációs feszültség nagysága is befolyásolja, ezáltal tehát a nyírószilárdság növekedési ütemére az építés üteme is hat.

Ez a következő egyenlettel írható le; a törés egy pontban akkor következik be, ha:

$$c_{u,0} + \Delta c_u(t) = c_u(t) \tag{1}$$

ahol: $c_{u,0}$ - a kezdeti drénezetlen nyírószilárdság,

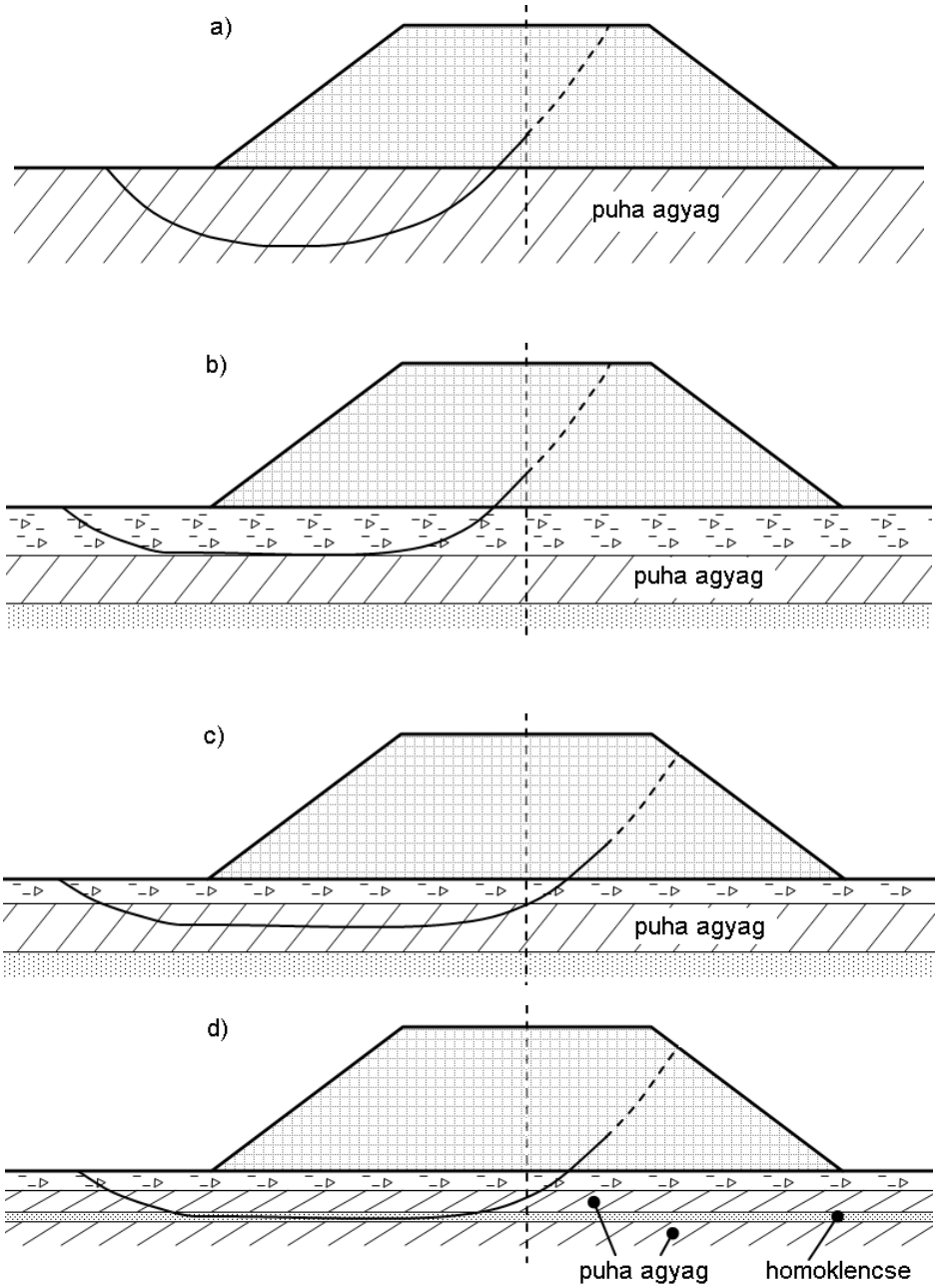
$\Delta c_u(t)$ - a nyírószilárdság időbeli növekménye,

$c_u(t)$ - a nyírófeszültség időbeli növekedése.

2.1. Töltés alatti statikus talajtörés („alaptörés”) vizsgálata

Tönkremeneteli módok

Puha, kötött, altalajra épített töltés alatt a talajrétegződéstől függően különböző típusú törés alakulhat ki (l. 1. ábra).



1. ábra. Töltés alaptörések típusai. (Farkas, 2006)

a) nagy vastagságú puha altalaj, klasszikus nagy mélységű csúszólap;
b) alsó, puha réteg, elcsúszás a réteghatár közelében lévő síkon;
c) alsó puha réteg, elcsúszás középen;
d) alsó puha réteg, elcsúszás a homoklencse szintjében

Az 1/a ábrarészen a többé-kevésbé homogén, puha altalajban viszonylag nagy mélységig lehatoló, többnyire a rézsűláb előtt kimetsződő, körhengeres csúszólap keletkezik, rotációs mozgás alakul ki. A gyors építés során pórusvíznyomás lép fel, amely az amúgy is alacsony nyírószilárdságot tovább csökkenti. A talaj a töltés lába előtt feltüremkedik. A b) ábrán a töltés alatt közvetlenül közepes teherbírású talaj, az alatt pedig kisebb vastagságú, kis

nyírószilárdságú kötött réteg van. Talajtörés esetén a csúszólap a legkisebb ellenállás vonalát követve, az aktív és a passzív törési zóna között egy közel vízszintes, a kis nyírószilárdságú réteg felső határa alatt futó szakaszból áll.

A c) és d) ábrarészeken látható esetekben a nyírószilárdság csekély voltát a töltés önsúlya következtében fellépő semleges feszültségek, illetve azok időben történő lassú csökkenése idézi elő. A csúszólap ott alakul ki, ahol ezek a semleges feszültségek a legnagyobbak. Így a c) ábrán látható esetben a kis áteresztőképességű, puha agyagréteg középvonalában, a d) esetben pedig az agyagba teljesen bezárt, jó vízvezető, telített homokérben.

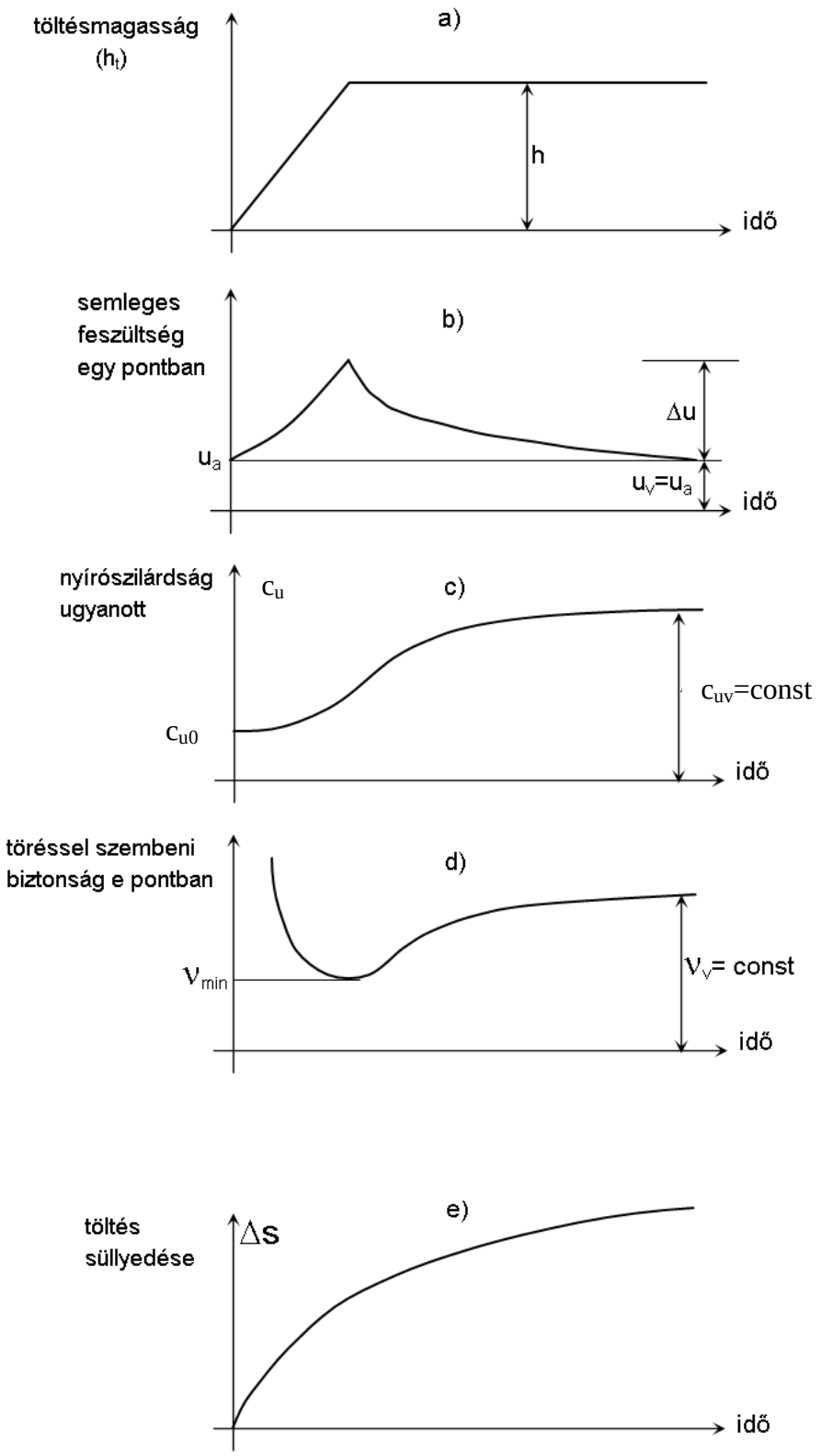
Állékonyság vizsgálata

Az állékonyságvizsgálat fő feladata a csúszólap mentén fellépő normál- és nyírófeszültségek meghatározása. Erre a Kötter-féle egyenlet megoldása meghatározott kerületi feltételek mellett egzakt módszer lenne, azonban ez csak homogén, izotróp talaj esetére igaz. A $\varphi = 0$ esetre Jáky (1936) megoldást adott, ezt, mivel a feltevések a gyakorlatban sok esetben csak bizonyos körülmények mellett teljesülnek, nem lehet alkalmazni. A szokványos vizsgálat végrehajtása a csúszólap felvételével kezdődik, amely a puha agyagok esetén a megfigyelések szerint – a rétegvastagságtól függően – általában körrel helyettesíthető. A vizsgálat fő kérdése az eredő feszültség meghatározása a csúszólapon. Minthogy az egzakt megoldások nem alkalmazhatók a gyakorlatban, a lamellás eljárás vált uralkodóvá. Maga az állékonysági vizsgálat általában egyszerű, legfeljebb a legveszélyesebb csúszólap meghatározása miatt kissé hosszadalmas. Ezen segíthetünk, ha a feladatot számítógéppel oldjuk meg.

A legmegnyugtatóbb azonban a számításba vett adatok és a számítási módszerek megbízhatóságát is figyelembe vevő, a tönkremenetel valószínűségét a vállalható kockázat felmérése alapján felvevő, valószínűség számítási módszereken alapuló tervezés.

A puha agyagon épült töltések alaptörését tökéletesen képlékeny ($\varphi = 0$) állapot feltételezésével Jáky vizsgálta (Kézdi, 1962). Megoldása szerint nagyobb vastagságú puha, kötött altalaj esetén körhengerből és síkból összetett csúszófelületek alakulhatnak ki. A törőfeszültség:

$$\sigma_t = 2 \cdot c_u \cdot (1 + \frac{\pi}{2}) . \qquad (2)$$



2. ábra Töltésépítés hatása a nyírószilárdságra és a biztonságra (Farkas, 2006)

a) töltésépítés menete, a töltésmagasság növekedése;
b) egy töltés alatti pontban a semleges feszültség alakulása;
c) a talaj vizsgált pontjában az adott időben rendelkezésre álló nyírószilárdság;
d) a talaj vizsgált pontjában a tönkremenetellel szembeni biztonság alakulása;
e) a töltés süllyedésének kialakulása

A hazai autópálya építéseknél a gyakorlatban a puha agyagok törőfeszültségét a 2. képlet alapján a:

$$\sigma_t \approx 5 \cdot c_u \tag{3}$$

képlettel közelítjük, ahol c_u a talaj drénezetlen nyírószilárdsága. Az alaptörés kérdését – a nyírószilárdság oldaláról nézve – a 2. ábra alapján vizsgálhatjuk meg részletesebben.

Minthogy a csúsztatófeszültség a vizsgált pontban mindig csak a töltés magasságától függ (alakulása tehát az a) alatti vonalnak felel meg), megadható, hogyan alakul időben a vizsgált pontban a töréssel szembeni biztonság.

Sok számítási módszer áll rendelkezésre a tervezési gyakorlatban a talajviselkedés, illetve a tönkremeneteli biztonság meghatározására. A korszerű számítógépes módszerek térhódításával egyre összetettebb számításokat tudunk elvégezni, a talaj viselkedésének modellezésénél egyre kevesebb egyszerűsítést kell tennünk. Ebből adódóan megállapítható, hogy napjainkra a számítási modellek hibái jelentősen csökkentek, a számítások bizonytalanságát elsősorban a bemenő paraméterek bizonytalansága határozza meg. Fontos tehát, hogy ezeket minél pontosabban, minél megbízhatóbban tudjuk meghatározni.

2.2. A puha, kötött talajok nyírószilárdsága

A vízzel telített, puha, agyagra kerülő töltések állékonysága szempontjából alapvető jelentőségű a talaj nyírószilárdságának a megítélése, hiszen az állékonysági vizsgálathoz szükség van a szilárdsági alapadatra. A vízzel telített, kötött talajok nyírószilárdsága a talajfizika egyik legkevésbé tisztázott kérdése. Igazolja ezt az elmúlt évtizedekben e témakörnek szentelt nemzetközi konferenciák nagy száma is. E konferenciák számos alapvető kérdést tisztáztak, átfogó szintézisre azonban még valójában nem került sor.

A töltések alatti puha, kötött talajokban bekövetkező talajtörés vizsgálatához, a törés elkerüléséhez, a biztonságos töltésépítéshez feltétlenül ismerni kell a nyírószilárdságot, amely meghatározható:

a) laboratóriumi kísérletekkel,
b) helyszíni szondázással.

Nyírószilárdság meghatározása laboratóriumi vizsgálatokkal

Vizsgálataimhoz laboratóriumban egyirányú nyomóvizsgálatokat és konszolidált, drénezetlen (CU) triaxiális vizsgálatokat végeztem. Az egyirányú nyomóvizsgálatoknál nem, a triaxiális vizsgálatoknál viszont van lehetőség a pórusvíznyomás, vizsgálat közbeni folyamatos mérésére, s az eredmények feldolgozásakor a nyírószilárdságot a hatékony és a teljes feszültségek függvényében is meghatározhatjuk.

A töltés alatti alaptörés vizsgálatát alapvetően kétféle módon lehet elvégezni, mégpedig:

a) a teljes feszültségek és az ennek megfelelő (drénezetlen, zárt rendszerű, térfogatváltozás nélkül kialakuló tönkremenetelhez tartozó) c_u drénezetlen nyírószilárdság figyelembevételével, vagy

b) a hatékony feszültségek és az ennek megfelelő ϕ', c' hatékony nyírószilárdsági jellemzők figyelembevételével.

Akármelyik módszert is alkalmazzuk, a nyírószilárdság meghatározásánál arra kell törekedni, hogy a vizsgálat a valós feszültségi állapotot kövesse, vagyis a konszolidáltatásnál az ún. anizotróp vagy K_0 állapotú (CA vagy CK_0) konszolidáltatás a célszerű. Ehhez olyan kísérleti berendezésre van szükség, amellyel a függőleges és vízszintes feszültségek egymástól függetlenül változtathatók, és közben az oldalirányú alakváltozás zéruson tartása biztosítható. Meg kell jegyezni, hogy a töltések alatt sík alakváltozási állapot van, a triaxiális berendezésben viszont csak térbeli feszültségi állapotot lehet létrehozni.

A töltés alatti és a laboratóriumi feszültségi állapot eltérése, a tökéletesen zavartalan mintavétel biztosítása is problémát jelent. Meg kell még említeni ugyanakkor azt is, hogy a nyírószilárdság alakulásában jelentős szerepe van az időtényezőnek. A puha agyagokban a törés tulajdonképpen egy kritikus alakváltozás elérését jelenti. Az alakváltozási sebesség a talajra ható nyírófeszültség nagyságával közel exponenciálisan nő. Ha a nyírófeszültség kicsi, az alakváltozás sebessége is kicsi lesz, és a töréshez szükséges alakváltozás hosszú idő alatt érhető el. Mérnöki szempontból ez azért is érdekes, mert a nyírószilárdság meghatározásakor és a magas töltés alatti puha, kötött talaj viselkedésében más-más az időhatás mértéke, éspedig a biztonság szempontjából kedvezőtlen irányú eltéréssel, hiszen a valóságban a törési alakváltozás eléréséhez hosszabb idő áll rendelkezésre.

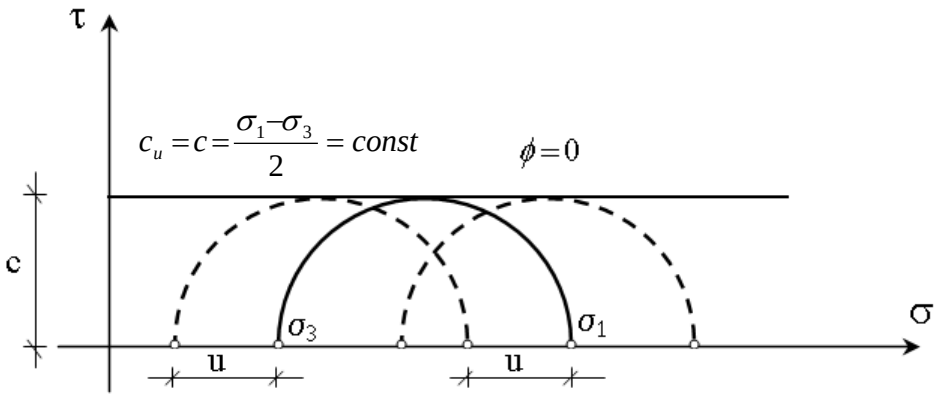
A viszonylag gyorsan felhordott töltéseknél nincs lehetősége a puha, vízzel telített altalajnak a konszolidációra, a víz eltávozására, a dréneződésre, a pórusvíznyomás leépülésére. E zárt

rendszerben a kezdetben terheletlen talajból a pórusvíz tehát nem tud eltávozni. Mivel az altalaj teljesen telített, a törést okozó deviátor feszültség *(σ_1-σ_3)* értéke független lesz attól, hogy a talaj milyen nagy hidrosztatikus feszültség alatt állt. A talaj térfogata ekkor csak elenyésző mértékben változik, s a kötött talaj úgy viselkedik, mint a tökéletesen képlékeny test; vagyis a nyírószilárdság értéke konstans. (ld. 3. ábra), a teljes normálfeszültség értékétől független:

$$c_u = c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\ , \tag{4}$$

$$\phi = 0\,; \tag{5}$$

a Coulomb-féle egyenes párhuzamos a σ tengellyel. Vagyis a zárt rendszerben végzett triaxiális kísérlettel c_u értéke meghatározható. Ezt nevezzük a talaj drénezetlen nyírószilárdságának.



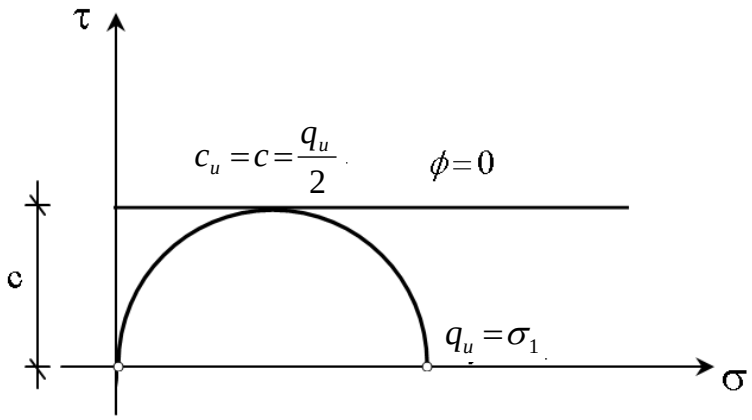
3. ábra. Vízzel telített, puha kötött talaj törése zárt rendszerben

Meghatározható a drénezetlen nyírószilárdság gyors egyirányú nyomóvizsgálattal is, amikor a hengeres talajmintát növekvő tengelyirányú nyomásnak vetjük alá, s a terhelést szabad oldalkitérés mellett a törésig fokozzuk. Ha a folytonos terhelés növelésében nem tartunk szünetet, akkor a vizsgálat itt is zárt rendszerű lesz, s a drénezetlen nyírószilárdság (4. ábra):

$$c_u = c = \frac{q_u}{2} \tag{6}$$

Itt jegyzem meg, hogy a nemzetközi szakirodalom szerint (pl.: Mayne, 2009) a drénezetlen nyírószilárdság meghatározásai a vizsgálat módjától függően (feszültségpálya, terhelés/alakváltozás sebessége, nyírás módja) különböző eredményeket ad. Emiatt a

drénezetlen nyírószilárdság puszta értékén túlmenően mindig szükséges egyértelműen megadni a vizsgálat típusát, körülményeit.

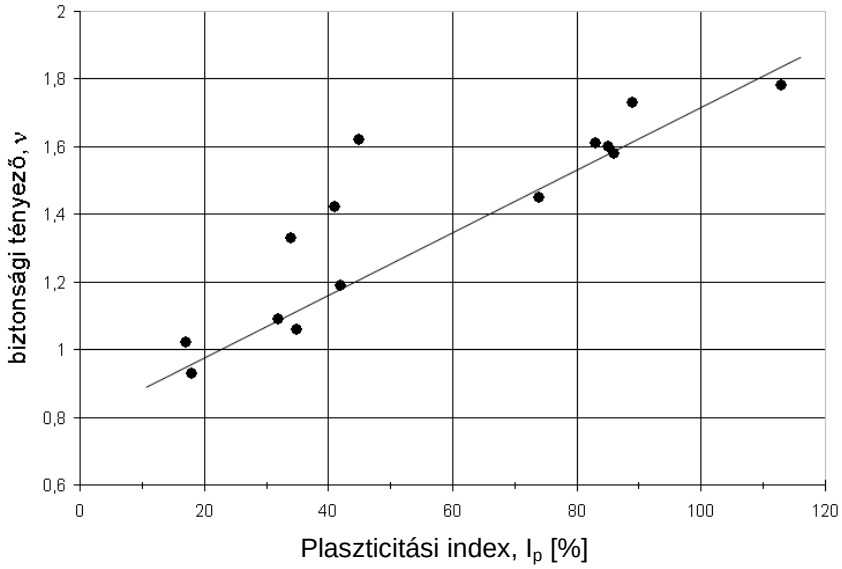


4. ábra. Egyirányú nyomóvizsgálat eredménye

Helyszíni vizsgálatok

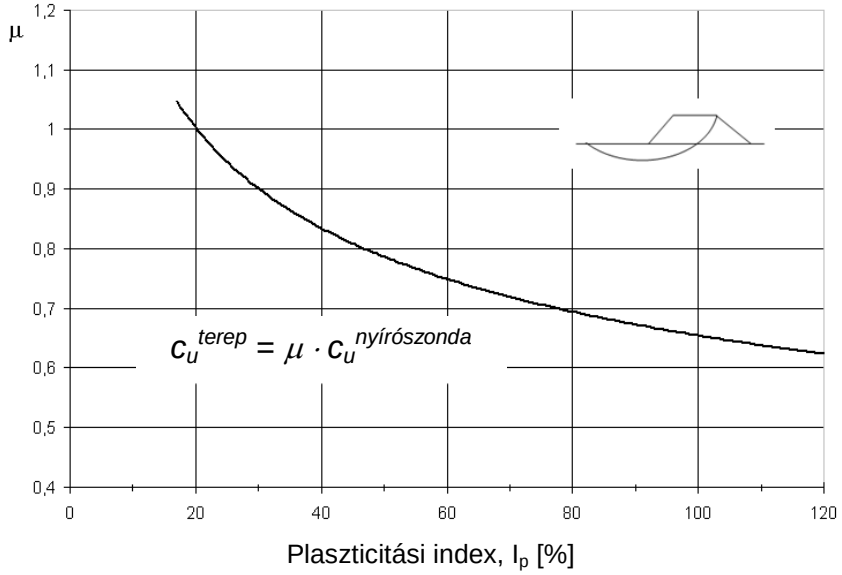
A töltések alatti puha, kötött talajok zárt rendszerű, térfogatváltozás nélküli nyírószilárdsága a legegyszerűbben, leggyorsabban és a legolcsóbban szárnyas nyírószondával határozható meg, és ezt is használják világviszonylatban – eredményesen – a töltések állékonysági vizsgálatához szükséges szilárdsági alapadatok megadására. A nyírószondázás során a puha altalaj ellenállását a szondakarnak a forgatásakor fellépő deformációja alapján határozzuk meg; a deformációt pedig ellenállásmérő bélyegekkel regisztráljuk.

A nyírószonda használatával kapcsolatban Bjerrum (1972) figyelmeztetett arra, hogy a nyírószondával kapott c_u szilárdsági érték a szilárdság teljes mértékben mobilizált állapotához tartozik; ez az állapot azonban a valóságban csak akkor jön létre, ha az elmozdulás eléri az ehhez szükséges értéket. Minthogy a mobilizáláshoz tartozó úthossz puha agyagban a tapasztalatok szerint annál nagyobb, minél nagyobb az agyag képlékenysége, a mobilizált érték aránya a képlékenységgel csökken. Ezt a magyarázatot teljes mértékben alátámasztotta az a nagyszámú eset, melyekben a szárnyas nyírószondával kapott nyírószilárdsági értékeket felhasználva meghatározták a bekövetkezett alaptörések esetén a biztonsági tényező értékét. Bár mindegyik érték törési állapotra vonatkozott, tehát *n = 1* biztonsági tényezőt kellett volna kapni eredményül, a számított biztonsági tényező annál nagyobbra adódott, minél nagyobb volt az altalaj plaszticitási indexe (ld. 5. ábra).



5. ábra. A biztonsági tényező értéke a plaszticitási index függvényében (Bjerrum, 1972)

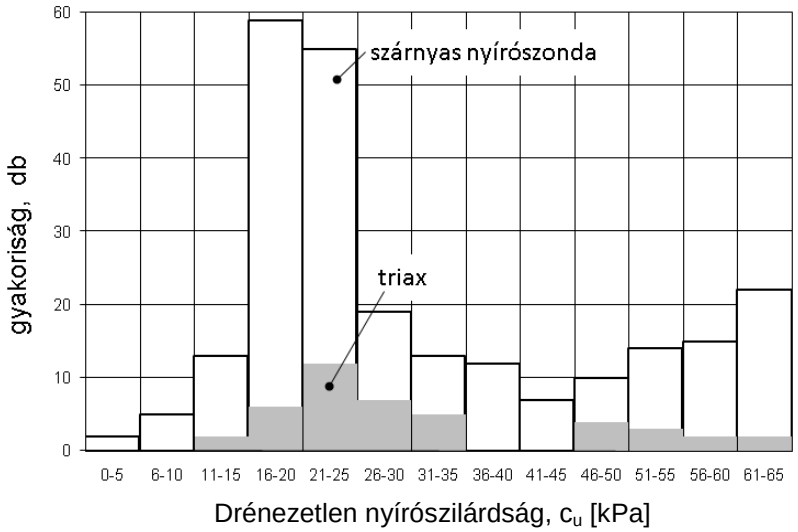
Ezért Bjerrum (1972) úgy vélte, hogy a vizsgálati módszer teljesen megfelelő, szilárdsági alapértékként azonban a szárnyas szondával kapott mennyiség redukált értékét kell felhasználni. A redukciós tényezőt a 6. ábra szolgáltatja; s ez töltések stabilitási vizsgálatánál jól alkalmazható. A mért és a tényleges nyírószilárdság közötti eltérés azzal is magyarázható, hogy a valóságban érvényesülő terhelési ütem kisebb, és így a nyírószilárdság is kisebb; értékét még a progresszív törés is csökkenti. Szerepe van a talaj anizotrópiájának is.



6. ábra. A nyírószondával mért értékek redukciós tényezője (Bjerrum, 1972)

A hazai tervezői gyakorlat csak ritkán, s akkor is szerves tőzeges talajok nyírószilárdságának a meghatározására használja a szárnyas nyírószondázást.

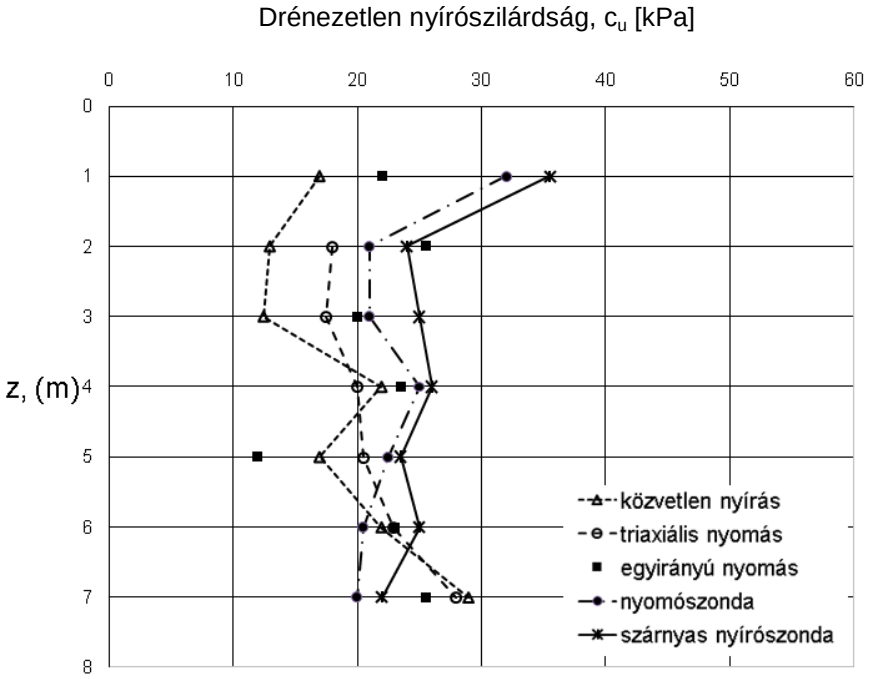
Vitatott kérdés, hogy a különböző meghatározási módok eredményei mennyire térnek el egymástól. A 7. ábrán a konszolidálatlan, gyors triaxiális vizsgálattal és a szárnyas nyírószondázással a Dél-balatoni tőzegekre, puha szerves agyagokra kapott nyírószilárdsági csúcsértékek gyakorisági eloszlása került összehasonlításra (Farkas, 2004). Látható, hogy a mért értékek gyakorisági diagramjai hasonló tendenciát mutatnak.



7. ábra. A maximális nyírószilárdság gyakorisági eloszlása – triaxiális vizsgálat és szárnyas nyírószonda (Farkas 2004)

Ezzel kapcsolatosan említek meg egy svédországi példát (Farkas, 2005), ahol a nyírószilárdságot meghatározták triaxiális nyomóvizsgálattal, egyirányú nyomással, szárnyas nyírószondával és statikus szondával (sőt még közvetlen nyírást és tárcsás próbaterhelést is végeztek). Az eredmények a 8. ábrán láthatók. A legnagyobb értéket a szárnyas nyírószondázás eredménye adta, legkisebb szilárdságot pedig a közvetlen nyírókísérletekkel és tárcsás próbaterheléssel kapták. Látható azonban az is, hogy a kapott értékek – különösen a felső talajzónában - tág határok között változtak. Hasonló eredményeket állapítottak meg Mayne és társai (2009) az Egyesült Államokban végzett nagy mennyiségű korábbi vizsgálat feldolgozását követően. Megállapították, hogy a drénezetlen nyírószilárdságot a vizsgálat módja (tönkremeneteli mód), a törési állapothoz vezető feszültségpálya, az alakváltozások sebessége és egyéb paraméterek is befolyásolják. Emiatt a drénezetlen nyírószilárdság

megadása mellett fontos a vonatkozó vizsgálati módszer illetve annak körülményeinek ismertetése is.



8. ábra. Különböző módon kapott drénezetlen nyírószilárdság értékek összehasonlítása (Farkas, 2005)

Mivel a töltések jelentős része a hídfők háttöltéseként épül, s a hídfők alapozásának tervezéséhez napjainkban már szinte minden műtárgynál végeznek statikus szondázást (CPTu), ezért a háttöltések alatti talajtörés vizsgálatához célszerű e szondázási eredményekből meghatározni a drénezetlen nyírószilárdságot.

2.3. Drénezetlen nyírószilárdság becslése CPT eredmények alapján

A CPTu szondázási eredményekből való belső súrlódási szög (φ), kohézió (c), összenyomódási modulus (E_s), cölöp fajlagos talpellenállás (q_b) és fajlagos köpenymenti ellenállás (q_s) nemzetközi szakirodalma egyre bővül. Hazánkban is készült PhD. értekezés (Mahler, 2007), illetve szakcikk (Pusztai, 2008) e problémakörből; de a drénezetlen nyírószilárdság (c_u) statikus szondázási eredményekből történő meghatározásának témakörében számos tisztázatlan kérdés van.

Elméleti szondatényező

A nemzetközi szakirodalomban az 1940-es évek óta találkozhatunk olyan szakcikkekkel, amelyek a c_u értékének a CPTu szondázási eredményekből való meghatározásával foglalkoznak. A kezdeti megoldások a két érték összefüggését elméleti úton próbálták meghatározni. Számos elméleti megközelítés létezik, ebből adódóan számos javaslat is ismert. Terzaghi (1947) és De Beer (1977) a teherbírási elméletekből kiindulva adtak javaslatot, míg Skempton (1951) vagy Vesic (1975) a talajkontinuumban tágított üreg hatása alapján vizsgálták a problémát. Ladanyi (1967) analitikus és numerikus vizsgálatok alapján, Teh (1987) pedig a kialakuló feszültségpályák elemzése alapján adott javaslatot a jellemzők közötti értékek leírására. A drénezetlen nyírószilárdságot az elméleti módszerek mindegyike hasonló módon, a következő képlettel javasolja számítani:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_0}{N_c} \tag{7}$$

ahol

c_u a drénezetlen nyírószilárdság

N_c az elméleti szondatényező

σ_0 a helyszínen működő teljes függőleges, vízszintes vagy átlagos feszültség (a különböző elméletek figyelembevétele esetén változó)

q_c a statikus szonda (CPT) csúcsellenállása

A szakirodalomban található elméleti módszerekről részletes összegzés található Lunne és társai (1997) művében. Ezek az elméleti összefüggések rámutattak, hogy megbízható összefüggés valószínűsíthető a geosztatikai nyomással korrigált szonda csúcsellenállás (q_c-σ_0) és a drénezetlen nyírószilárdság értékei között. Ezen elméleti összefüggések számos tapasztalati összefüggés kidolgozásához szolgáltattak alapot.

Tapasztalati szondatényező

Meyerhof (1956), Lunne-Kleven (1981), De Ruiter (1982), Leroueil-Roy (1997) és Mandolini (1999) a drénezetlen nyírószilárdságot a

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \tag{8}$$

összefüggéssel javasolja meghatározni, ahol:

q_c - a statikus szonda csúcsellenállása,

σ_{v0} - a helyszíni előterhelés (geosztatikus nyomás) nagysága,

N_k - tapasztalati (dimenzió nélküli) szondatényező

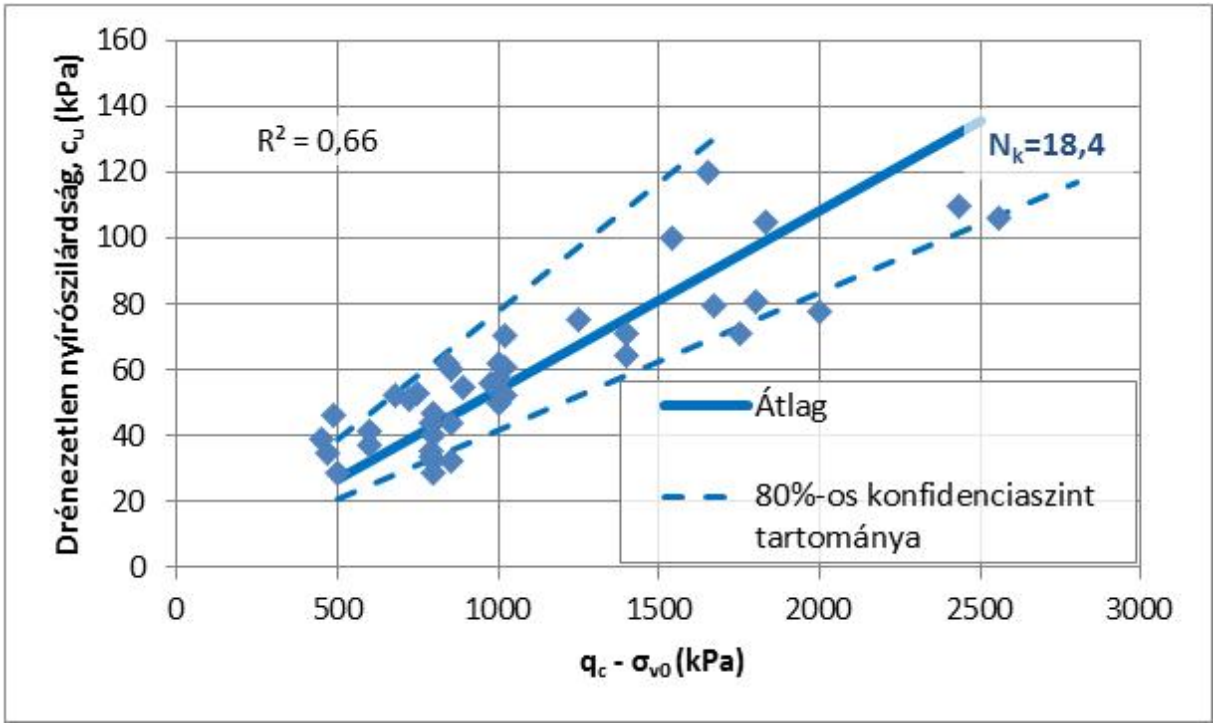
Mivel a σ_{v0} érték az esetek többségében a q_c- hez viszonyítva elenyésző, ezért annak elhanyagolása csak néhány százalékos eltérést okoz, viszont így a két paraméter között egy közvetlen összefüggést kapunk:

$$c_u = \frac{q_c}{N_k} \tag{9}$$

Ezt az egyszerűsítést a hazai geotechnikai gyakorlat is előszeretettel alkalmazza.

Az N_k tapasztalati tényezőre Meyerhof (1976), De Ruiter – Beringer (1979) és Eslami - Fellenius (1997) 11-18 (de rendszerint 11-15); Mandolini (1999) 10-20 közötti érték felvételét javasolja puha agyagok vonatkozásában; de találkozhatunk N_k = 23 értékkel is. Jörss (1988) tengeri agyagok esetén N_k = 20 érték használatát javasolja. Gebrelassie (2003) a német tapasztalatok alapján különböző agyagokhoz különböző tényezők használatát javasolja az N_k = 7,6-28,4 tartományban; három malajziai helyszín vizsgálata során pedig Chen (2001) 5 és 12 közötti értékeket tapasztalt.

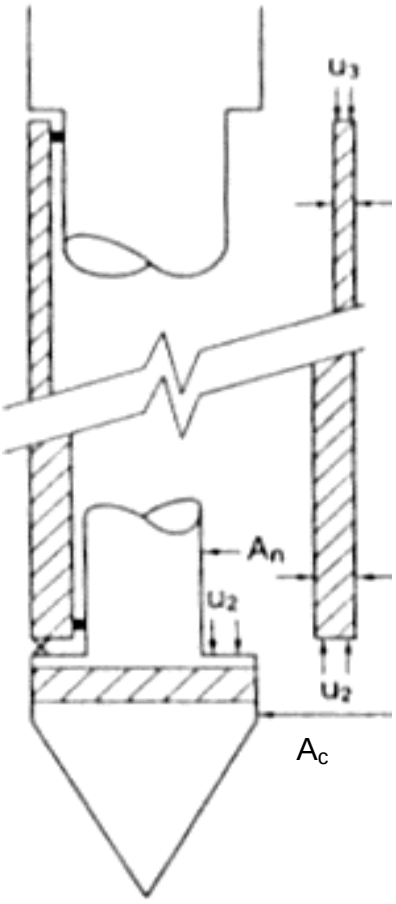
A hazai autópálya és mélyépítési projektek 25 helyszínén 40 talajminta vizsgálatának eredményei alapján meghatároztam a hazai puha talajokra jellemző N_k szondatényezők értékeit. A helyszínek döntően az autópálya-projektek (M7, M43 és M6 autópályák) műtárgyai közül kerültek ki, de egyéb építményekhez kapcsolódó vizsgálatokat is felhasználtam (pl. Hajdúszoboszló, Hotel Corvin Palace). A talajminták drénezetlen nyírószilárdsága minden esetben laboratóriumban, egyirányú vagy triaxiális nyomóvizsgálattal került meghatározásra.



9. ábra A drénezetlen nyírószilárdság a q_c-σ_{v0} függvényében

A mintavételezés közelében minden esetben CPT szondázás is készült, így lehetőségem nyílt a talajminta helyén jellemző CPT ellenállás és a laboratóriumi vizsgálatok összevetésére. A vizsgálatok során tapasztalt értékpárokat egy ábrán összegeztem (9. ábra), itt a vízszintes tengelyen látható a CPT szondázás során mért q_c szondaellenállás és az adott mélységben működő teljes geosztatikai nyomás különbsége, a függőleges tengelyen pedig a laboratóriumban meghatározott drénezetlen nyírószilárdság.

A folytonos kék vonal jelzi az átlagos szondatényező (arányszám) értéket, a szaggatott vonalak pedig a 80%-os konfidencia intervallumhoz tartozó tartományt. Megállapítható, hogy a két érték közötti összefüggés lineáris közelítése elfogadható, a tapasztalt értékek a nemzetközi szakirodalomban publikáltakkal jó egyezést mutatnak. Szembetűnő azonban, hogy a tapasztalt szondatényező értékek tág tartományban változnak (N_k=10,5-27,6), így ezek használatával a drénezetlen nyírószilárdság csak kb. ± 30-40



10. ábra CPT kialakítása

%-os pontossággal becsülhető.

A pórusvíznyomást is mérő statikus nyomószondázás (CPTu) elterjedésével a q_c csúcsellenállás helyett egy korrigált érték, a q_t érték használata vált elfogadottá a mindennapi gyakorlatban. Ez az érték figyelembe veszi azt a hatást, hogy a CPT szondacsúcs mögötti pórusvíznyomást mérő gyűrűnél kialakuló víznyomás a szondacsúcsot lefelé nyomja, ezáltal az azon valójában működő nyomást növeli. Ez a hatás a következő korrekcióval számításba vehető:

$$q_t = q_c + u_2 \cdot (1 - a). \tag{10}$$

Itt az 'a' érték a belső tengely (erőmérő) és a szondacsúcs keresztmetszeti területének hányadosával (A_n/A_c) egyenlő (10.ábra).

Ez az érték lényegében megegyezik a pórusvíznyomás nélküli CPT-k által mért q_c értékkel.

A korrigált csúcsellenállást (q_t) használó tapasztalati képletek esetén a szondatényezőt – az előzőektől való megkülönböztetés érdekében – N_{kt}-vel jelöli. Így a korábbi egyenlet a következőre módosul:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \tag{11}$$

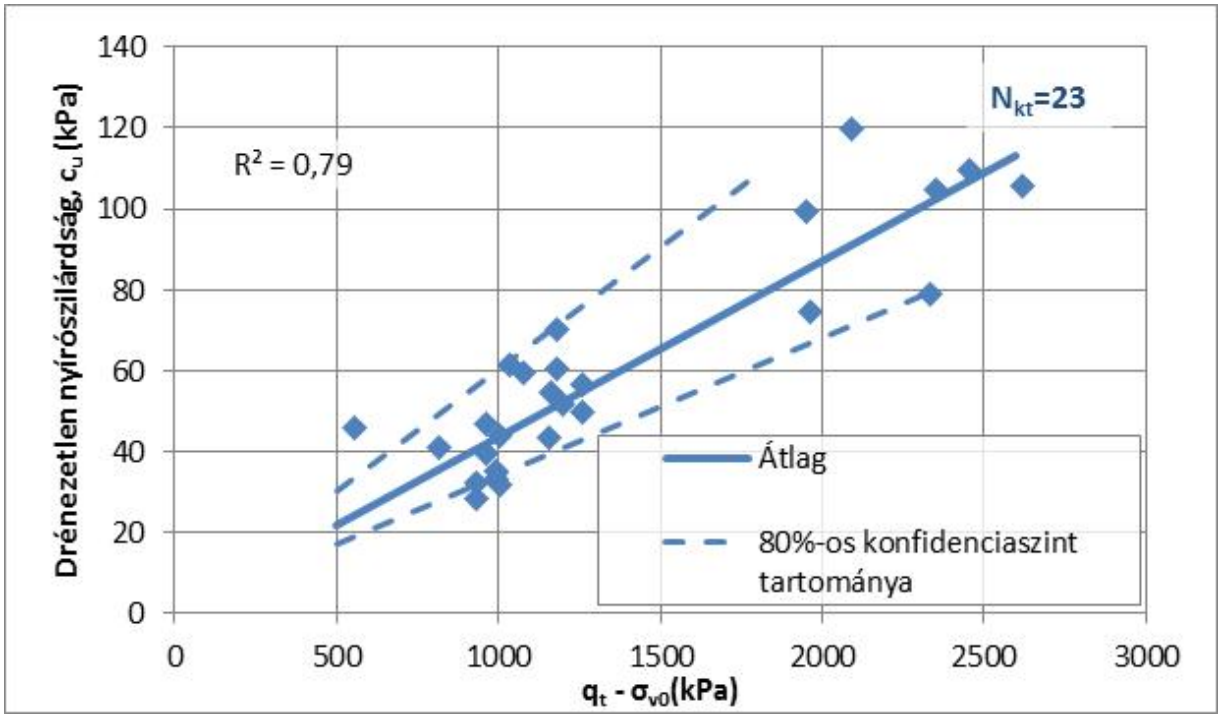
A q_t értékek használata elsősorban kis szondaellenállású agyagok esetén fontos, mert itt a behatolás által indukált pórusvíznyomás hasonló nagyságrendű lehet, mint maga a q_c csúcsellenállás, így a q_t és q_c értékek különbsége is jelentős.

1. táblázat. N_{kt} szondatényezők

Hivatkozás	N_{kt} értékek tartománya	Megjegyzések
Aas és társai. (1986)	8-16	3 %< I_p <50 % N_{kt} növekszik az I_p növekedésével
La Rochelle ás társai (1988)	11-18	Nem tapasztalt összefüggést az N_{kt} és I_p értékek között
Rad és Lunne (1988)	8-29	N_{kt} az előterheltség (OCR) mértékétől függ
Powell és Quarterman (1988)	10-20	
Karlsrud és társai (1996)	6-15	N_{kt} csökken a B_q növekedésével
Hong és társai (2010)	7-20	"Busan" agyag, Korea 25 %< I_p <40 %
Almeida és társai (2010)	4-16	Nagy plaszticitású, puha agyagok 42 %< I_p <400 %

Az általam vizsgált esetekben a q_t értéke jellemzően 10-30 %-kal nagyobbra adódott, mint a q_c, azonban esetenként (főleg kis áteresztőképességű puha talajoknál) közel 100%-os növekedés is tapasztalható volt. Számos nemzetközi publikáció született, melyben az N_{kt} tényező értékeire vonatkozó tapasztalatokat mutatják be különböző agyagok esetén, néhány ilyen eredmény az 1. táblázatban található.

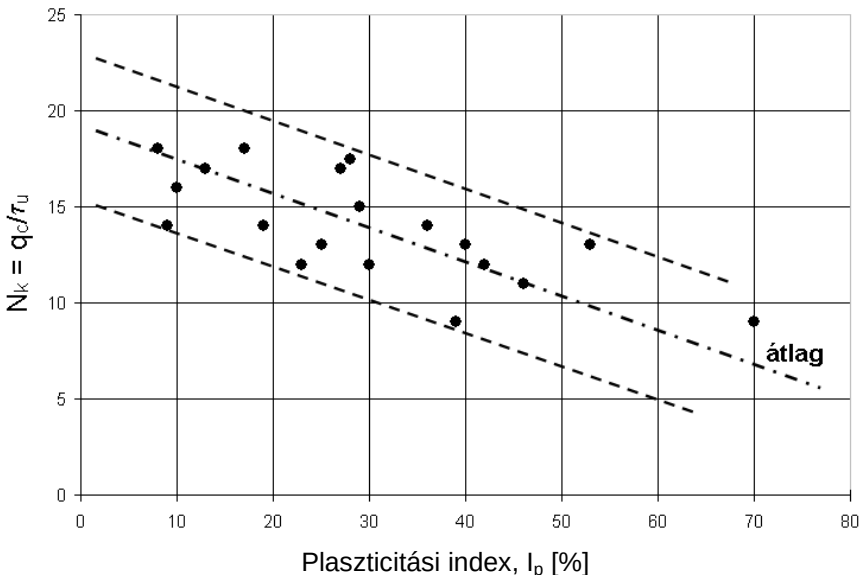
Kevés tapasztalat áll rendelkezésre a hazai puha agyagok esetén az N_{kt} értékére, ezért az N_k esetén bemutatotthoz hasonló összesítő diagramot készítettem (11. ábra). Látható, hogy így valamivel szűkebb tartományban szóródnak a pontok. Ezt támasztja alá a két esetben tapasztalt korrelációs tényező is: míg N_k esetén az R^2 értéke 0,66 volt addig az N_{kt} esetén ez 0,79-re módosul. Azaz a pórusvíznyomás korrekció a drénezetlen nyírószilárdság megbízhatóbb becslését teszi lehetővé.



11. ábra A drénezetlen nyírószilárdság a q_t-σ_{v0} függvényében

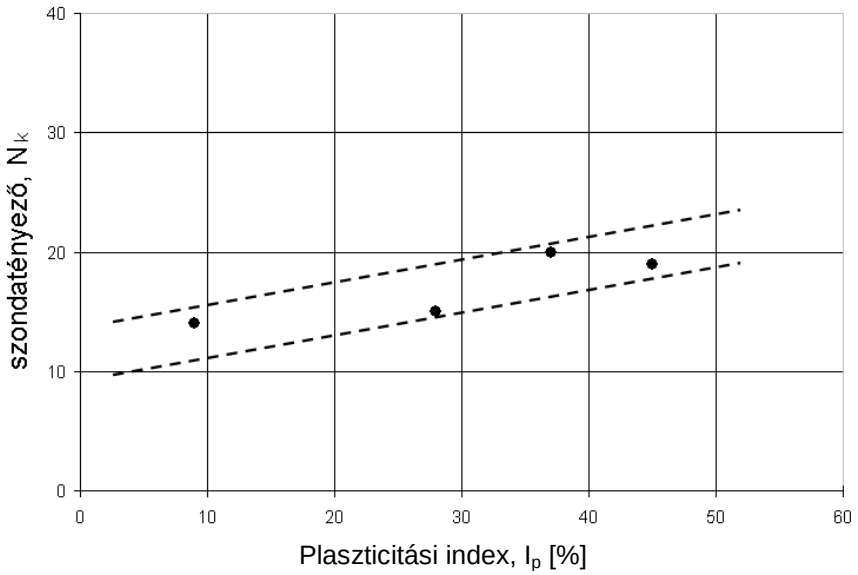
A nemzetközi szakirodalomban több javaslat található a szondatényezők „pontosítására" valamely egyéb talajparaméter alapján (pl. plaszticitási index, előterheltség mértéke). Ezek közül jelen esetben (puha talajoknál) a plaszticitási index és a szondatényező összefüggése lehet érdekes.

Normálisan konszolidált agyagok esetén N_k értéke a talaj plaszticitási indexétől függ a 12. ábrán látható módon (Lunne – Kleven, 1981).

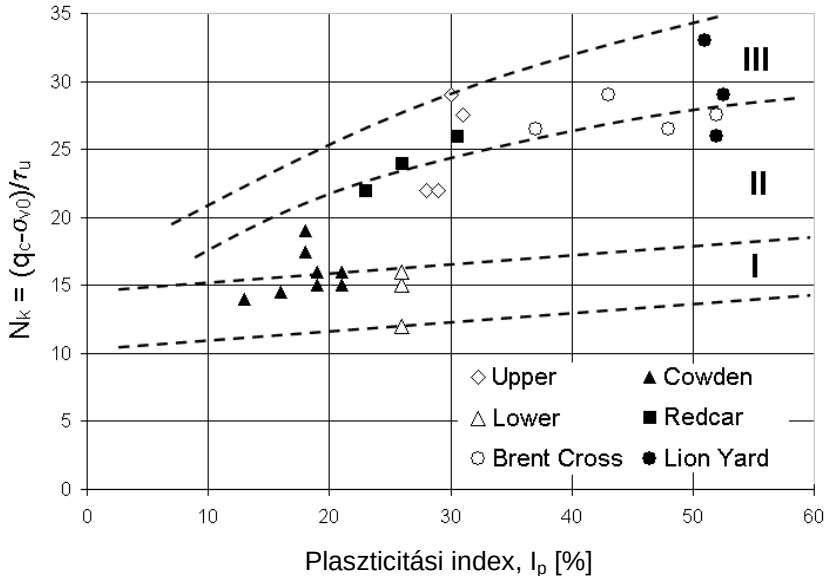


***12*. ábra Az N_{kt} tapasztalati tényező változása a plaszticitási index függvényében (Lunne – Kleven, 1981)**

Aas és társai (1986) megvizsgálták az N_{kt} tényező értékét különböző norvégiai, vízzel telített agyagok esetén és éppen ellenkező tendenciát tapasztaltak (13. ábra). Hasonló volt Powell és Quarterman (1988) tapasztalata (14. ábra) akik különböző plaszticitási indexű és különböző előterheltségű talajok esetén vizsgálták a szondatényezők változását.



13. ábra. N_{kt} szondatényező normálisan konszolidált agyagok esetén (Aas és társai, 1986)



14. ábra. N_{kt} szondatényező normálisan konszolidált és különböző mértékben túlkonszolidált agyagok esetén (Powell és Quertman, 1988*)*

Látható tehát, hogy a nemzetközi szakirodalom alapján sem állapítható meg egyértelmű tendencia a plaszticitási index és szondatényező kapcsolatát illetően. Ábrázoltam a hazai puha agyagok esetén tapasztalt szondatényezőket a talaj plaszticitási indexének függvényében (15. ábra). A hazai talajok eredményei esetén Lunne és Kleven (1981) tapasztalatával egyező tendenciát tapasztaltam, azaz a plaszticitási index növekedésével a tapasztalt szondatényező kis mértékben csökken. Megállapítható továbbá, hogy az értékek nagyon széles sávban szóródnak, a korrelációs tényező értéke kicsi, azaz általánosságban egy plaszticitási indexfüggő szondatényező nem javít érdemi módon az összefüggés pontosságán.

Egy másik lehetőség a drénezetlen nyírószilárdság CPT eredményekből történő becslésére a hatékony csúcsellenállás ($q_E = q_t - u_2$) használata:

$$c_u = \frac{q_E}{N_{ke}} = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}} \tag{12}$$

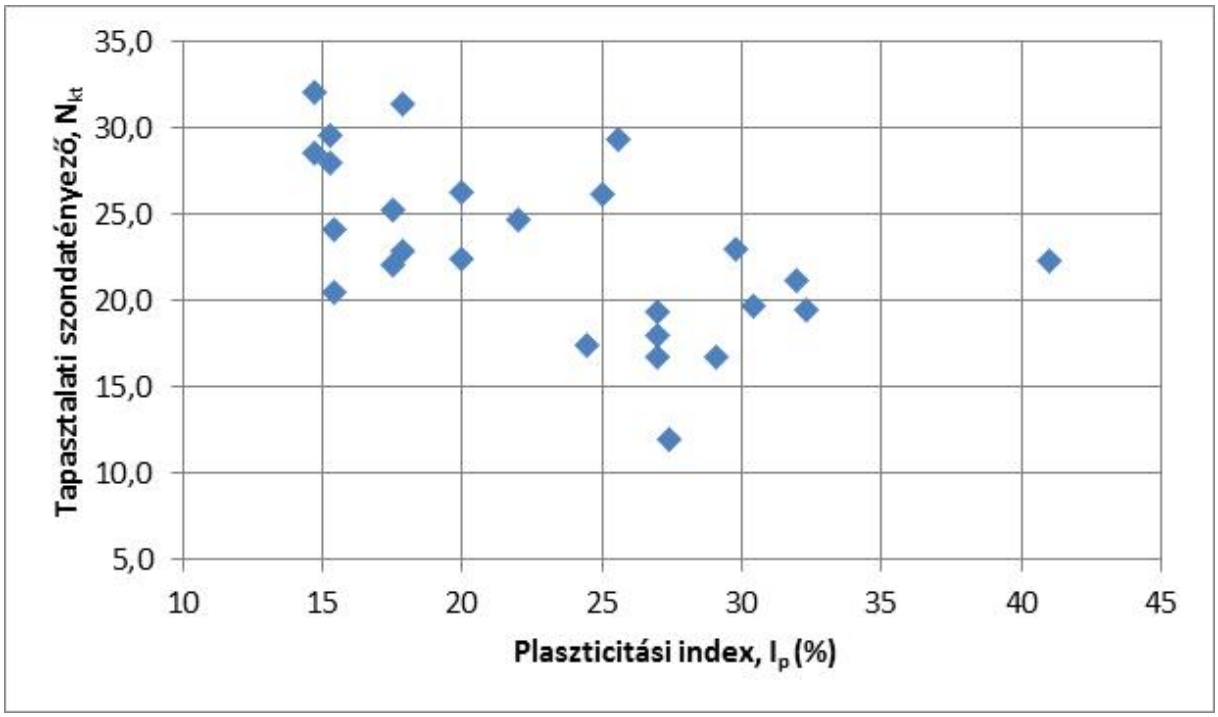
ahol

N_{ke} a tapasztalati szondatényező (a q_E értékét használó összefüggés esetén)

u_2 a CPT kúpos csúcsa mögött mért pórusvíznyomás

Szintén kötött talajok esetén elterjedt az effektív CPT csúcsellenállás (q_E) használata, ennek meghatározásához a korrigált CPT csúcsellenállás értékéből kivonjuk a mért pórusvíznyomás

(u_2) értékét, így határozva meg a valóban a szemcsevázra adódó terhelés mértékét. Az effektív szondaellenállást a geotechnika több területén sikeresen alkalmazták (pl. CPT alapján történő talajazonosítás – Fellenius (1997) vagy cölöpteherbírás meghatározása – Mahler, 2007/2), így célszerű lehet jelen esetben is ezzel próbálkozni. A nemzetközi szakirodalomban fellelhető vonatkozó javaslatot a 2. táblázatban foglaltam össze.



15. ábra Az N_{kt} szondatényező és a plaszticitási index kapcsolata

2. táblázat. N_{ke} szondatényezők

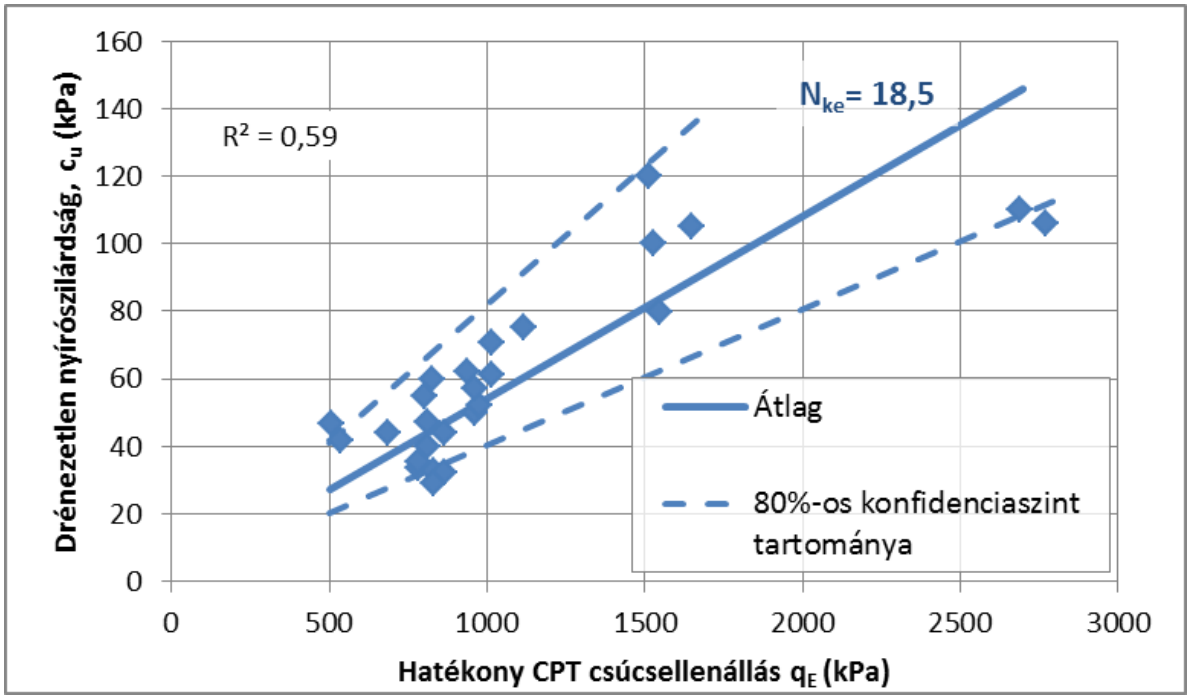
Hivatkozás	N_{ke} értékek tartománya	Megjegyzések
Senneset és társai (1982)	6-12	3 %< I_p <50 %
Lunne és társai (1985)	1-13	N_{ke} változik a B_q-val
Karlsrud és társai (1996)	2-10	N_{ke} csökken a B_q növekedésével
Hong és társai (2010)	3-18	"Busan" agyag, Korea 25 %< I_p <40 %

Látható, hogy a hatékony csúcsellenállást használó képletek esetén a szondatényező azonban még tágabb tartományban változik, azaz a drénezetlen nyírószilárdság így még

pontatlanabbul becsülhető. Mindemellett figyelemre méltó, hogy több szerző tapasztalt összefüggést a pórusvíznyomási arányszám és szondatényező értéke között. A pórusvíznyomási arányszám értéke a következő összefüggéssel határozható meg:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \tag{13}$$

A szakirodalmi adatok alapján elképzelhető, hogy egy B_q függvényében meghatározott szondatényező felhasználásával a drénezetlen nyírószilárdság megbízhatóbban becsülhető. Ennek megfelelően az előzőekben is alkalmazott módon ábrázoltam a hatékony CPT csúcsellenállás (q_E) és a laboratóriumban meghatározott drénezetlen nyírószilárdság (c_u) összefüggését (16. ábra) valamint a tapasztalt szondatényező értékeket a pórusvíznyomási arányszám függvényében (17. ábra). Ez utóbbin egyértelműen látható, hogy a pontok egy közel vízszintes sávban szóródnak, azaz vizsgált hazai talajok esetén nem tapasztalható a nemzetközi szakirodalomban publikált összefüggés a B_q és a szondatényező értéke között.



16. ábra A drénezetlen nyírószilárdság a hatékony CPT csúcsellenállás függvényében

Nagyon puha, telített, kis szonda-ellenállású agyagok esetén elterjedt a CPT behatolás által generált többlet pórusvíznyomás (Δu) használata:

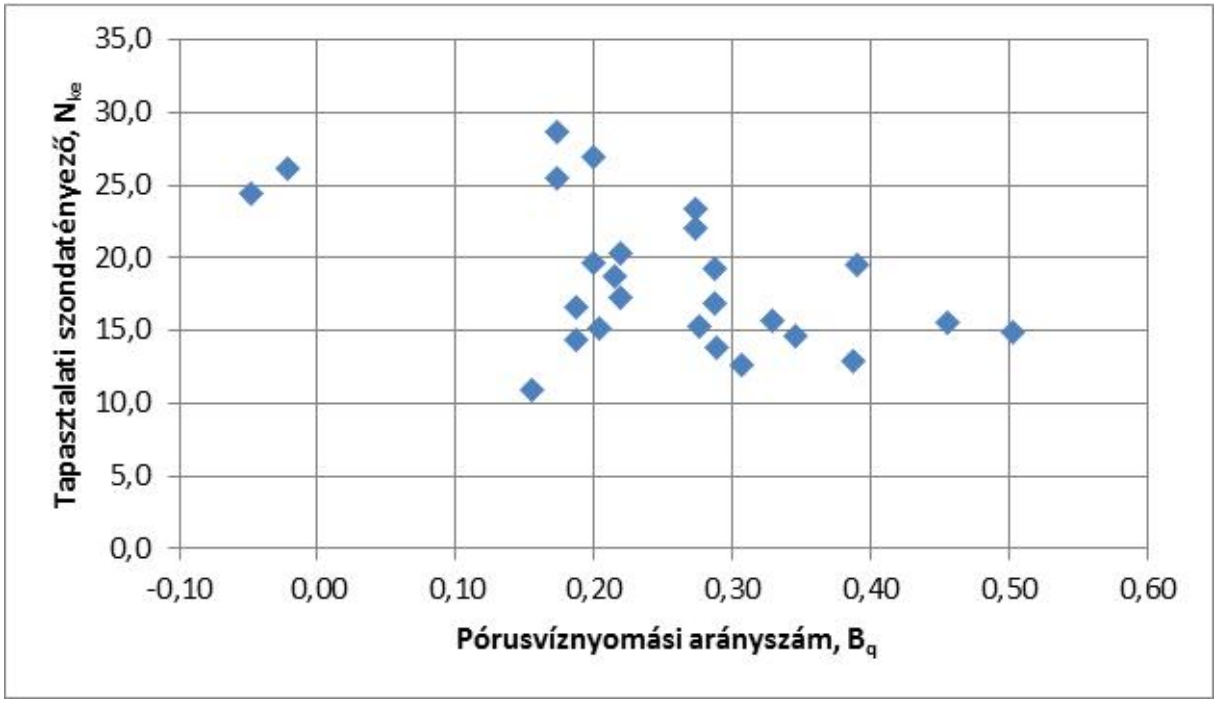
$$c_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \tag{13}$$

ahol

$N_{\Delta u}$ a tapasztalati szondatényező (a Δu értékét használó összefüggés esetén)

u_0 a helyszínen tapasztalható nyugalmi víznyomás

u_2 a CPT szonda kúpos csúcsa mögött mért pórusvíznyomás

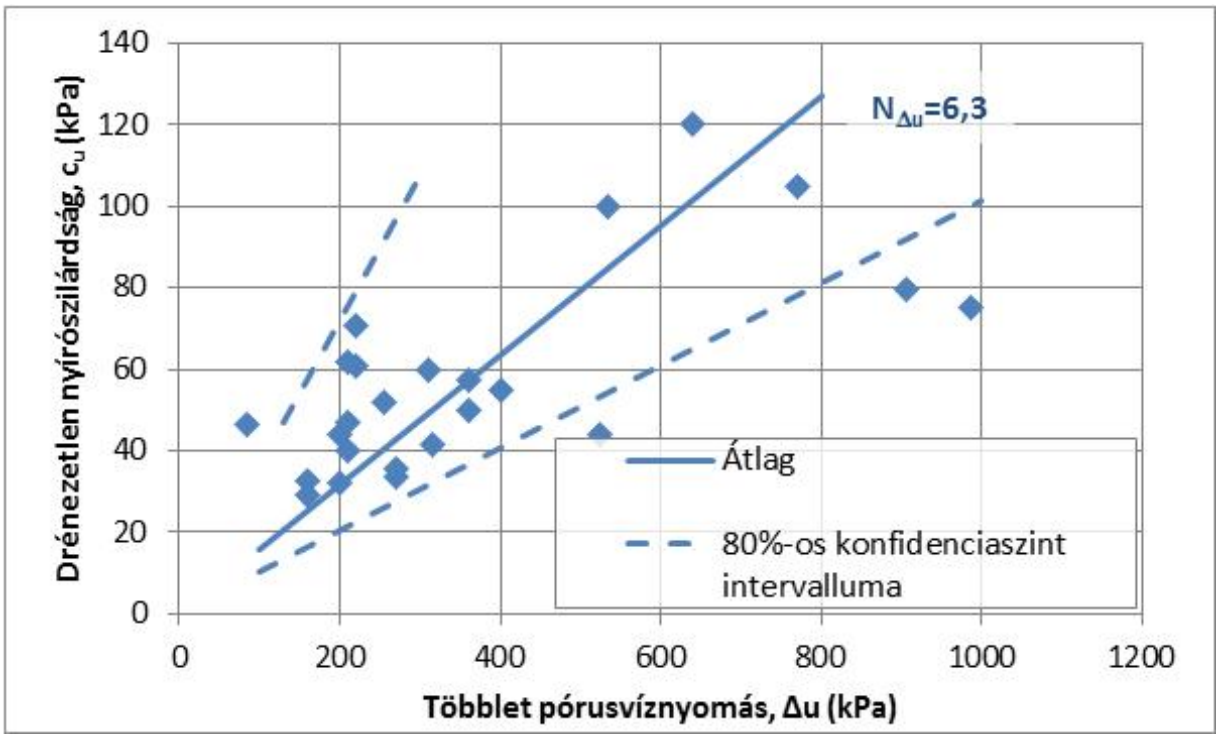


17. ábra Az N_{ke} szondatényező és a pórusvíznyomási arányszám kapcsolata

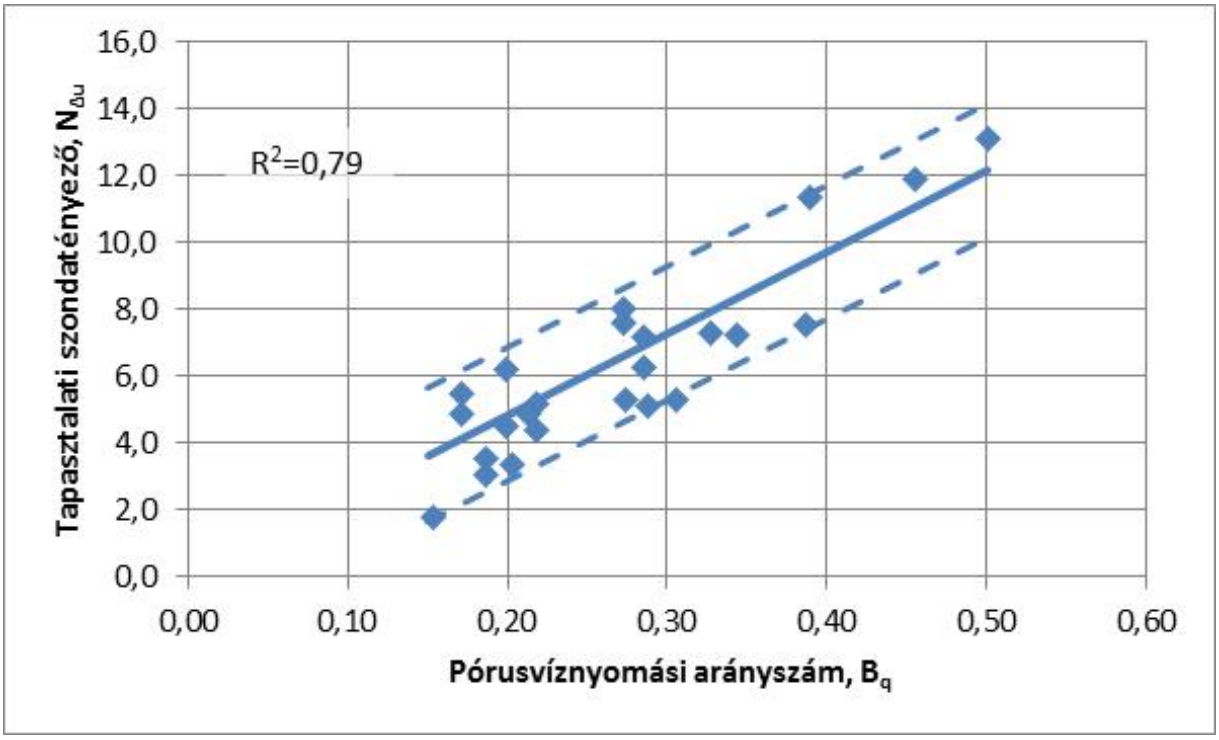
Lunne és társai (1985) 4 és 10, Karsrud és társai (1996) 6 és 8, Hong és társai (2010) pedig 4 és 9 közötti szondatényezőket tapasztaltak. A szórás nagyobb az első két módszernél tapasztaltnál, azonban ennél fontosabbnak tűnik az a tény, hogy mindegyik munka megbízható korrelációt állapított meg az $N_{\Delta u}$ szondatényező és a B_q pórusvíznyomási arányszám között. Ennek megfelelően megvizsgáltam, a hazai adatok esetén tapasztalt $N_{\Delta u}$ szondatényező értékeket illetve, hogy ezek az értékek mutatnak-e összefüggést más talajjellemzővel (pl. pórusvíznyomási arányszám, plaszticitási index)

Megnézve a drénezetlen nyírószilárdság és a többlet pórusvíznyomás összefüggését (18. ábra) az tapasztalható, hogy a pontok az előzőekben látottaknál sokkal nagyobb mértékben szóródnak, vagyis úgy tűnhet, hogy a többlet pórusvíznyomás értéke használható legkevésbé

a drénezetlen nyírószilárdság becslésére. Ráadásul a többlet pórusvíznyomás merev állapotú agyagok esetén negatív is lehet, ilyen Δu értékek esetén csak negatív $N_{\Delta u}$ szondatényező eredményezhet pozitív drénezetlen nyírószilárdságot.



18. ábra A drénezetlen nyírószilárdság a többlet pórusvíznyomás függvényében



19. ábra Az $N_{\Delta u}$ szondatényező és a pórusvíznyomási arányszám kapcsolata

Ha a tapasztalt $N_{\Delta u}$ szondatényezőket a B_q pórusvíznyomási arányszám függvényében ábrázoljuk (19. ábra), az eddigieknél sokkal jobb összefüggést, sokkal szorosabb korrelációt (R^2=0,81) tapasztalhatunk.

Ebben az esetben tehát az $N_{\Delta u}$ szondatényező értéke ugyan tágabb határok között mozog, mint azt tapasztaltuk a többi szondatényező esetén, azonban a többi esettel ellentétben itt lehetőségünk van egy másik paraméter, a B_q pórusvíznyomási arányszám ismeretében a szondatényezőt pontosítani.

A feldolgozott mérési adatok elhelyezkedését lefedő sáv a $0{,}15<B_q<0{,}50$ tartományban a következő összefüggéssel írható le:

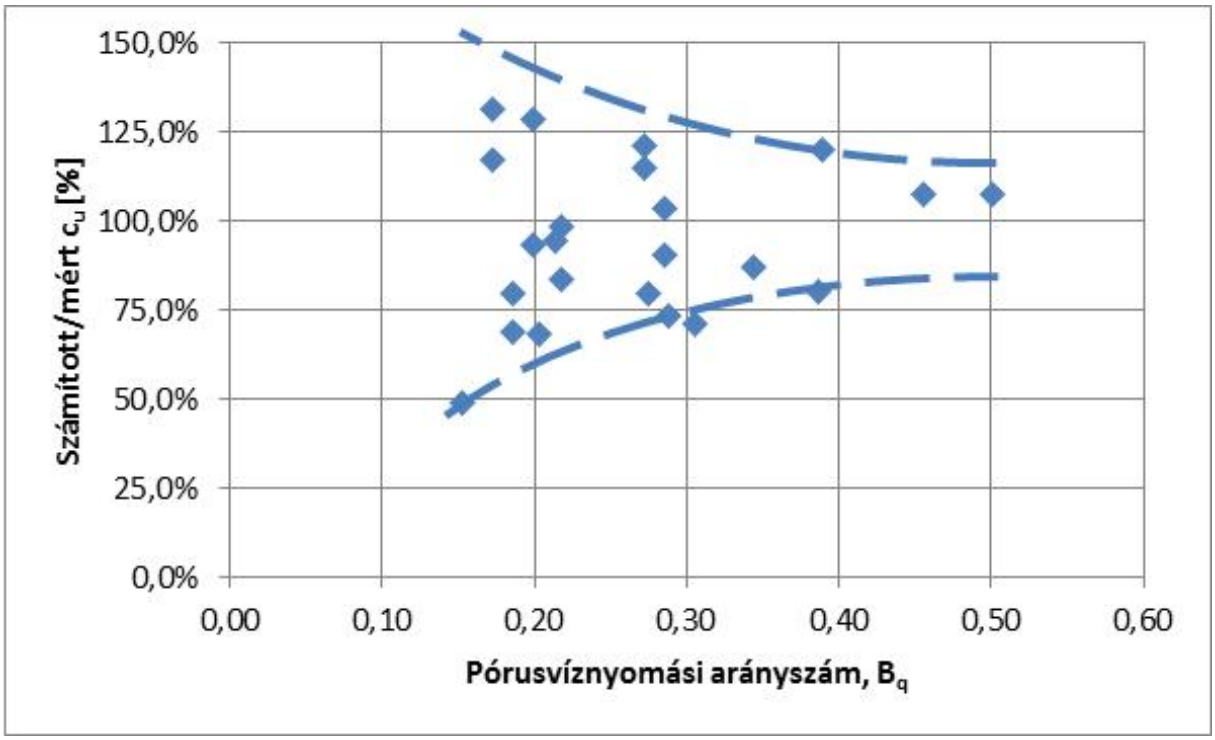
$$N_{\Delta u} = (24{,}3 \cdot B_q) \pm 2 \tag{14}$$

Szem előtt kell tartani azonban, hogy alacsony B_q értékek esetén a fenti képlettel meghatározható szondatényező értékek felhasználásával számítható drénezetlen nyírószilárdság még mindig igen tág értékek között változhat. A pórusvíznyomási arányszám növekedésével a képletben szereplő ± 2 tag egyre kisebb hatással bír a számított drénezetlen nyírószilárdságra, így ilyen esetekben az megbízhatóbban becsülhető.

Két minta esetén a pórusvíznyomási arányszám értéke negatívra adódott, így ezeket a szondatényezők további vizsgálata során elhanyagoltuk, az ábrákon nem tüntettük fel. Merev agyagok esetén, amennyiben azok nem teljesen telítettek elképzelhető, hogy a CPT által mért pórusvíznyomás az adott helyen számított nyugalmi pórusvíznyomásnál kisebb lesz, bár ez elsősorban kemény agyagokra jellemző. Ilyen esetben a számított „többletvíznyomás” is negatív, következésképpen csak egy negatív szondatényezővel kaphatunk pozitív drénezetlen nyírószilárdságot. Bár jelen esetekben a javasolt formula jó közelítést adott a negatív pórusvíznyomási arányszámú talajok drénezetlen nyírószilárdságára is, hangsúlyozni kell, hogy a javaslatom telített puha agyagokra vonatkozik. További vizsgálatok és mérési eredmények szükségesek, hogy a javasolt összefüggések mennyire alkalmasak merev illetve kemény állapotú agyagok nyírószilárdságának becslésére.

Az $N_{\Delta u} = 24.3 \cdot B_q$ összefüggés felhasználásával számított drénezetlen nyírószilárdság értékek és a laboratóriumban meghatározott eredmények arányát, a pórusvíznyomási arányszám függvényében a 20. ábra szemlélteti. Jobb megbízhatóság érhető el, ha a pórusvíznyomási

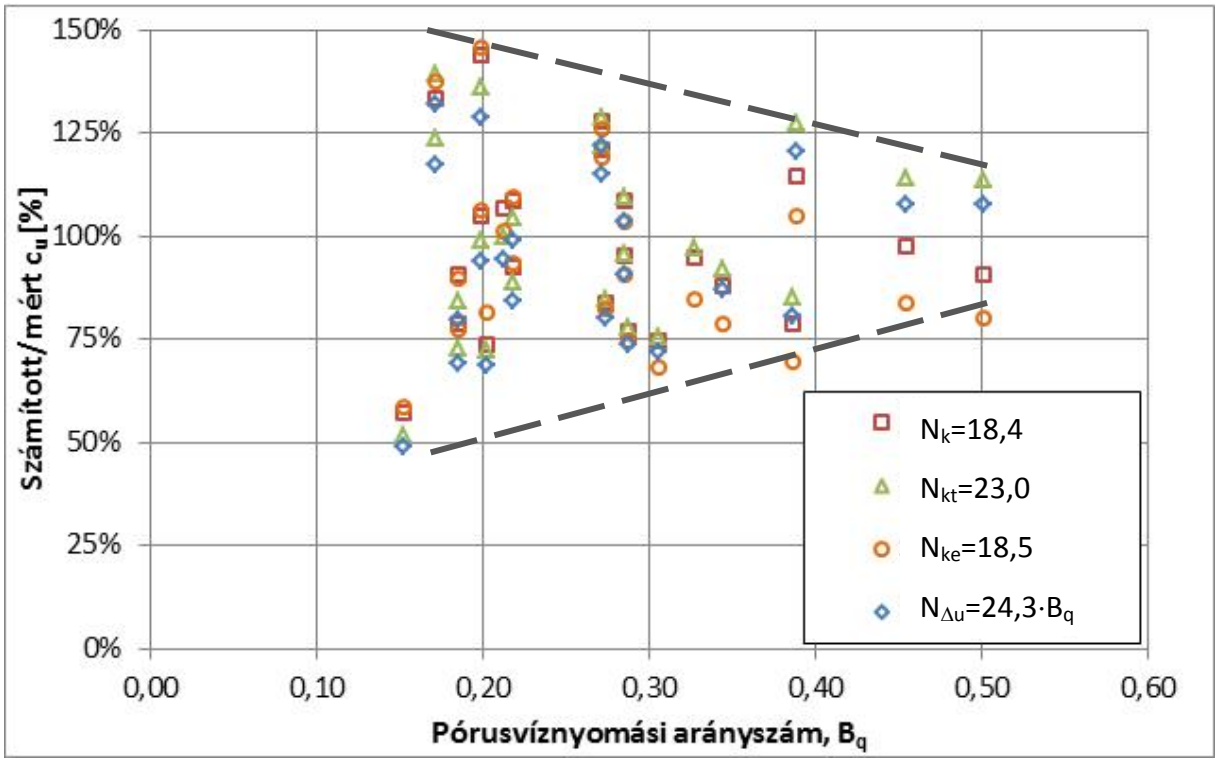
arányszám magas (B_q > 0,25); ezekben az esetekben a számított és mért értékek eltérése kisebb volt, mint a laboratóriumban meghatározott érték 15-20%-a. A pórusvíznyomás csökkenésével a számítás megbízhatósága csökken, ilyen esetben a drénezetlen nyírószilárdság az előző szondatényezőknél tapasztalt bizonytalansággal becsülhető.



20. ábra Drénezetlen nyírószilárdság becslésének pontossága a B_q függvényében – NΔu szondatényező

Megvizsgáltam, hogy a többi szondatényező esetén is tapasztalható-e az előzőekben tapasztalat tendencia, azaz a nagyobb pórusvíznyomási tényezőjű agyagok esetén megbízhatóbban becsülhető-e az agyag drénezetlen nyírószilárdsága a CPT eredmények alapján. A számított és mért értékek arányát a 20. ábrához hasonlóan a B_q függvényében ábrázoltam (21. ábra). A pórusvíznyomási arányszám növekedésével mind a négy vizsgált esetben csökkent a számított és mért értékek arányának szórása, azaz megállapítható, hogy olyan talajok esetén amelyekben a tapasztalt B_q érték nagyobb, a CPT eredmények alapján a drénezetlen nyírószilárdság megbízhatóbban becsülhető.

A laboratóriumi vizsgálatok és CPT eredmények összevetésével kapott szondatényezők átlagértékeit és néhány – a változékonyságra vonatkozó – statisztikai jellemzőt a 3. táblázatban foglaltam össze.



21. ábra Drénezetlen nyírószilárdság becslésének pontossága a B_q függvényében

3. táblázat Meghatározott szondatényezők

	$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{c_u}$	$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{c_u}$	$N_{ke} = \frac{q_t - u_2}{c_u}$	$N_{\Delta u} = \frac{u_2 - u_0}{c_u}$
Átlagérték	18,4	23,0	18,5	6,3
Minimum	10,5	11,9	10,9	1,8
Maximum	27,6	32,1	28,6	13,1
Szórás	4,4	5,0	4,9	2,8
Variációs tényező	23,7 %	21,7 %	26,4 %	43,7 %
80%-os konfidencia intervallum határai	12,8-23,9	16,6-29,4	12,2-24,8	2,8-9,8
	± 30 %	± 28 %	± 34 %	± 56 %

Az eredmények alapján megállapítottam, hogy a CPT csúcsellenállás értékét alapul vevő összefüggések (N_k, N_{kt}, N_{ke}), közel azonos megbízhatósággal használhatóak a drénezetlen nyírószilárdság becslésére. A 80 %-os megbízhatósági konfidencia intervallum határai mindhárom esetben az átlagérték ± 30 % körüli értékekre adódtak. Az $N_{\Delta u}$ értékek jóval nagyobb tartományban szóródtak, azonban – mint ahogy azt az előbbiekben bemutattam – a pórusvíznyomási arányszám függvényében meghatározott szondatényező használatával a drénezetlen nyírószilárdság megbízhatóbban becsülhető.

3. MAGAS TÖLTÉSEK SÜLLYEDÉSEI

Az autópálya töltések geotechnikai szempontból történő megfelelő kialakítása vonatkozásában a talaj teherbírása (nyírószilárdsága) mellett a várható talaj összenyomódás is fontos szerepet játszik. A megbízható süllyedésszámításhoz számos dolog szükséges, ezek közül a legfontosabb a talaj feszültség-alakváltozás összefüggéseinek pontos megismerése, és a talajviselkedés megfelelő modellezése. Ez utóbbi nemcsak a megfelelő, az adott talaj viselkedését legjobban közelítő modell és modellparaméterek kiválasztását jelenti; szükséges a terhelés hatására összenyomódó talajréteg vastagságának ismerete is.
A tapasztalat az, hogy minél nagyobb az altalaj összenyomódása, a töltéssüllyedés abszolút értéke, annál jobb az „előrejelzés" (annál kisebb a relatív hiba). A fő kérdés itt a talajfizikai jellemzők (elsősorban az összenyomódási modulus) pontossága.

A süllyedésszámítási módszerek alapvetően két részre oszthatóak: egyszerűsített számítási módszerek és numerikus módszerek (pl. véges elemes modellezés). Az első csoportot, jellemzően egyszerűsített talajviselkedést feltételező, könnyen elvégezhető számítási módszerek alkotják. A számítógépek elterjedésével e módszerek használata manapság jellemzően már csak durva, előzetes becslésekre korlátozódik. A numerikus módszerek segítségével könnyen figyelembe vehetők az összetettebb talajtulajdonságok is, mint például a nemlineáris feszültség-alakváltozás összefüggés, vagy különböző talajtípusoknál eltérően alakuló feszültségszétterjedés.

3.1. Hagyományos süllyedésszámítás

A tapasztalatok és az elméleti ismeretek szerint a töltések süllyedése négy részből tevődik össze:

$$s = s_a + s_k + s_m + s_t \tag{15}$$

ahol:

s_a - az azonnali vagy kezdeti süllyedés, amely térfogat-állandóság mellett, vízmozgás nélkül következik be ($\upsilon = 0{,}5$);

s_k – a konszolidációs süllyedés, amely a terhelés okozta pórusvíznyomás nullára való csökkenése mellett a pórusvíz eltávozása miatt következik be;

s_m – a másodlagos kompresszió okozta süllyedés, amelynek oka a vázszerkezetben terhelés alatt bekövetkező fázismozgás (lassú, kúszásszerű jelenség, amely a nagy plaszticitású puha agyagoknál és szerves talajoknál jelentkezik);

s_t – az altalaj oldalirányú plasztikus kitérése a töltés általi terhelés okozta nyírófeszültségek miatt.

Ezek közül laboratóriumban az s_a, s_k és s_m-nek megfelelő ε_a, ε_k és ε_m fajlagos alakváltozásokat lehet vizsgálni.

Az azonnali összenyomódás és az elsődleges konszolidációs süllyedés az alábbiak szerint számítható. A 21. ábrán vázolt töltés (i) pontja alatti tetszőleges vastagságú réteg süllyedése az alábbi képletből számítható:

$$s = s_a + s_k = \int_{z_1}^{z_2} \frac{\sigma'_v}{E_{oed}} \tag{16}$$

ahol:

s – a 21. ábrán vázolt réteg összenyomódása,

σ_v – a rétegben ébredő átlagos függőleges feszültség,

E_{oed} – az anyag összenyomódási modulusa, amely a talaj azonnali és elsődleges konszolidációs összenyomódása alapján állapítható meg.

A 16. képletben szereplő σ_z feszültséget a töltés terhelésének az egyszerű átalakításával lehet meghatározni. Nevezetesen a töltés terhelését olyan adott szélességű és végtelen hosszú egyenletesen megoszló (p) terhelésként vesszük fel, amely a vizsgált rétegben az eredeti töltéssel közel azonos feszültséget ébreszt.

A (p) intenzitású, adott szélességű és végtelen hosszú egyenletesen megoszló terhelés hatására a végtelen féltér egy tetszőleges pontjában keletkező σ_v feszültséget a 23. ábra jelöléseit használva, az irodalomból jól ismert képlettel lehet számítani.

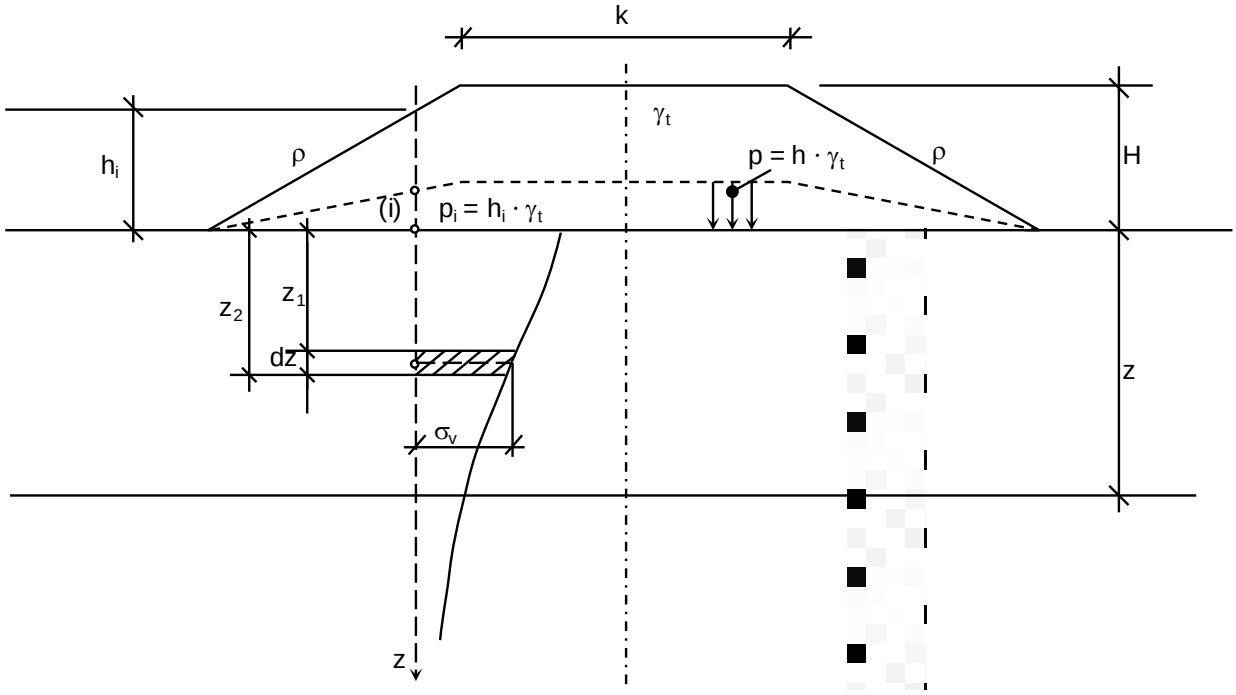
$$\sigma_v = \frac{2 \cdot p}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} \cos^2 \alpha \, d\alpha \tag{17}$$

A képlet az alábbi alakban is felírható:

$$\sigma_v = \frac{2 \cdot p}{\pi} \int_{x_1}^{x_2} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} dx. \tag{18}$$

E képlet alapján az integrálást és egyszerűsítéseket elvégezve a függőleges feszültség értéke az alábbi alakba írható:

$$\sigma_v = \frac{p}{\pi}\left(arctg\frac{x_2}{z} + \frac{z \cdot x_2}{x_2^2 + z^2} - arctg\frac{x_1}{z} - \frac{z \cdot x_1}{x_1^2 + z^2} \right). \tag{19}$$



22. ábra A feszültség és süllyedésszámításnál alkalmazott jelölések

Nyilvánvaló, hogy a töltés alatt egy vizsgált pontban vagy metszetben elsősorban nem a feszültség nagyságára, hanem a várható süllyedés értékére vagyunk kíváncsiak. Éppen ezért a képletek felhasználásával célszerű lenne azonnal a süllyedést megadni. Az 19. képletet a 16. képletbe behelyettesítve, az integrálást elvégezve az alábbi összefüggést kapjuk:

$$s = \frac{p}{\pi \cdot E_s}\left(z \cdot arctg\frac{x_2}{z} + x_2 \cdot \ln\left(1 + \frac{z^2}{x_2^2}\right) - arctg\frac{x_1}{z} - x_1 \cdot \ln\left(1 + \frac{z^2}{x_1^2}\right)\right). \tag{20}$$

Ez a képlet viszont már igen jól felhasználható egyszerűsített gépi számításra is. A képlettel kapcsolatosan meg kell jegyezni:

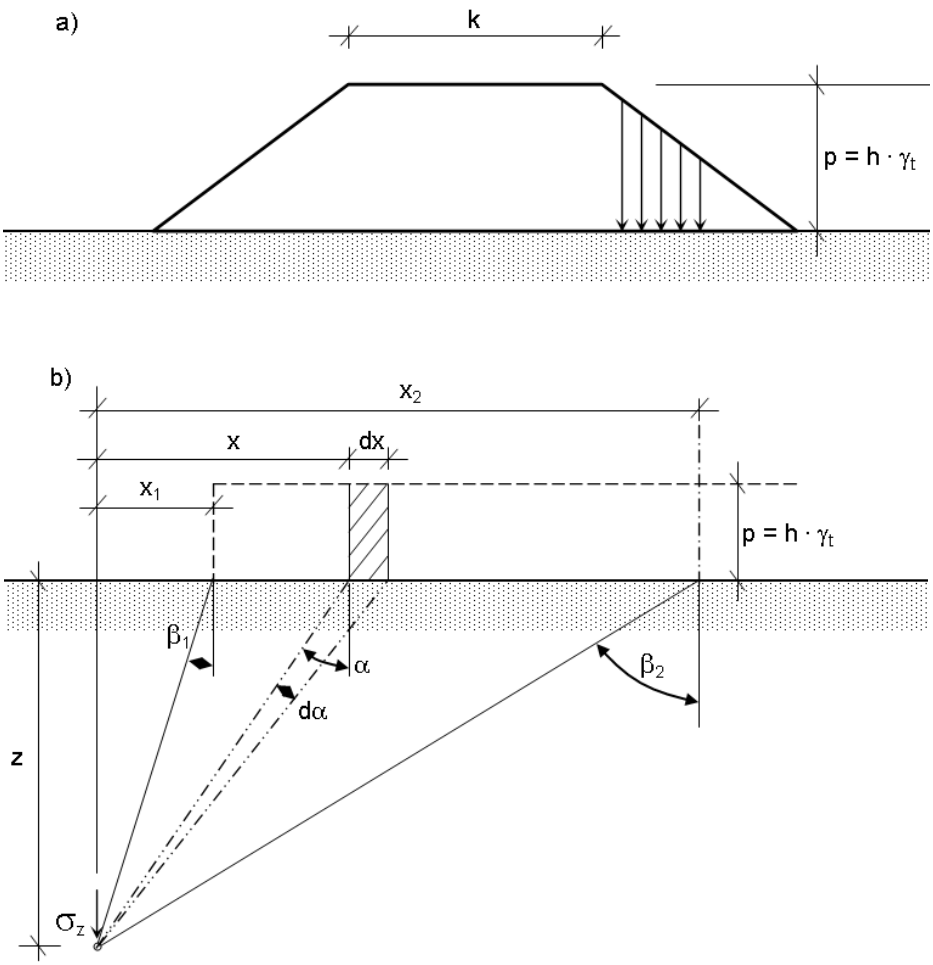
hogy: z = 0 esetben:

$$s = 0 \tag{21}$$

és x = 0 esetben:

$$s=\frac{p}{\pi\cdot E_s}\left(z_2\cdot arctg\frac{x_2}{z_2}+x_2\cdot\ln\left(1+\frac{z_2^2}{x_2^2}\right)-z_1\cdot arctg\frac{x_2}{z_1}-x_2\cdot\ln\left(1+\frac{z_1^2}{x_2^2}\right)\right) \tag{22}$$

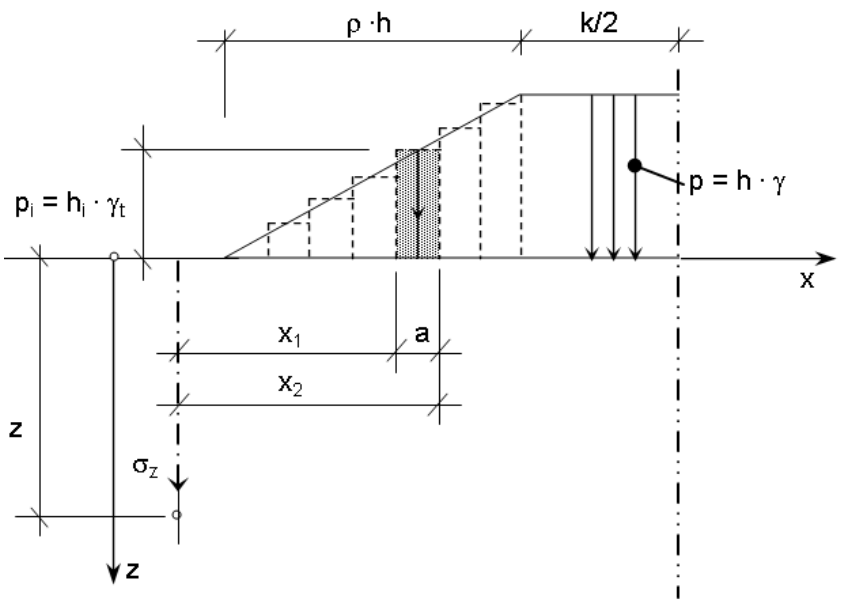
A képlet tehát az egyenletesen megoszló sávterhelés hatására keletkező süllyedések számítására alkalmas. A töltések esetében viszont egy-egy lineárisan változó terhelés és egyenletesen megoszló terhelés kombinációja fordul elő.



23. ábra A feszültségszámítás elve, a helyettesítő talpfeszültség felvétele

A lineárisan változó terhelést a 24. ábrán vázolt téglalap alakú lamellákra bontjuk, majd az egyes elemi sávterhekből keletkező hatásokat a vizsgált pontban szuperponáljuk.

Széles, esetleg több különböző szakaszból álló teher alatt csak sűrű lamellázással kapunk pontos eredményt, ami igen nagy számítási munkát igényel. Természetesen a nagy tömegű számítás célszerűen számítógéppel végezhető el.



24. ábra A lineárisan változó sávterhelés helyettesítése egyenletesen megoszló sávterheléssel

Az említett módszer önmagában helyes, de ha ezután a konszolidáció számításánál az így kapott süllyedést tekintjük konszolidációs süllyedésnek (és az s_a-t nem választjuk le), akkor az hibát eredményezhet.

3.2. Süllyedésszámítás véges elemes analízissel

Az előbb említett módszerek nem alkalmasak a puha, telített agyagoknál különösen jellemző nemlineáris viselkedés figyelembevételére, így ilyen talajok esetén a gyakorlatban jellemzően véges elemes vizsgálatokkal határozzák meg a süllyedéseket. Ez esetben a talajra jellemző terhelés-alakváltozás összefüggést nemlineáris vagy akár összetett függvényekkel is közelíthetjük, azaz a valósághoz közelebb álló viselkedést modellezhetünk.

A számítás során alapvetően két tényező határozza meg annak pontosságát: a talaj alakváltozási paraméterei és az összenyomódó réteg vastagsága. Értelemszerűen minél pontosabban ismerjük és vesszük figyelembe a számításhoz a talaj viselkedését, annál pontosabb eredményeket kapunk. A másik fontos tényező az összenyomódó réteg vastagsága, melynek alsó határát a határmélységgel definiálhatjuk. Ez nem egy laboratóriumban vagy helyszínen mérhető talajtulajdonság, különböző módszerekkel becsülhető, mesterséges mérnöki fogalom, amely a gyakorlat számára megadja az adott probléma esetén a releváns talajzóna méretét. Az ez alatti talajrétegek összenyomódását elhanyagolhatóan kicsinynek tekintjük.

4. HATÁRMÉLYSÉG KÉRDÉSEI

A töltések süllyedésszámítása során figyelembe vett, összenyomódó talajzóna vastagsága (pl. véges elemes modell mélysége) jelentősen befolyásolja a süllyedésszámítások eredményét: minél nagyobb összenyomódó réteget veszünk figyelembe, annál nagyobb süllyedést kapunk. Számos javaslat és eljárás ismert a határmélység meghatározására, azonban számos megválaszolatlan kérdés is van e témában. Ez a fejezet az ezzel kapcsolatos szakirodalomban fellelhető javaslatokkal, valamint az ezekkel kapcsolatos problémákkal foglalkozik.

4.1. A határmélység meghatározására használt képletek

Sok összefüggés áll rendelkezésre a határmélység meghatározására, ezen képleteknél a határmélység általában az alapszélesség és a terhelés értékének függvényében számítható. A gyakorlatban használt, leginkább elterjedt képletek összefoglalása a 4. táblázatban található.

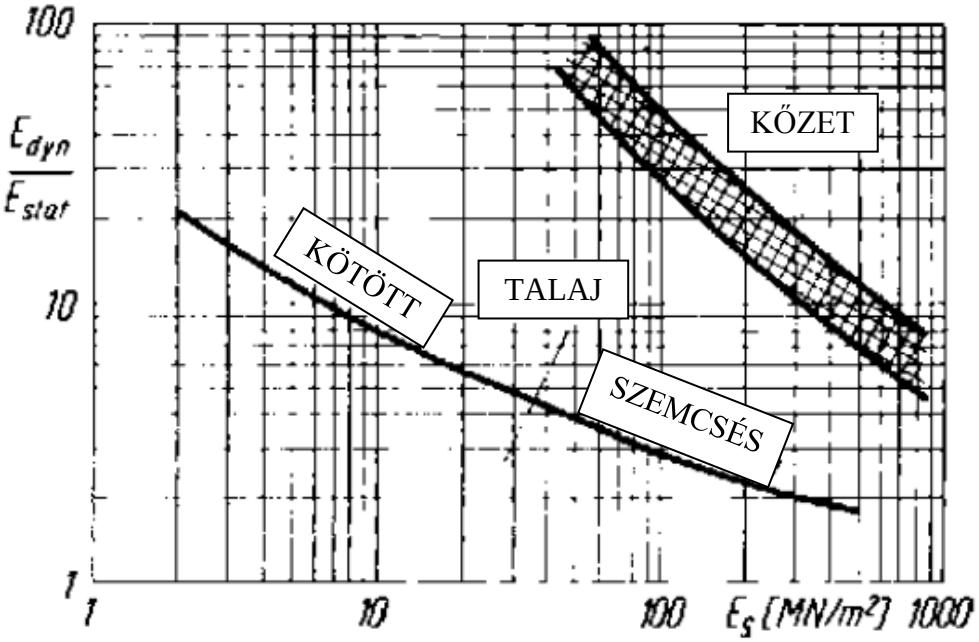
A korábbi módszerek jellemzően kizárólag az alapméret függvényében definiálják a határmélységet, azonban a képletekbe később egyre nagyobb súllyal került be a talajra ható feszültségek értéke is. A jelenlegi gyakorlatban leginkább elterjedt módszer szerint a terhelés okozta feszültségnövekményt számítjuk, és azt a mélységet tekintjük határmélységnek, ahol ez a növekmény a (terhelés előtti) hatékony feszültség bizonyos százalékára csökken (Farkas, 1995). A hazai gyakorlatban leginkább a korábbi MSZ 15004-1989 és DIN1054 szerinti 20 %-os arány használata a legelterjedtebb. Nagy alapterületű építmények esetén azonban 50 %-os értékeket is tapasztaltak (Széchy-Varga, 1968); az elmúlt évek monitoring eredményeinek összegzése alapján Kempfert (2006) pedig 25 %-os átlagértéket határozott meg. A különbségek számottevőek, aminek több oka is van: egyrészt a határmélység és az összenyomódási paraméterek összefüggnek, egy konkrét helyszíni mérés esetén – elméletileg – végtelen sok határmélység-rugalmassági modulus kombináció létezik, amely a tapasztalt süllyedést eredményezi. Másrészt valószínűsíthető, hogy az elhanyagolható alakváltozások zónája sokkal inkább az alakváltozásokhoz köthető, mint a feszültségekhez; bár e kettő összefügg, kapcsolatuk talajtípusonként különböző.

4. táblázat Határmélység meghatározási módszerek

Módszer	Határmélység	Megjegyzés
Jáky (1944)	2 B·(1-B/2·L) sávalapokra: 2B	"B" az alap szélessége "L" az alap hosszúsága, sávalapok esetén: L=∞
De Beer (1978)	4 B	"B" az alap szélessége
Egorov és Malikova (1975)	$\xi\cdot(B\cdot q^2/p^2)^{0.5}$	Nagy alapterületű lemezalapok esetén. "ξ" egy tapasztalati tényező ξ = 6 kötött talajok esetén és ξ = 4 szemcsés talajok esetén "q" a talajra hárított feszültség átlagos értéke "p" egy referencia feszültség, p=300 kPa
DIN 1054 **MSZ 15004-1989**	"20 %"	Az a mélység ahol az altalajra háruló feszültségnövekmény a korábbi hatékony feszültség 20 %-a alá csökken.
Széchy és Varga (1968)	"50 %"	Nagy alapterületű lemezalapok esetén az a mélység ahol az altalajra háruló feszültségnövekmény a korábbi hatékony feszültség 50 %-a alá csökken.
Kempfert (2006)	25 %	10 nagy alapterületű lemezalapozás esetén mért értékek visszaszámításából. Az mélység ahol az altalajra háruló feszültségnövekmény a korábbi hatékony feszültség 25 %-a alá csökken.

4.2. Határmélység fogalmának elméleti háttere

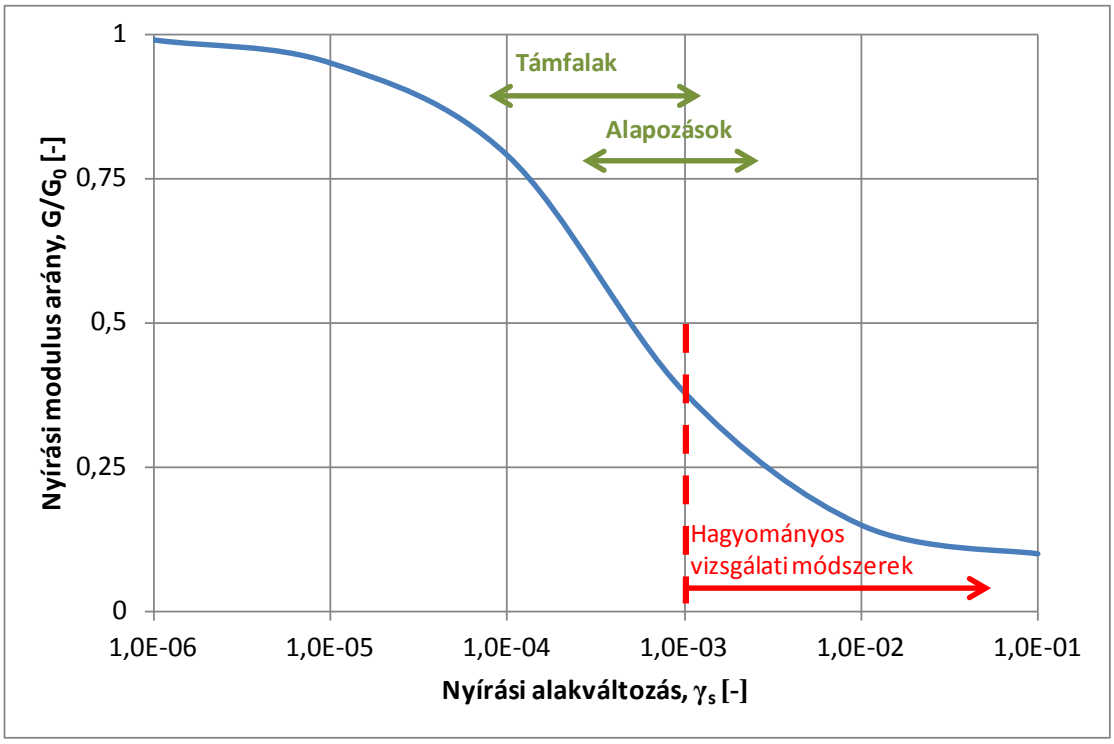
Régóta tudott és elfogadott tény, hogy a talajok alakváltozási jellemzői eltérőek, ha a talajt statikus terhelésnek vagy dinamikus terhelésnek (pl. rezgés) tesszük ki. A dinamikus terhelés hatására tapasztalt alakváltozási jellemzők (pl. összenyomódási modulus, nyírási modulus) kb. egy nagyságrenddel nagyobbak a statikus esetben meghatározott értékeknél. A statikus és dinamikus összenyomódási modulusok összefüggésének leírására Smoltczyk (2003) a 25. ábrán látható görbéket javasolja.



25. ábra Dinamikus és statikus összenyomódási modulusok összefüggése

Az elmúlt évtized kutatásai rámutattak arra, hogy a dinamikus és statikus terhelés esetén tapasztalt merevség-eltérés oka elsősorban nem a terhelés jellegében keresendő, hanem sokkal inkább a kialakuló alakváltozások mértékében. Dinamikus terhelés esetén nagyságrendekkel kisebb a talaj-alakváltozások tartománya ($\varepsilon = 10^{-6} - 10^{-3}$), mint statikus terhelések esetén.

Az ebben a tartományban lévő alakváltozások a hagyományos geotechnikai vizsgálatokkal (pl. kompressziós vagy triaxiális vizsgálat) nem mérhetőek, azonban egyre több (elsősorban munkagödör-határolási tevékenység során végzett) monitoring eredmény értékelése esetén jutottak arra a következtetésre, hogy a kis alakváltozási tartományban merevebb talajviselkedést feltételező modellek a valóságot jobban közelítik (pl. Schweiger, 2007). A nyírási modulus változását a nyírási alakváltozás függvényében az úgynevezett degradációs görbe írja le. Ez a 26. ábrán látható. Itt G_0 jelöli a talaj nagyon kis tartományban jellemző ($\gamma_s<10^{-6}$) nyírási modulusát, melyet kezdeti nyírási modulusnak nevezünk.



26. ábra Nyírási modulus és nyírási alakváltozás összefüggése

Egy homogén rétegre épített töltés okozta süllyedések esetén a talaj viselkedéséből és a terhelés módjából adódóan a fajlagos talaj-összenyomódás a mélység növekedésével fokozatosan csökken. Ennek oka egyrészt, hogy a terepszinten átadódó feszültség szétterjed, egyre kisebb fajlagos terhelés jut a talajra, másrészt a mélyebben fekvő talajokon eredetileg is nagyobb normálfeszültség működött, és a nagyobb normálfeszültségek tartományában az összenyomódási modulus nagyobb.

E két régóta ismert hatáson túlmenően, egy bizonyos mélység után ezek kiegészülnek a kis alakváltozási tartományban tapasztalható merevségnövekedéssel. A talajban kialakuló alakváltozások mértéke e tulajdonságok eredményeként csökken elhanyagolhatóan kicsire egy bizonyos mélység után. Míg a felső talajzónában a feszültségszétterjedés és a kompressziós görbe határozza meg elsősorban a talaj-összenyomódást, a nagyobb mélységben kialakuló alakváltozásokra a nyírási (és összenyomódási) modulus növekedése gyakorol döntő hatást. A nyírási degradációs görbe alakjából adódik, hogy a határmélység nem egy egzakt mélység, sokkal inkább egy mélységtartomány. Ennek megfelelően egzakt meghatározása nem lehetséges, csak valamilyen mérnöki mérlegelés és döntéshozatal alapján választható ki az adott probléma szempontjából releváns határmélység. Véges

elemes vizsgálatsorozatot végeztem annak céljából, hogy iránymutatást adjon a határmélység kiválasztásához.

4.3. Határmélység meghatározásának lehetőségei véges elemes szoftverrel

A véges elemes programok lehetővé teszik, hogy a kézi számításnál pontosabban, az adott talajparaméterek figyelembevételével határozzuk meg a talajban kialakuló feszültségállapotot és alakváltozásokat. Mindemellett azonban megfigyelhető, hogy minél nagyobb (mélyebb) modellméretet veszünk figyelembe, annál nagyobb süllyedéseket eredményez a számítás. Azaz még a jelenleg használt, a talaj nemlineáris jellegét figyelembe vevő talajmodellek sem képesek teljesen pontosan visszaadni a talaj viselkedését. Emiatt a véges elemes számítás esetén is szükséges a határmélység előzetes becslése, és a modellméret e szerinti definíciója. A számos elérhető talajmodell közül jelen vizsgálat kereteiben 4 talajmodellt vizsgáltam:

- Lineárisan rugalmas-tökéletesen képlékeny, „Mohr-Coulomb” talajmodell;
- A feszültség növekedésével izotróp módon keményedő („felkeményedő”) talajmodell;
- Módosított Cam-Clay talajmodell;
- Feszültséggel keményedő, kis alakváltozásoknál merevebb viselkedést feltételező („HSsmall”) talajmodell.

A „Mohr-Coulomb” az egyik legegyszerűbb talajmodell, a talaj feszültség-alakváltozás görbéjét lineáris összefüggésként kezeli, azaz a talaj alakváltozási tulajdonságait – a feszültségszinttől függetlenül – a rugalmassági modulussal és a Poisson tényezővel írja le. A „felkeményedő” és a „módosított Cam-Clay” talajmodellek a talaj viselkedését már pontosabban közelítik: nagyobb átlagos normálfeszültségeknél merevebb viselkedést, nagyobb nyírófeszültségeknél pedig nagyobb alakváltozásokat vesznek figyelembe. Ezek a talajmodellek már pontosabb süllyedésszámítást tesznek lehetővé, elsősorban azáltal, hogy a mélyen fekvő (nagyobb normálfeszültséggel terhelt) talajzónában kisebb alakváltozásokat eredményeznek.

A HSsmall talajmodell esetén az alakváltozási tulajdonságok meghatározásához 6 paraméter szükséges:

- E_{oed}^{ref} az összenyomódási modulus (a referencia feszültség értékéhez tartozó érintő modulus);
- m a kompressziós görbét leíró hatványfüggvény kitevője;
- E_{50}^{ref} a "drénezett" triaxiális vizsgálatnál a deviátor feszültség 50%-hoz tartozó húr modulus;
- E_{ur}^{ref} a tehermentesítés-újraterhelés folyamatához tartozó húr modulus;
- G_0 a kezdeti nyírási modulus (nagyon kis alakváltozásnál, $\gamma_s < 10^{-6}$);
- $\gamma_{0.7}$ az a fajlagos nyírási alakváltozás, ahol $G = 0{,}7G_0$.

A „HSsmall" modell a „felkeményedő" talajmodellt azzal egészíti ki, hogy a nagyon kis alakváltozások tartományában merevebb talajviselkedést vesz figyelembe. Ezt a tulajdonságot a talajmodell egy merevségcsökkenési függvény (degradációs görbe, 25. ábra) alapján veszi figyelembe, ahol a talaj nyírási modulusa a nyírási deformáció függvénye (Atkinson és Salfors, 1991). A tapasztalatok (Benz, 2007) azt mutatták, hogy különböző talajtípusok esetén a görbék normalizált alakja nagyfokú hasonlóságot mutat, ennek köszönhetően az összefüggés két paraméter segítségével becsülhető. E két paraméter a kezdeti nyírási modulus G_0, és az az alakváltozás érték, ahol $G = 0{,}722 \cdot G_0$, ennek jele: $\gamma_{0,7}$. E két paraméter meghatározása speciális vizsgálatokkal (pl.: rezgetett henger, torziós nyíróvizsgálat, dinamikus triaxiális vizsgálat, crosshole vagy downhole vizsgálat) vagy tapasztalati összefüggések használatával lehetséges. Az adott helyszíneken ilyen vizsgálatok nem készültek ezért a paraméterek a következőkben leírt tapasztalati összefüggések alapján kerültek meghatározásra. A paraméterek meghatározási lehetőségeivel részletesebben a 4.4 pont foglalkozik.

Határmélység meghatározása egyszerűsített példa esetén

Egy egyszerűsített modellt felhasználva vizsgáltam meg a puha agyagon épített töltések süllyedésszámításához rendelkezésre álló módszerek előnyeit, hátrányait, lehetőségeit és korlátait. A számításhoz használt töltés magassága 10 m, a korona- és talpszélesség pedig 40 és 80 m. Ebből adódóan a rézsűhajlás 8/4. Az altalaj egyetlen, végtelen mélységű puha agyagrétegből állt. Ennek tulajdonságait az M43 autópálya nyomvonalán feltárt felső puha

agyag laboratóriumi és helyszíni vizsgálatainak alapján határoztam meg. A felhasznált geotechnikai modell a 27. ábrán, a talajrétegek megnevezése és tulajdonságai az 5. táblázatban, a puha agyag leírásához használt anyagmodellek és jellemzők pedig a 6. táblázatban láthatóak.

5. táblázat Talajfizikai jellemzők

Talajréteg	γ [kN/m^3] Nedves térfogatsúly	γ_{sat} [kN/m^3] Telített térfogatsúly	ϕ' [°] Hatékony súrlódási szög	c' [kPa] hatékony kohézió
Feltöltés	16	19	30	1
Puha agyag	17	19	25*	1

***CD vizsgálat alapján**

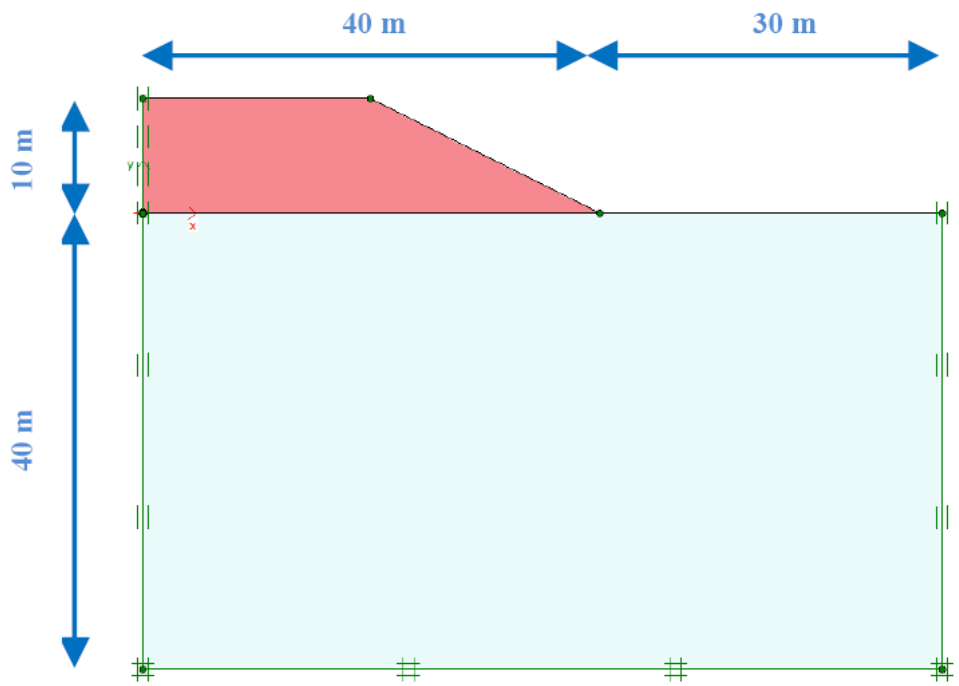
6. táblázat Alakváltozási jellemzők

Talajmodell	E, E_{50}^{ref} Rugalmassági Modulus [kPa]	E_{oed}, E_{oed}^{ref} Összenyomódási modulus [kPa]	λ, (Cam-Clay) Kompressziós index [-]	G_0; nyírási modulus referenciaértéke (γ_s<10^{-6}) [kPa]	$\gamma_{0.7}$; Nyírási alakv., ahol G_s=0,7G_0 [-]
„Mohr-Coulomb"*	4000	5000			
Felkeményedő**	4000	5000			
HSSmall	4000	5000		50 000	$4\cdot10^{-4}$
Módosított Cam-Clay			0,04		

*** Lineárisan rugalmas-tökéletesen képlékeny**

A felhasznált talajmodellek a „Mohr-Coulomb" modell kivételével figyelembe veszik azt, hogy a talaj alakváltozási jellemzői nemlineárisak. A felkeményedő talajmodell a deviátor feszültség-alakváltozás összefüggést hiperbolával, a kompressziós feszültségállapotban meghatározott σ-ε összefüggést pedig hatványfüggvénnyel közelíti. A módosított Cam-Clay modell a „kritikus állapot" („critical state") elméletét használva a hézagtényező és az átlagos normálfeszültség közti összefüggést logaritmikus összefüggéssel közelíti.

A HSsmall modell a „felkeményedő" talajmodellt a kis alakváltozási tartományban jellemző módosított merevséggel egészíti ki.



27. ábra Véges elemes modell

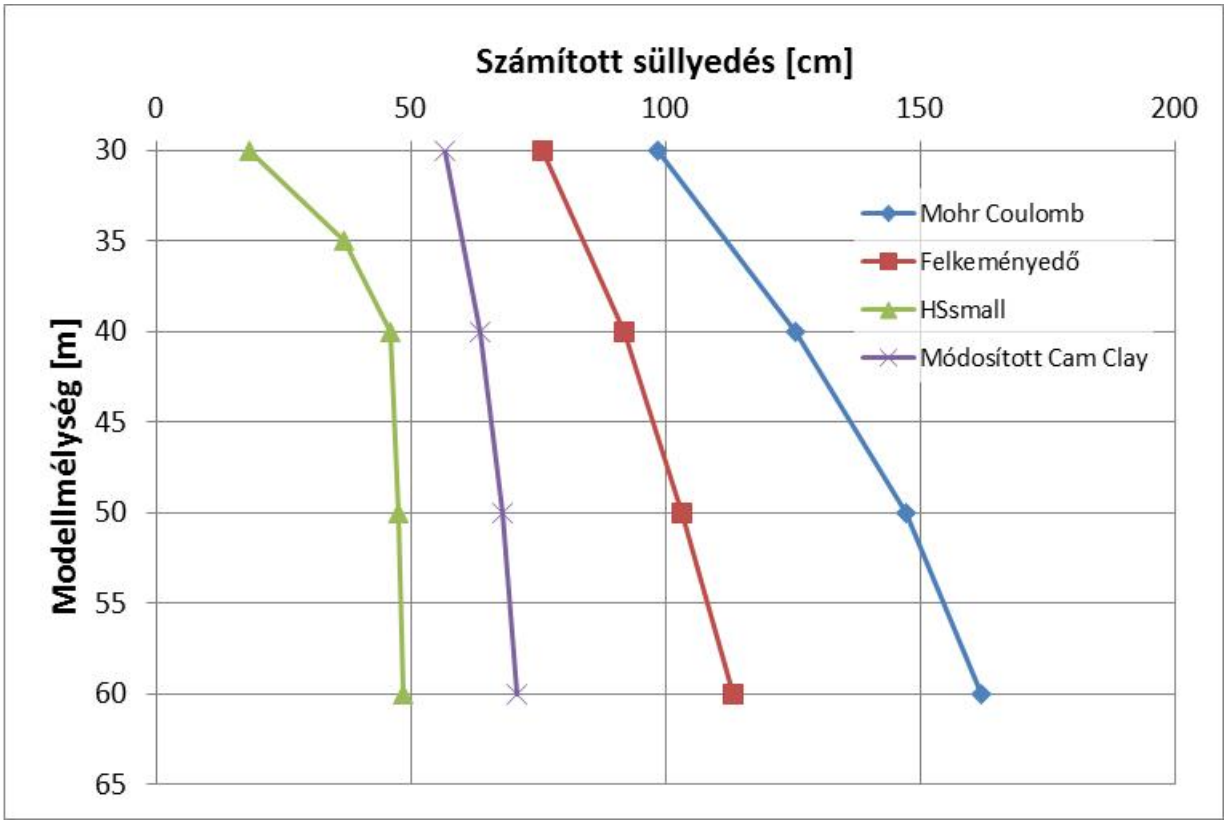
Talajmodellek hatása a számított süllyedésekre

Véges elemes szimulációkat végeztem különböző modellmélységek figyelembevételével. Ennek célja az volt, hogy megállapítsam, a különböző talajmodellek esetén a számított süllyedésértékeket milyen mértékben befolyásolja a modellmélység. A számításokhoz 40, 50 és 60 m mélységű véges elemes modellt használtam, a számított legnagyobb süllyedésértéket pedig a modellmélység függvényében ábrázoltam (28. ábra).

A „Mohr-Coulomb” talajmodell esetén a számított süllyedésértékek közel lineárisan növekednek a számításhoz figyelembe vett modell mélységével. Azaz e modell esetén a modellmélység jelentősen befolyásolja a számított süllyedések értékeit, emiatt megbízható használatához a felhasználónak előzetesen meg kell határozni az összenyomódó talajréteg vastagságát, és a számításhoz használt modell mélységét ez alapján kell megadnia.

A „felkeményedő” és a „módosított Cam-Clay” modellel kapott eredmények kevésbé függtek a modell mélységtől, de a számított süllyedésértékek különbségei, különösen a „felkeményedő” talajmodellnél még mindig nem nevezhetőek elhanyagolhatónak. A „módosított Cam-Clay” modellel kapott eredmények valamivel realisztikusabbak, a görbe a mélység növekedésével egyre inkább közelíti a függőlegest, azaz a mélység hatása egyre kisebb. Azonban még e modell esetén is 7 cm (kb. 10%) különbséget tapasztaltunk a 40 és 60

m-es modellmélységekkel meghatározott értékek között. Ráadásul a görbének nincs egy határozott töréspontja, ami alapján a határmélység könnyen megállapítható lenne. Azaz e két modell esetén is a modellmélység, bár kisebb mértékben, de még mindig nem elhanyagolhatóan befolyásolja a számított süllyedésértékeket, így itt is szükséges a modellmélység óvatos megválasztása.



28. ábra. Számított maximális süllyedés különböző talajmodell és modellmélységek esetén

A vizsgált talajmodellek közül a HSsmall modell szolgáltatta a leginkább modellmélység-független eredményeket. A 30 és 40 m-es modellmélység esetén a számított süllyedésértékek között jelentős eltérés volt tapasztalható, de a modellmélység további növelése nem eredményezett számottevő változást. A 40 és 60 m-es modellmélységgel számított értékek közötti eltérés mindössze 2,3 cm (~ 5 %) volt, azaz e talajmodell használatakor kellően nagy (a határmélységnél nagyobb) modellmélységekhez szinte ugyanazokat az eredményeket kapjuk – az eredmények a modellmélységtől függetlennek tekinthetők.

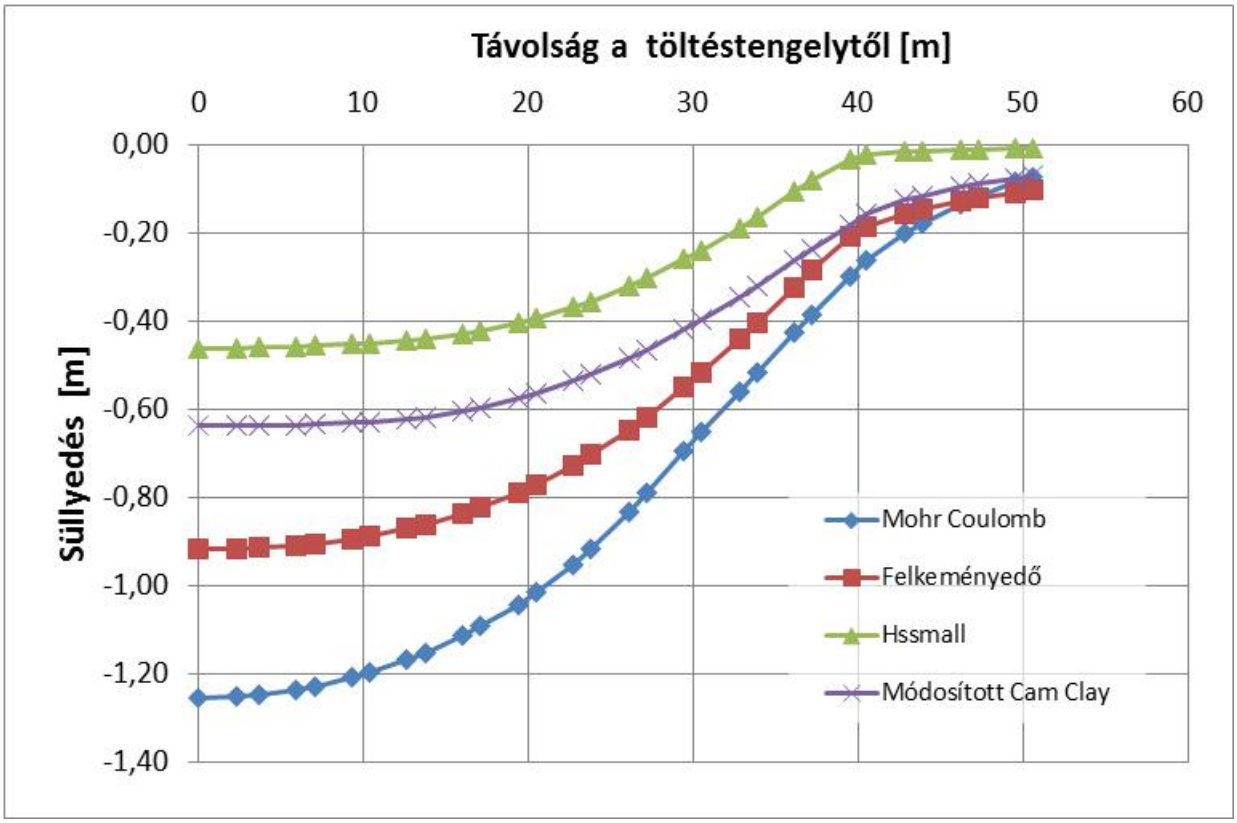
A véges elemes számítások azt mutatták, hogy a vizsgált esetben a határmélység kb. 40 m, ami jó egyezést mutat a jelen gyakorlatban elterjedt, korábbi magyar és német szabványban

megfogalmazott számítási módszerrel (ld. 7. táblázat). Nyilvánvalóan a véges elemes számításokkal meghatározott határmélység pontossága a felhasznált paraméterek pontosságától függ. Jelen vizsgálathoz a „hagyományos" alakváltozási paramétereket laboratóriumi vizsgálatok alapján, a kis alakváltozási zónában érvényes paramétereket pedig tapasztalati összefüggések alapján definiáltam. Ez utóbbi paraméterek pontosabb meghatározásával (specifikus vizsgálatokkal) természetesen a süllyedések és a határmélység meghatározása még megbízhatóbb lenne.

A véges elemes vizsgálattal és hagyományos módon meghatározott határmélység kapcsolatának részletesebb vizsgálata a 4.5. fejezetben található.

7. táblázat Kézi számítással meghatározott határmélység értékek

Módszer	Határmélység [m]
Jáky	160
De Beer (1978)	320
Egorov és Malikova (1975)	21,5
DIN 1054 MSZ 15004-1989	41
Széchy és Varga	67
Kempfert (2006)	35



29. ábra Számított felszínsüllyedési görbék különböző talajmodellek esetén

A 40 m modellmélység és különböző talajmodellek figyelembevételével meghatározott felszínsüllyedési görbék a 29. ábrán láthatók. A görbe alakja jó egyezést mutat az első három talajmodell esetén, viszont a HSSmall modellel végzett számítások kisebb függőleges elmozdulásokat eredményeztek a rézsűláb környezetében. Ez utóbbi alak jó egyezést mutat a jelen mérési eredmények feldolgozásánál tapasztaltakkal. Ez is arra enged következtetni, hogy a kis alakváltozási tartományban tapasztalható nagyobb merevség figyelembe vétele a talajviselkedés pontosabb modellezését teszi lehetővé.

Összefoglalva tehát a kis alakváltozások tartományában tapasztalható nagyobb merevséget figyelembevevő HSsmall talajmodell felhasználásával a várható süllyedések jó megbízhatósággal határozhatók meg. A kapott eredményeket csak minimálisan befolyásolja a véges elemes modell mérete, a határmélység alatti mélységben számított talajdeformáció minimális.

Mindezek ismeretében megállapítható, hogy a határmélység nem egy konkrét mélység, hanem egy mélységtartomány, és az érdemi talaj-összenyomódások megszűnését a talaj merevségének kis alakváltozások esetén tapasztalható jelentős növekedése okozza.

A HSsmall talajmodell használatához azonban a „szokásos”, felkeményedő modellhez használt alakváltozási paramétereken túlmenően szükséges a kis alakváltozási tartományban érvényes alakváltozási jellemzők – pontosabban a degradációs görbe – definiálása.

4.4. Kis alakváltozási paraméterek meghatározása

Kis alakváltozások tartományában érvényes alakváltozási paraméterek laboratóriumi és helyszíni meghatározásának módjai

A kis alakváltozások tartományában érvényes alakváltozási paraméterek meghatározása többféle helyszíni és laboratóriumi vizsgálattal lehetséges. A legelterjedtebb laboratóriumi módszerek:

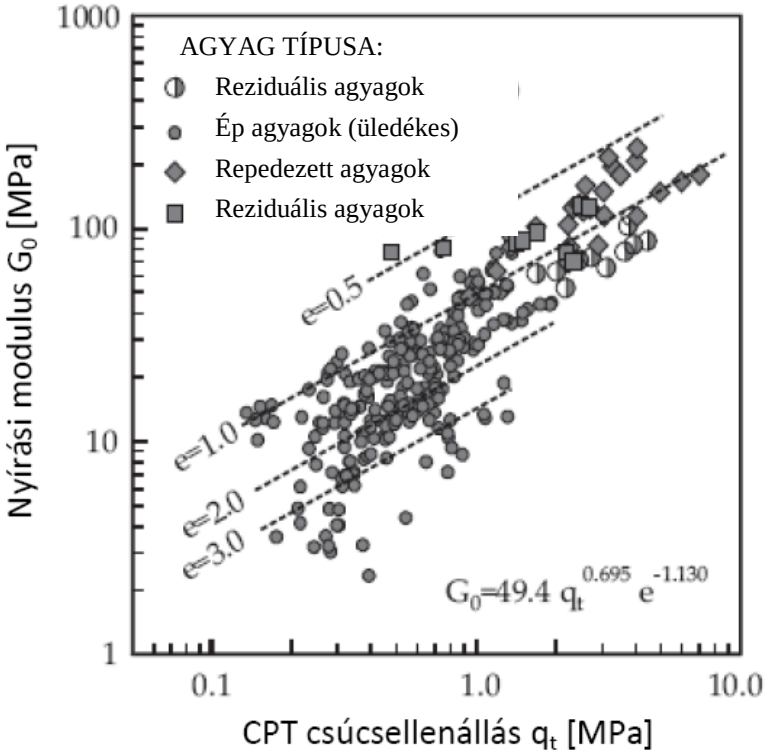
- a nyúlásmérő bélyegekkel ellátott mintán végzett triaxiális vizsgálat;
- a talajmintán gerjesztett hullámok terjedési sebességét mérő bender elemekkel végzett vizsgálat, vagy „rezgetett henger” („resonant column”) vizsgálat;
- dinamikus triaxiális vizsgálat
- és a torziós nyíróvizsgálat.

A laboratóriumi módszerek mellett több helyszíni (jellemzően szeizmikus) vizsgálat is végezhető az említett paraméterek meghatározásához. Ilyenek például:

- a downhole vagy crosshole vizsgálat,
- és a szeizmikus CPT.

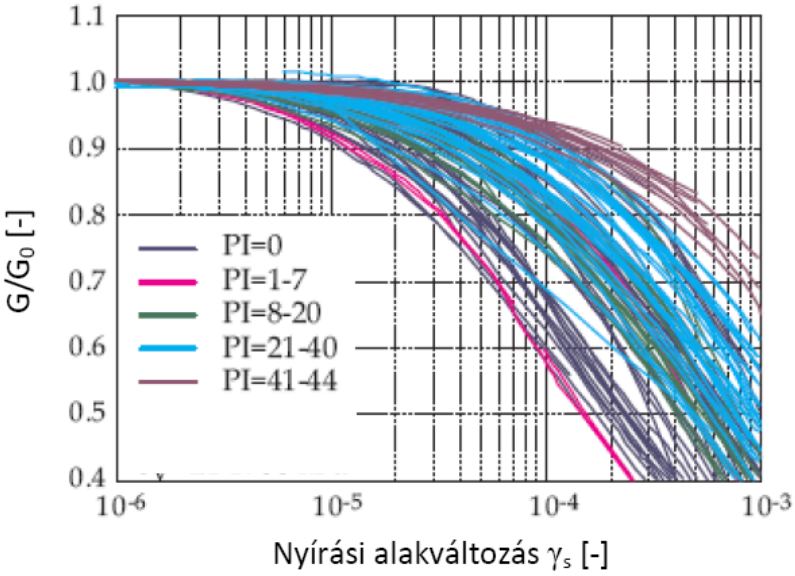
Tapasztalati összefüggések a kis alakváltozások tartományában érvényes alakváltozási paraméterek meghatározásához

Bár a fenti meghatározási módszerek némelyike már hazánkban is elérhető, a mindennapos gyakorlatban nem elterjedt a kis alakváltozási tartományhoz tartozó merevség vizsgálata. Mérési eredmények hiányában számos tapasztalati összefüggés áll már rendelkezésre, melyekkel a hagyományos geotechnikai paraméterek alapján a G_0 értékét becsülhetjük. A tapasztalati összefüggésekben leggyakrabban használt geotechnikai paraméterek a drénezetlen nyírószilárdság, a hézagtényező, az előterheltségi viszonyszám (OCR), vagy a CPT ellenállás. Egy ilyen tapasztalati összefüggésre mutat példát a 30. ábra. Hazai puha agyagok esetén a hézagtényező az ábrán megadottnál jóval szűkebb tartományban, kb. e = 0,7 és e=1,1 között változik.



30. ábra. A CPT csúcsellenállás és a kezdeti nyírási modulus tapasztalati összefüggése (Mayne és Rix, 1993)

A nagyon kis alakváltozásokhoz tartozó nyírási modulus mellett a merevség változását leíró függvény (degradációs görbe) alakját meghatározó $\gamma_{0,7}$ paraméter szükséges az alakváltozási tulajdonságok definiálásához. Amennyiben nem áll rendelkezésre konkrét mérési adat, ehhez a paraméterhez is számos tapasztalati összefüggés ismert. Ezek többsége a mindennapos gyakorlatban elvégzett vizsgálatok eredményeinek függvényében adja meg a $\gamma_{0,7}$ értékét. Puha agyagoknál elsősorban a plaszticitási index határozza meg a degradációs görbe alakját. Benz (2007) számos kötött talaj nyírási modulusának degradációs görbéjét összegezte, amelyek jó támpontot jelenthetnek a mindennapi gyakorlatban (31. ábra). Ugyanakkor mindig szem előtt kell tartani, hogy ezek a tapasztalati összefüggések nem általánosíthatók, különböző geológiai körülmények között eltérőek lehetnek.



31. ábra. Kötött talajok nyírási modulusának degradációs görbéi (T. Benz, 2007)

4.5. Véges elemes módszerrel és hagyományos képlettel meghatározott határmélységek összefüggése

Az egyszerűsített (hagyományos módon történő) süllyedésszámításokhoz szükséges egy határmélység felvétele, amely alapján a számítás elvégezhető. Az előzőekben leírtak ismeretében ezt javasolt a határmélység-tartomány kb. közepénél felvenni, így a túlbecsült és az elhanyagolt alakváltozások közelítőleg kiejtik egymást.

Véges elemes vizsgálatsorozatot végeztem annak megállapítására, hogy az előzőekben ismertetett módon meghatározott határmélység miként viszonyul a korábbi elméletekkel

számítható határmélységhez. A számításokat az előbbiekben ismertetetthez hasonló, 80 m talpszélességű, kötött talajon épített töltés esetére végezetem el a következő esetekre:

- töltésmagasság (H): 5 m – 7,5 m – 10 m
- talajvízszint: terepszinten – végtelen mélységben
- altalaj: puha agyag, kemény agyag (az alakváltozási jellemzőket a 8. táblázat tartalmazza)

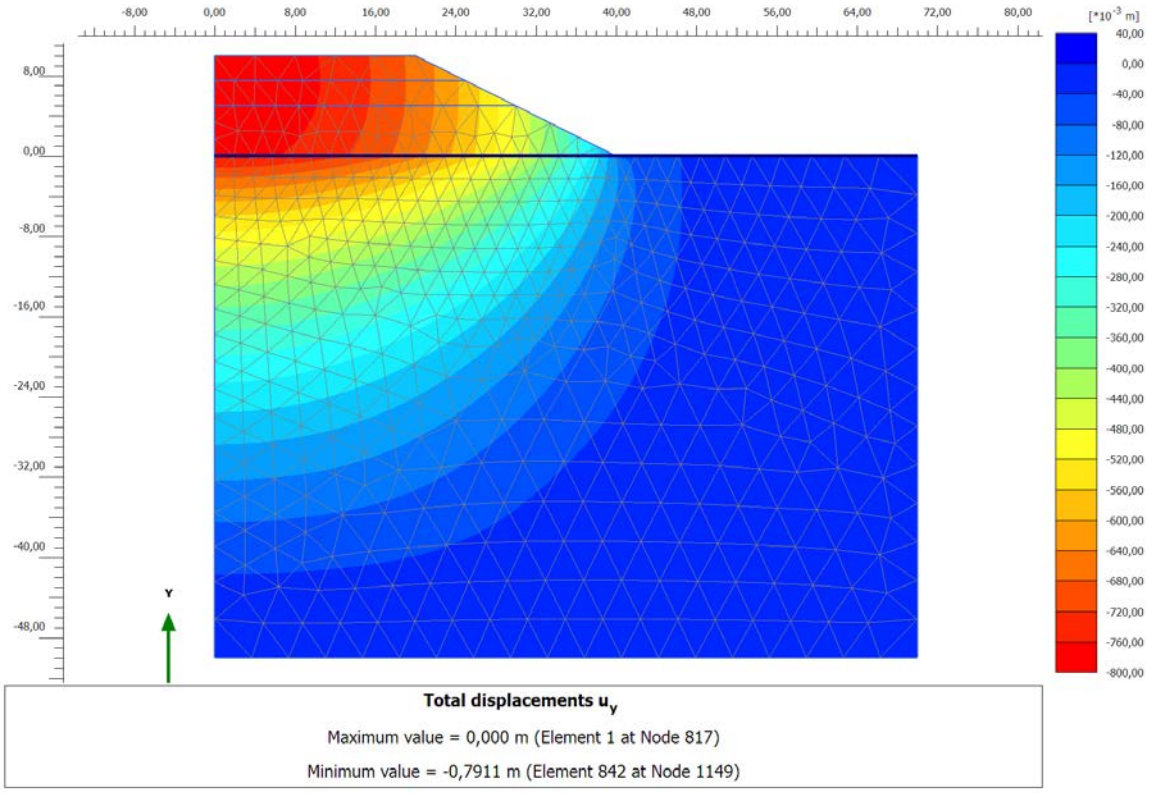
A határmélység kritériumaként azt a mélységet választottam, ahol a fajlagos összenyomódások $\varepsilon=3\cdot10^{-3}$ érték alá csökkentek. A véges elemes számítások eredményeiként így a 9. táblázatban összefoglalt határmélységek adódtak.

8. táblázat Feltételezett talajok alakváltozási jellemzői

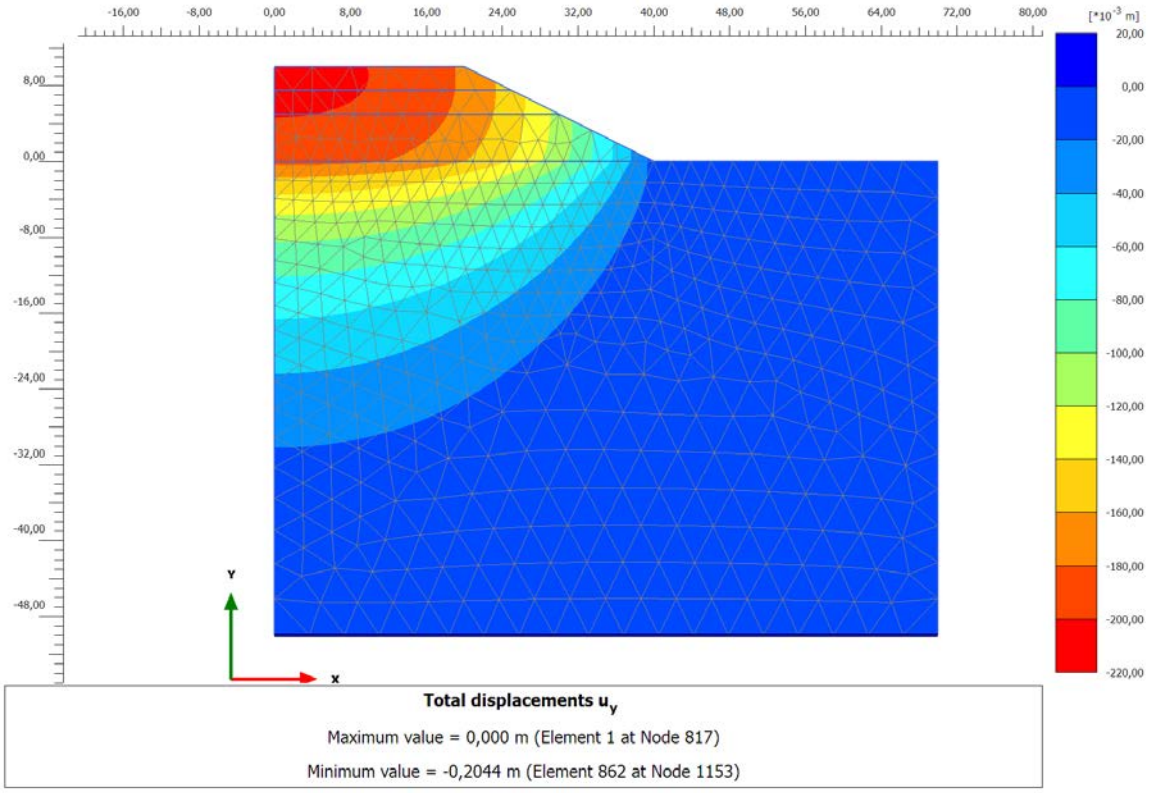
Talajtípus	E_{50}^{ref} Rugalmassági Modulus [kPa]	E_{oed}^{ref} Összenyomódási modulus [kPa]	G_0; nyírási modulus referenciaértéke (γ_s < 10-6) [kPa]	$\gamma_{0,7}$; Nyírási alakváltozás, ahol $G_s=0,7\cdot G_0$[-]
Puha agyag	5 000	5 000	45 000	$2\cdot10^{-4}$
Kemény agyag	12 000	12 000	80 000	$2\cdot10^{-4}$

9. táblázat Véges elemes analízissel (HSsmall talajmodellel) számított határmélységek [m]

Talajtípus	Talajvíz mélysége	Töltésmagasság, H [m]		
		5 m	7,5 m	10 m
Puha agyag	terepszint	37	46	50
	nincs talajvíz	20	30	41
Kemény agyag	terepszint	13	29	37
	nincs talajvíz	7	14	23



32. ábra Süllyedések puha agyag és magas talajvízszint esetén



33. ábra Süllyedések kemény agyag és mély talajvízszint esetén

Az eredmények azt mutatják, hogy a határmélység a terhelés (töltésmagasság) növelésével növekszik. Ez jó egyezést mutat a hagyományos képletek mutatta tendenciával és a növekedés mértéke is hasonlónak tekinthető. Kisebb határmélységet kapunk abban az esetben, ha a talajvíz mély fekvésű. Ebben az esetben, a talajban a töltés felhordása előtt működő hatékony feszültségek nagyobbak, azaz a kiindulási feszültség a kompressziós görbe laposabb szakaszán helyezkedik el, így ugyanolyan mértékű terhelésnövekmény kisebb összenyomódást okoz, mint magas talajvíz esetén, amikor a kiindulási hatékony feszültség alacsonyabb. A kisebb összenyomódás miatt, az alakváltozás kisebb mélységben éri el azt a küszöbértéket, amelytől a kis alakváltozási tartományban jellemző, egyre növekvő merevebb viselkedés jelentkezik, így a határmélység tartománya is feljebb „tolódik”.

Megállapítható továbbá, hogy keményebb talajállapot esetén kisebb határmélység adódik, mint puha talajállapot esetén. Ennek magyarázata hasonló, mint a talajvízszint hatásáé, azzal a különbséggel, hogy a kisebb meredekségű görbeszakaszt nem a magasabb feszültségtartomány, hanem a merevebb talajviselkedés okozza. Így a keményebb talajnál előbb jelentkezik a „kis alakváltozás”-hoz tartozó küszöb-alakváltozás érték. Ezzel kapcsolatban szükséges megjegyezni, hogy a talajállapot változása nem csak az alakváltozási paraméterek értékét, hanem a degradációs görbe alakját is befolyásolja. Általánosságban elmondható, hogy merevebb viselkedés (keményebb talajállapot) esetén a görbe a nagyobb alakváltozások irányába tolódik, azaz nagyobb alakváltozásoknál kezdődik a merevség-növekedés. Ebben az esetben a határmélység a most számítottnál is feljebb tolódna.

Ugyanezen esetekre meghatároztuk a határmélység értékeket „hagyományos” módszerrel is. Az Eurocode 7 a süllyedés- és határmélység-számításra vonatkozóan nem ad konkrét eljárást, csak elveket fogalmaz meg, így a hazai gyakorlatban, az ezeknek az elveknek megfelelő, az MSZ 15004-1989 korábbi szabványban található számítási módszer a legelterjedtebb. E módszer esetén azt a mélységet tekintjük határmélységnek, ahol a terhelés okozta feszültség növekmény a hatékony geosztatikai nyomás 20 %-a alá csökken. Ennél a számításnál kizárólag a feszültségek játszanak szerepet az összenyomódó talaj alakváltozási tulajdonságai nincsenek hatással a számított határmélységre, azaz ez azonos a puha és kemény agyagok esetén. A számított értékeket a 10. táblázat tartalmazza.

A tendenciák ez esetben is hasonlóak, mint a véges elemes eredmények esetén. A terhelés növekedésével, valamint a vízszint emelkedésével növekszik a határmélység; a számított értékek pedig a véges elemes számításokkal meghatározott, meglehetősen tág tartomány

közepénél helyezkednek el. Ez utóbbi is azt támasztja alá, hogy a véges elemes eredmények esetén, ε = 0,3 % alakváltozásnál meghúzott határ jó összhangban van a gyakorlat által is használt határmélységekkel. Mindazonáltal nem lehet figyelmen kívül hagyni a véges elemes számítások eredményeiben a különböző talajtípusok esetén tapasztalható különbségeket. Az MSZ 15004-1989 régi szabvány használatával és a véges elemes programmal számított határmélységek jobb összevetése érdekében meghatároztam, hogy a véges elemes programmal meghatározott határmélységeknél a terhelés okozta feszültségtöbblet hány százaléka volt a hatékony geosztatikus feszültségnek. Ezeket az eredményeket a 11. táblázat tartalmazza.

10. táblázat MSZ 15004-1989 szerint számított határmélységek

Talajvíz mélysége	Töltésmagasság, H [m]		
	5	7,5	10
Terepszint	25,5	35	43,5
Nincs talajvíz	15,5	22,5	27

11. táblázat A véges elemes számítással meghatározott határmélységben a terhelés okozta feszültségtöbblet a hatékony geosztatikus nyomás százalékában

Talajtípus	Talajvíz mélysége	Töltésmagasság, H [m]		
		5	7,5	10
Puha agyag	terepszint	12%	13%	16%
	nincs talajvíz	15%	13%	11%
Kemény agyag	terepszint	49%	26%	25%
	nincs talajvíz	51%	34%	25%

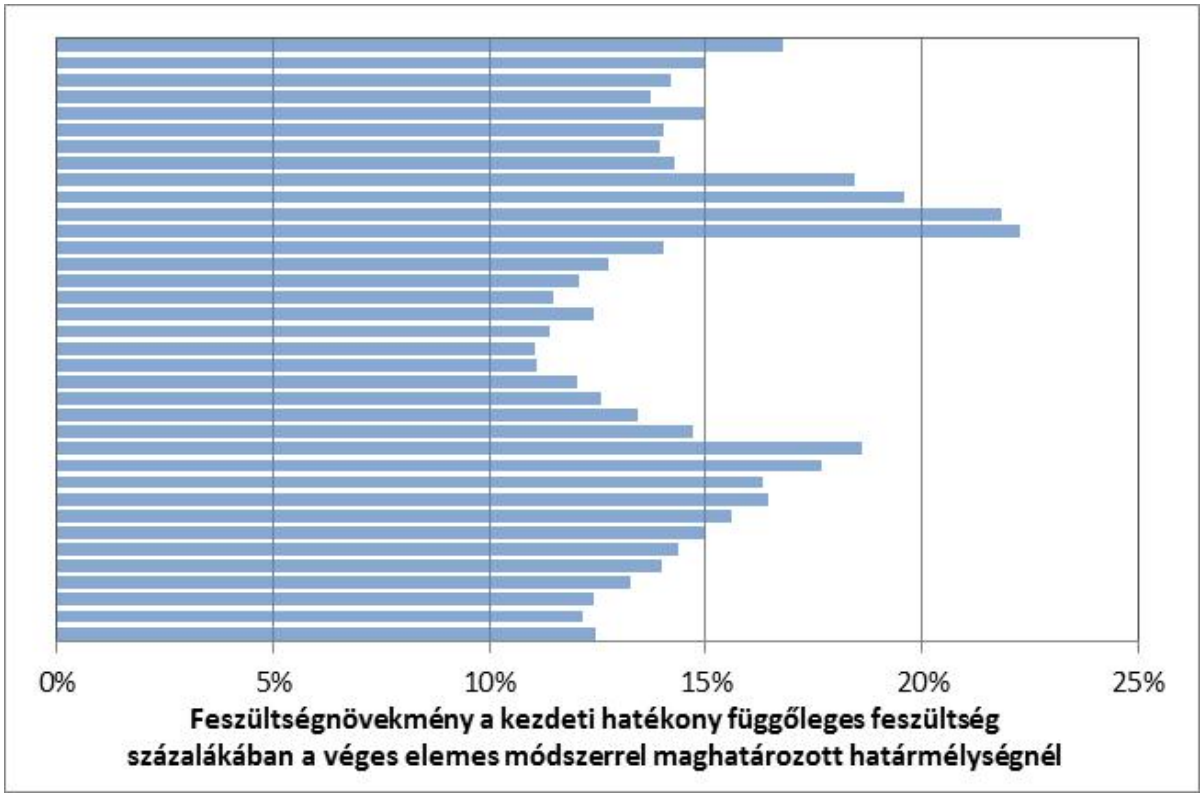
A disszertáció témáját is képező puha agyagok esetén az tapasztalható, hogy a véges elemes számítással meghatározott határmélység ott volt, ahol a feszültségtöbblet a geosztatikus nyomás 11-16 %-ra csökken. Az eredmények azt mutatják tehát, hogy puha agyagok esetén a határmélységet a megszokottnál valamivel mélyebben célszerű felvenni. A 11. táblázatban szereplő értékeket természetesen jelentősen befolyásolja, hogy a talaj valójában hogyan viselkedik a kis alakváltozások tartományában, azaz milyen G_0 és $\gamma_{0,7}$; paramétereket adunk meg a futtatás során. További véges elemes vizsgálatokat végeztem annak megállapítására, hogy a tapasztalt, 20%-nál kisebb értékek más – puha agyagokra jellemző – paraméterek

illetve más geometriai méretek esetén is hasonló értékűre adódnak-e. A számításokhoz a bemenő paramétereket a 12. táblázatban összefoglalt értékekkel vettem figyelembe.

12. táblázat Véges elemes határmélység-meghatározáshoz használt bemenő paraméterek

Töltés magassága, H [m]	5 – 7,5 – 10
Töltés talpszélessége, B [m]	50 – 60 – 70 – 80
Alakváltozási jellemzők, $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ [kPa]	5000
Kis alakváltozási paraméterek, $G_0/\gamma_{0,7}$ értékpár [MPa/-]	$45/2\cdot10^{-4}$ – $60/3\cdot10^{-4}$
Talajvízszint	terepszint – végtelen mélység

A számítássorozat eredményeinek összefoglalását a 34. ábra mutatja, e számított értékek részletes bemutatása a mellékletben található.



34. ábra Feszültségnövekmény a HSsmall talajmodellel meghatározott határmélységnél

A számított százalékértékek 11 és 22 között változtak. Ezek alapján javaslom, hogy puha agyagok esetén történő süllyedésszámításnál a határmélységet a korábbi gyakorlattól

eltérően abban a mélységben vegyük fel, ahol a feszültségnövekmény a hatékony geosztatikus nyomás 15%-ra csökken.

Kemény agyagok esetén éppen ellenkező a tendencia, a 11. táblázatban megállapított értékek nagyobbak, mint a gyakorlatban használt 20 %, azaz a véges elemes számításokban alkalmazott elmélet szerint ebben az esetben a határmélység kisebb. A nagyobb terhelésű esetekben a véges elemes számítással meghatározott határmélységnél a feszültségtöbblet a hatékony geosztatikai nyomás 25-35 %-a volt; azonban a kisebb terhelés alkalmazásakor meghatározott határmélységnél a feszültségtöbblet 50 % körüli volt mindkét vizsgált esetben. Jelen disszertáció témája a puha talajok viselkedése, így a kemény talajok esetén meghatározott eredményekkel részletesebben nem foglalkoztam, azonban a téma nagyon érdekesnek és ígéretesnek tűnik.

Általánosságban megállapítható, hogy keményebb agyagok esetén – melyek jellemzően a nagyobb alapterületű és terhelésű létesítmények zónájában legtöbbször előfordulnak – a határmélységet ott célszerű felvenni, ahol a terhelés okozta feszültségnövekmény a hatékony geosztatikus nyomás 25-30 %-ra csökken. Ezek az eredmények jól egyeznek Kempfert (2006) megállapításaival, melyeket 10 nagyobb alapterületű lemezalapozás monitoring eredményeinek visszaszámítása („back analysis”) alapján fogalmazott meg.

Rétegzett talajok esetén a határmélység megállapításának szempontjából azt a talajtípust kell irányadónak tekinteni, amelyikben a határmélység van. Azaz, ha egy 5 m vastagságú puha kötött réteg alatt kemény agyag található, akkor a kemény agyagban csökkennek le a fajlagos alakváltozások a küszöbértékig, ebben a rétegben tapasztalható a merevségnövekedés, tehát a határmélységet is a kemény agyag feszültségi és alakváltozási paramétereinek figyelembe vételével kell meghatározni.

Általános tendenciaként megfogalmazható, hogy a határmélység puha agyagok esetén nagyobb, mint kemény talajok estén. A határmélység puha agyagok esetén ott vehető fel, ahol a terhelés okozta feszültségtöbblet a hatékony geosztatikus nyomás 15 %-ra csökken, kemény talajok esetén ez az arány inkább 25-30 %-ra tehető.

5. ALAKVÁLTOZÁSI JELLEMZŐK

A határmélység mellett a süllyedésszámítás másik alapvető fontosságú kiinduló adatai a talaj alakváltozási tulajdonságait leíró talajjellemzők. A klasszikus süllyedés-számításoknál a talaj alakváltozási tulajdonságainak figyelembevételére az összenyomódási modulust használjuk, összetettebb számítógépes (véges elemes) vizsgálatoknál az alakváltozásokat a kompressziós görbét leíró egyenletekkel lehetséges közelíteni. A bemenő paraméterek pontossága mindkét esetben alapvetően befolyásolja a számított eredmények megbízhatóságát, ezért alapvető fontosságú ezek pontos ismerete.

5.1. Összenyomódási modulus meghatározásának lehetőségei

Az összenyomódási modulust meghatározhatjuk:

a) laboratóriumban kompressziós kísérlettel anizotróp feszültségállapotban;
b) statikus szondázás (CPT) eredményéből;
c) a bekövetkezett töltéssüllyedések értékeiből.

Közismert, hogy az említett módszerekkel meghatározott összenyomódási modulusok között jelentős eltérést és szórást kapunk.

Az agyagok összenyomhatósága a kezdeti víztartalom, a „talajfajta”, az előterhelés nagysága, az adszorpciós komplexum, és a terhelés felhordási sebesség függvénye.

Laboratóriumban a rugalmassági modulusnak megfelelő viszonyszámot – az összenyomódási modulust – az egydimenziós konszolidáció állapotában lévő mintán határozzuk meg. Értéke – tapasztalataink szerint – a hazai puha agyagoknál ($I_c \approx 0{,}5$) 2000 – 5000 kPa, a képlékeny agyagoknál (I_c = 0,5 - 1,0) 5000 – 8000 kPa között változik. Kopácsy (1953) szerint összefüggés van az összenyomódási modulus és a konzisztencia-állapot között:

$$E_{oed} = I_c \cdot (160 - 2 \cdot I_p) \tag{23}$$

A statikus szondázások (CPT) egyre gyakoribb alkalmazásával jó lehetőség nyílik az E_s szondázási csúcsellenállásból (q_c) történő meghatározására. Számos, elsősorban tapasztalati összefüggés létezik az összenyomódási modulus és CPT csúcsellenállás kapcsolatának leírására. Ezek közül az egyik legelterjedtebb Sanglerat (1972) javaslata, mely az MSZ EN

1997-2 mellékletében is megtalálható. Ez a két paraméter kapcsolatát a következő összefüggéssel írja le:

$$E_{oed} = \alpha \cdot q_{c,} \tag{24}$$

ahol α egy talajtípustól függő tapasztalati szorzó, puha agyagok és iszapok (q_c < 2000kPa) esetén α = 2-8.

Kulhawy és Mayne (1990) az alábbi összefüggést javasolta:

$$E_{oed} = 8{,}25 \cdot (q_c - \sigma_{v0}) \tag{25}$$

ahol σ_{v0} a helyszíni előterhelés (geosztatikus nyomás) nagysága. Senneset és társai (1989) hasonló összefüggést javasoltak, de ők azt tapasztalták, hogy a Kulhawy és Mayne által javasolt összefüggésben szereplő 8,25-ös szorzótényező a különböző típusú talajoknál 5 és 15 között változik.

Abu – Farsakh és társai (2007) a laboratóriumi vizsgálati eredményekkel való összehasonlítás alapján az:

$$E_{oed} = 3{,}2 \cdot q_c \tag{26}$$

javaslatot tette.

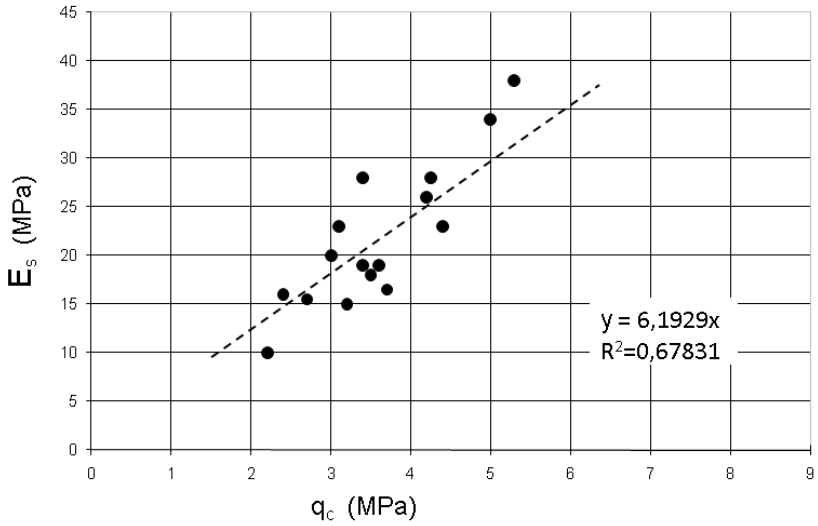
A hazai talajok esetén tapasztalható összefüggésekre Mahler (2007) és Pusztai (2008) tettek javaslatokat. Mahler (2007) laboratóriumi, kompressziós vizsgálatok és közeli CPT eredmények összevetése alapján kemény állapotú (q_c > 2000 kPa) agyagokra a következő összefüggést javasolta:

$$E_{oed} = 3000 + 1{,}44 \cdot q_c\,[kPa], \tag{27}$$

Pusztai (2008) az M6 autópálya Érd-Dunaújváros közötti szakaszán mélyített statikus szondázások (CPT) eredményeit használta a magas (6 – 12 m) töltések alatti puha és képlékeny agyagok q_c értékeinek a meghatározása céljából. A számításokat a GGU szoftvercsalád süllyedésszámítási programjával készítették, az így kapott E_{oed} értékek és a q_c csúcsellenállások kapcsolatára a következő lineáris összefüggés adódott:

$$E_{oed} = 6{,}2 \cdot q_c \tag{28}$$

A tapasztalt értékeket illetve az ezekre illeszkedő lineáris összefüggést a 35. ábra szemlélteti. Itt a jobb alsó sarokban a korrelációs tényező értéke is látható.



35. ábra Összefüggés a q_c és E_s között (Pusztai, 2008)

Más helyszíneken végzett CPTu vizsgálatok és a zavartalan mintákon végzett ödométeres kísérletek alapján – puha és képlékeny agyagok esetén:

$$E_s = (2{,}5 - 3{,}5) \cdot q_c \,. \tag{29}$$

Látható, hogy a meglévő összefüggések azonban vagy igen széles tartományt adnak meg az α értékére vonatkozóan, vagy eltérő típusú talajokra (pl. keményebb agyagokra) vonatkoznak. Emiatt szükségesnek éreztem, hogy a rendelkezésre álló töltéssüllyedési eredmények felhasználásával ezt a kérdéskört részletesebben megvizsgáljam.

5.2. Süllyedésmérések

A vizsgálatokhoz az Alföld déli részén épített M43 autópálya 9 db és az M6 autópálya 3 db töltéskeresztmetszet süllyedésmérésének, valamint a vonatkozó helyszíni és laboratóriumi vizsgálatok adatait használtam. A vizsgált keresztmetszetek helyét, valamint az alapvető geometriai méreteket a 13. táblázat foglalja össze. A vizsgált töltések talpszélessége 34 és 90 m, a töltések magassága pedig 5 és 16m között változott. A süllyedések mérése közel két évig zajlott; a mérések befejezésének kritériuma az 1 cm/hónap süllyedési sebesség elérése volt, azonban még ezt követően is közel egy évig történtek kontrollmérések. A süllyedésmérés befejezésekor az alakváltozási sebesség jellemzően 0,05-0,1 cm/hónap volt. A süllyedésmérések és a konszolidáció folyamatának tipikus eredményei a 36. és 37. ábrán láthatóak.

13. táblázat Mérési helyek és a töltések főbb geometriai jellemzői

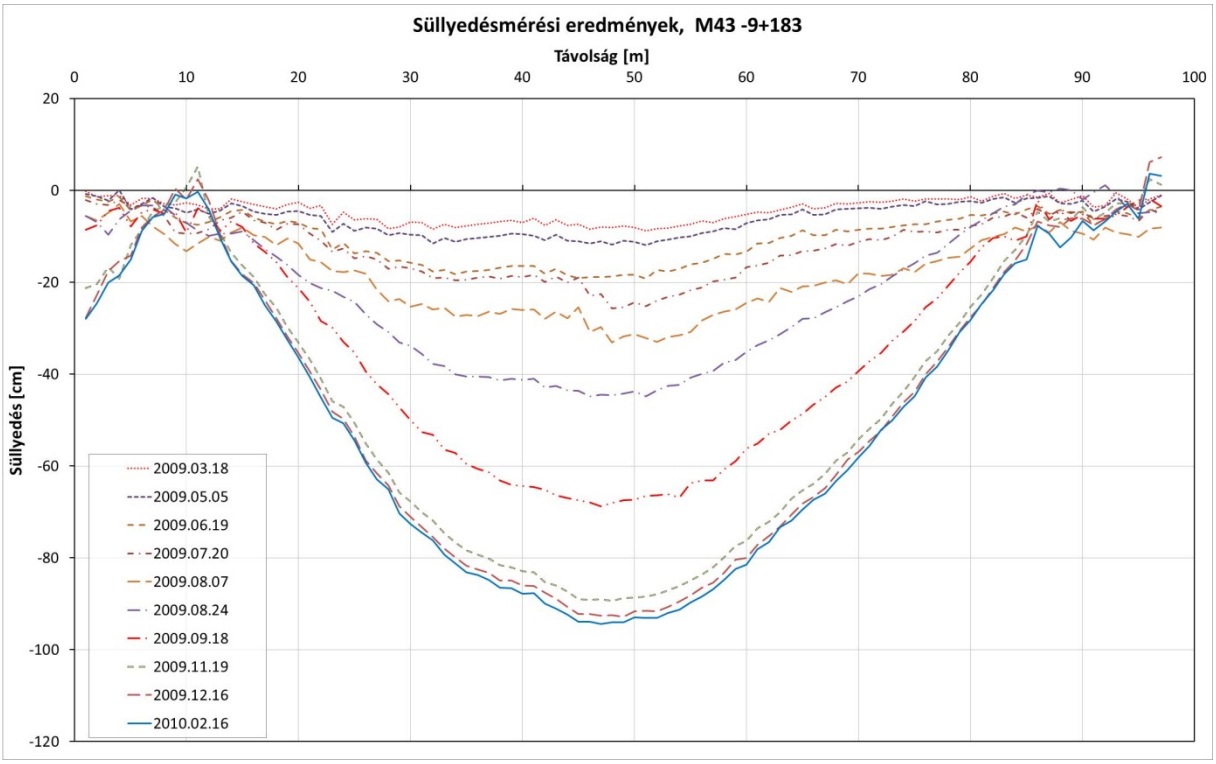
Keresztszelvény	Korona szélesség [m]	Talpszélesség [m]	Magasság [m]
M43 3+145	30	54	9
M43 3+212	30	54	8
M43 6+440	26	52	5
M43 9+059	30	78	12
M43 9+183	30	90	16
M43 0+268	8	50	8
M43 0+336	8	34	8,5
M43 52+171	16	48	9,5
M43 52+229	16	48	10
M6 85+199	35	56	7
M6 85+280	27	54	9
M6 76+213	32	44	3

Talajviszonyok

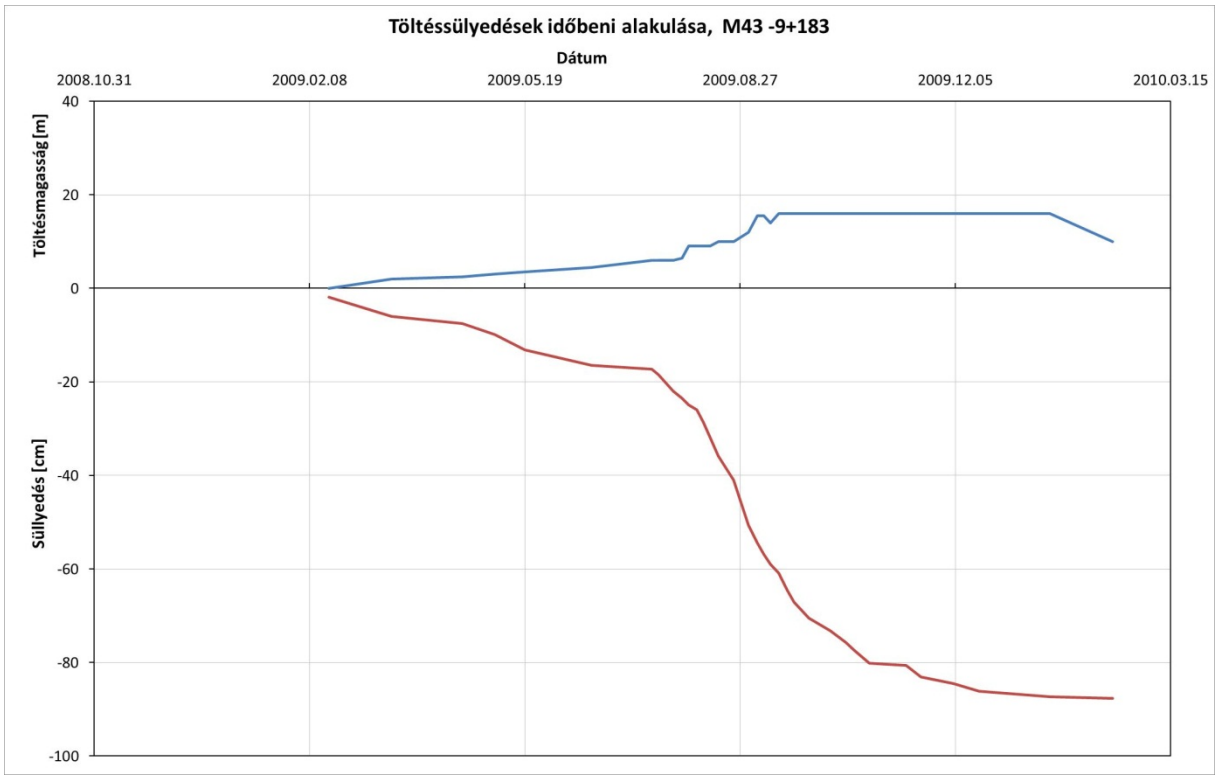
A talajfeltárások során minden helyszínen egy vagy több nagyátmérőjű fúrás illetve CPTu szondázás készült. A talajrétegződés minden helyszínen nagyon hasonló volt: a terepszint alatti 10,6-18 m vastagságú puha agyag rétegek alatt kevésbé kompresszibilis rétegek találhatók (homok, iszapos homok, agyag). Mélyebb elhelyezkedésük és kedvezőbb alakváltozási tulajdonságaik miatt ez utóbbi rétegek kevésbé jelentősek a süllyedésszámítás szempontjából. A puha agyag talajjellemzői a 14. táblázatban láthatóak.

14. táblázat A vizsgált puha agyag jellemzői

Keresztszelvény	Plaszticitási index, I_p [%]	CPT csúcsellenállás, q_c [kPa]	CPT súrlódási arányszám, R_f [%]
M43 3+145	15-28	1150	2,54
M43 3+212	14-31	1140	2,55
M43 6+440	16-23	1170	2,86
M43 9+059	15-36	1490	3,15
M43 9+183	19-30	1220	3,31
M43 0+268	16-20	1160	3,25
M43 0+336	15-20	1090	2,45
M43 52+171	12-33	1210	3,12
M43 52+229	18-36	1320	3,15
M6 85+199		1300	3,70
M6 85+280		1270	3,30
M6 76+213		1800	2,85



36. ábra Töltéssüllyedés mérések eredményei



37. ábra Konszolidáció folyamata

5.3. Süllyedések véges elemes modellezése

Korábbi vizsgálataim tapasztalatai azt mutatják, hogy a határmélység meghatározása számos kérdést felvet, azonban véges elemes számítások esetén a kis alakváltozási merevségeket figyelembevevő, felkeményedő talajmodell („HSsmall”) jól használható a határmélység megállapításához. E talajmodell alkalmazása esetén a többi talajmodelltől eltérően a modelltér mélysége a számított süllyedéseket érdemben nem befolyásolja, így a jelen számítások elvégzéséhez a HSsmall talajmodellt választottam.

Jelenleg a mindennapos gyakorlatban a talajvizsgálat – néhány különösen jelentős projektet leszámítva – nem tér ki a kis alakváltozási tartomány vizsgálatára, ezért a számításokban ezeket a paramétereket a helyszíni mérési eredmények alapján tapasztalati összefüggések segítségével számítottam. A 4.4 pontban bemutatott lehetőségek közül az alábbiakat használtam.

Mayne és Rix (1993) a G_0 értékek meghatározásához a következő összefüggést javasolja:

$$G_0 = 49{,}4 \cdot q_t^{0{,}695} \cdot e^{-1{,}13} \tag{30}$$

Ebben az összefüggésben q_t a CPT csúcsellenállását, az „e” pedig a talaj hézagtényezőjét jelöli. Mivel e két paraméter gyakran rendelkezésre áll a tervezés során, ez az összefüggés az esetek többségében jó becslést adhat.

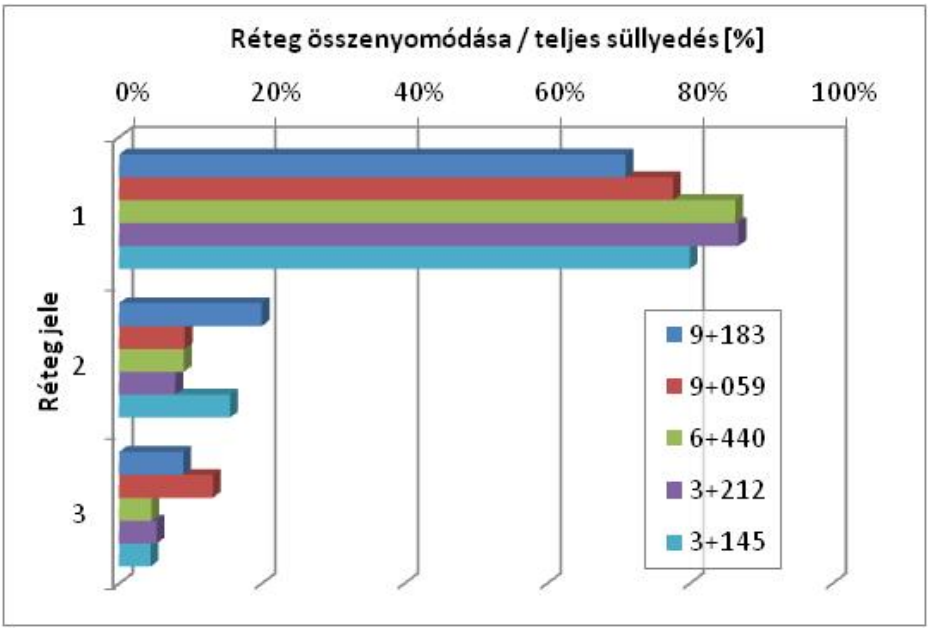
A $\gamma_{0,7}$ paraméter értékét számos tényező és talajjellemző (feszültségállapot, előterheltség, hézagtényező, plaszticitási index) befolyásolja, ebből adódóan számos tapasztalati összefüggés is fellelhető a paraméter becslésére. Jelen munka során a szemcsés talajok esetén Wichtmann and Triantafyllidis (2004), kötött talajok esetén pedig Benz (2007) javaslatai alapján határoztam meg a legvalószínűbb értékeket.

Elemzés, visszaszámítás

A vizsgált helyszínek mindegyikénél a kialakuló süllyedéseket döntően a felső puha agyagréteg deformációja határozta meg; az alakváltozások 70-90%-a ebben a rétegben alakult ki (38. ábra). Ebből adódóan az alsó rétegek deformációja csak kisebb mértékben befolyásolta a kialakuló süllyedéseket. A számítások során ezért az alsó rétegek alakváltozási jellemzőit a rendelkezésre álló helyszíni és laboratóriumi eredmények alapján határoztam meg, és ezeket a legvalószínűbb („best estimate”) értékeket a vizsgálat során nem változtattam. Így kizárólag a puha agyagréteg alakváltozási jellemzői lettek a meghatározandó paraméterek.

A terhelés jellegéből (nincs tehermentesítés) adódóan a tehermentesítés-újraterhelési modulus értéke (E_{ur}^{ref}) a számított süllyedéseket nem befolyásolja, így ennek értékét nem változtattam a számítások során. A kis alakváltozási paraméterek a felső agyagrétegben szintén nem játszottak jelentős szerepet, mert ebben a rétegben a fajlagos alakváltozás jellemzően 1 és 10% között változott, így a kis alakváltozási tartományban tapasztalható merevség növekedés itt nem jellemző.

Mindezek miatt tehát a számítási eredményt érdemben befolyásoló paraméterek száma háromra csökken: E_{oed}, m, E_{50}. Előzetes számításokat végeztem annak megállapítására, hogy a vizsgált esetekben a különböző paraméterek változtatása hogyan befolyásolja a kapott süllyedési eredményeket.



38. ábra Rétegek összenyomódásainak aránya

Az E_{50}/E_{oed} arány hatása a számított süllyedésekre

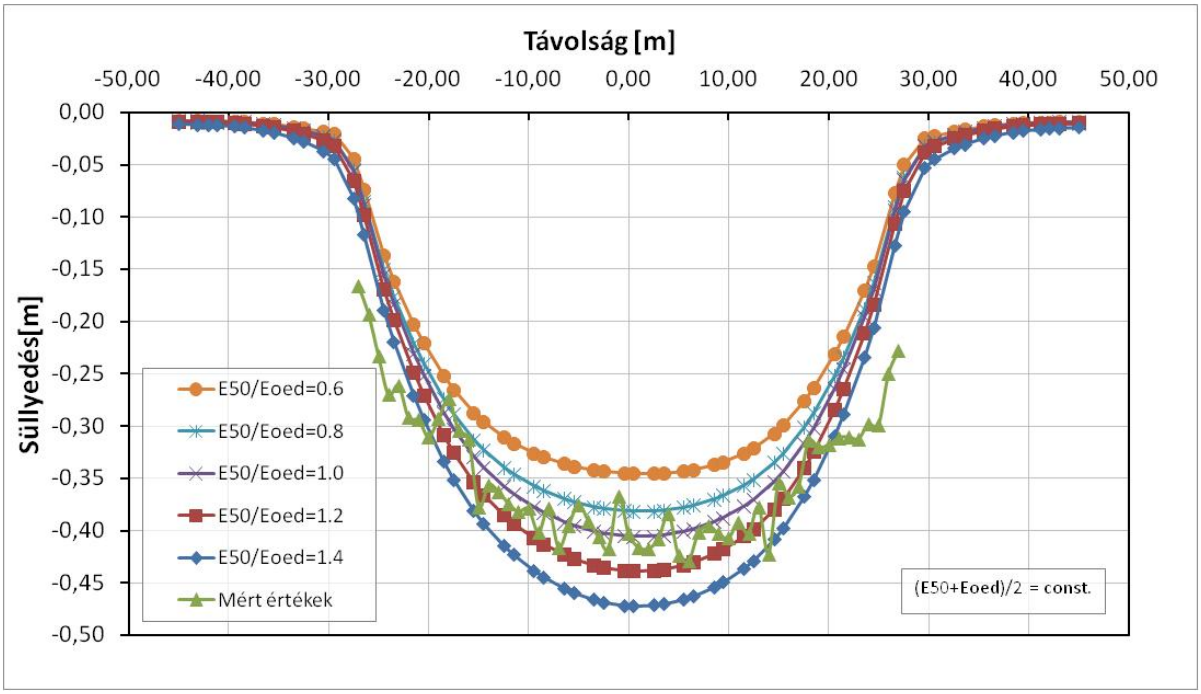
Mind az E_{50}, mind az E_{oed} a talajra jellemző terhelés-alakváltozás összefüggést adja meg különböző feszültségállapotok esetén. Értelemszerűen az értékük csökkentése a süllyedések növekedését, értékük növelése pedig azok csökkenését eredményezi. Nem ilyen egyértelmű azonban, hogy a két érték hányadosa, ami lényegében a feszültségszint függvényében változó Poisson tényező értékét határozza meg, milyen hatással lesz a számított alakváltozásokra, ezért egy egyszerűsített vizsgálatsorozatot végeztem az arányszám hatásának vizsgálatára.

Ehhez 5 különböző paraméter-kombinációt vettem figyelembe. Az értékeket úgy határoztam meg, hogy az E_{50} és az E_{oed} átlaga konstans legyen, az arányuk viszont az alábbi értékeket vegye fel: 0,6, 0,8, 1,0, 1,2 és 1,4. A függőleges elmozdulások számított értékeit ugyanabban a mélységben felvett vízszintes metszetben határoztam meg ahol a süllyedésmérés történt. A számítások eredményeit a 39. ábra szemlélteti, ugyanitt látható a mért süllyedések görbéje is.

A különböző E_{50}/E_{oed} arányértékek eltérő süllyedéseket eredményeztek: nagyobb arányszám esetén nagyobbak lettek a süllyedésértékek, kisebbek esetén pedig kisebbek. Mindemellett a görbék alakja igen hasonló maradt; a görbealakok összehasonlítása érdekében „normalizált” görbéket hoztam létre úgy, hogy az adott E_{50}/E_{oed} arányszámmal számított süllyedésértékeket elosztottam az ugyanannál a számításnál tapasztalt maximális

süllyedéssel. A normalizált görbék a 40. ábrán láthatóak. Megállapítható, hogy az E_{50}/E_{oed} arányszám hatással van a számított süllyedések értékére, de a süllyedési görbe alakját csak minimálisan befolyásolja. Ez egyben azt is jelenti, hogy a mért süllyedési görbék bármely arányszám használata esetén érdemben ugyanolyan jól közelíthetőek.

Ilyen esetben – ha csak nem áll rendelkezésre megbízható információ mindkét értékre vonatkozóan – legegyszerűbb az E_{50}/E_{oed}=1,0 arányszám használata – ezt javasolja a nemzetközi szakirodalom is.

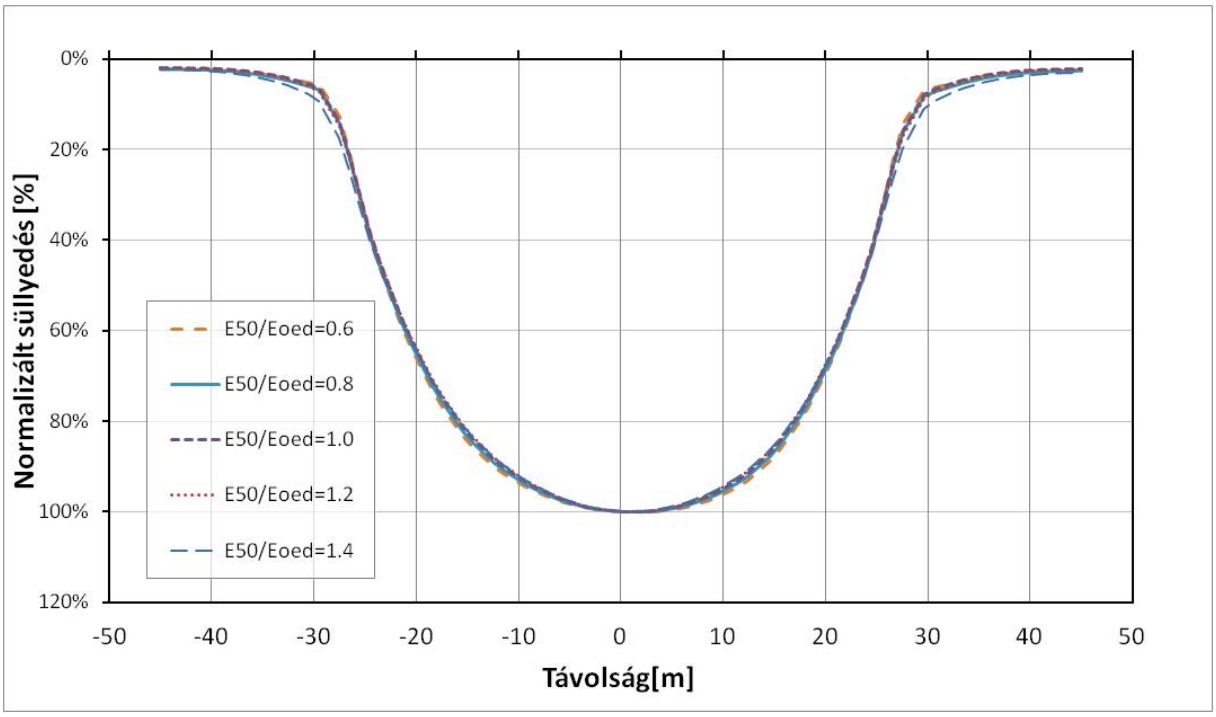


39. ábra Az E_{50}/E_{oed} arány hatása a számított süllyedésekre

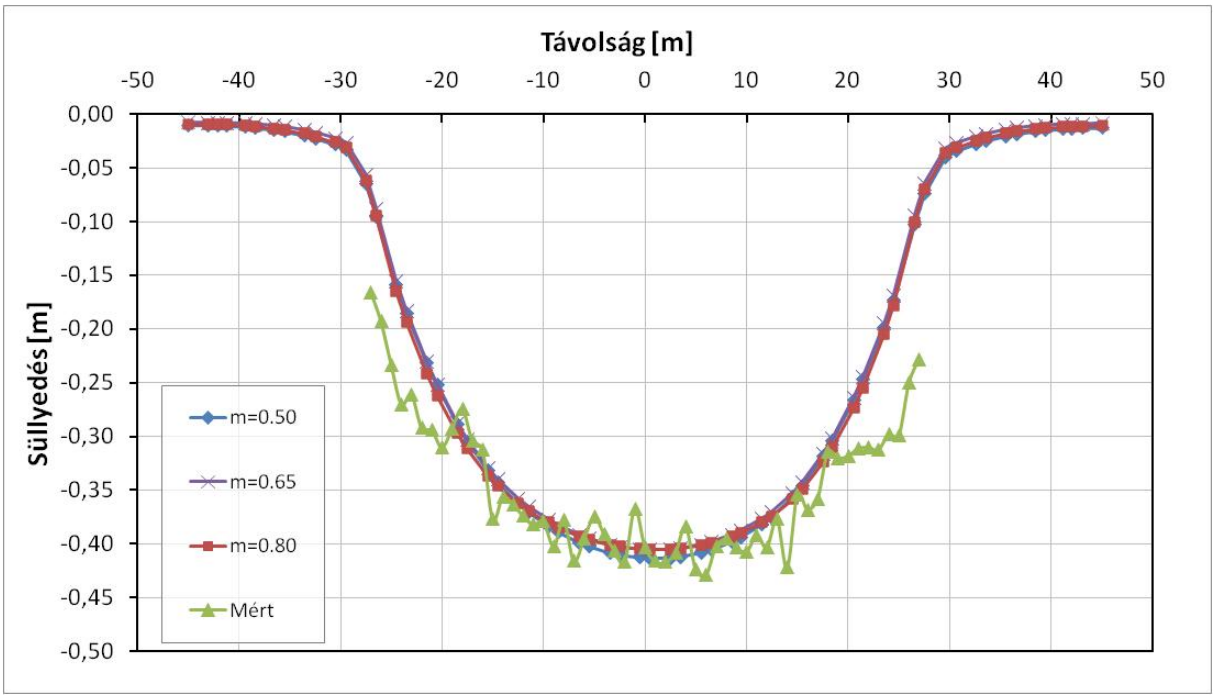
A kompressziós görbét leíró hatványfüggvény kitevőjének („m”) hatása a számított süllyedésekre

Hasonló vizsgálatsorozatot végeztem a hatványkitevő hatásának vizsgálata érdekében, ennek eredményei a 41. ábrán láthatóak. Megállapítható, hogy a hatványkitevő változtatása sem a süllyedési görbe alakját, sem a maximális süllyedés értékét érdemben nem befolyásolta a vizsgált esetekben. Ezzel kapcsolatban meg kell azonban jegyezni, hogy a referencia feszültségszint nem megfelelő (a vizsgált rétegben ébredő átlagos feszültségtől eltérő) beállítása esetén a hatványkitevő hatása számottevően nagyobb lehet. A kapott eredmények ismeretében az összenyomódási modulusok, véges elemes modellezéssel történő visszaszámítása során az „m” értékét nem változtattam, azt a legvalószínűbb

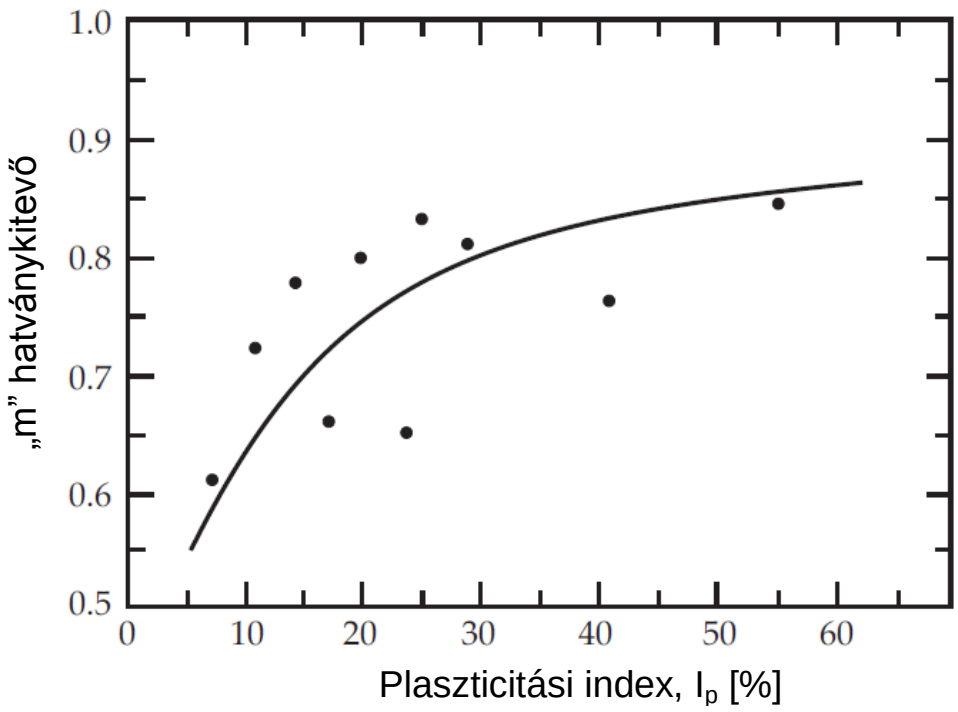
értékkel, Viggiani és Atkinson (1995) módszere alapján az I_p függvényében (42. ábra) vettem figyelembe.



40. ábra Az E_{50}/E_{oed} arány hatása a normalizált süllyedésekre



41. ábra Az „m” hatványkitevő hatása a süllyedésekre



42. ábra Az „m" hatványkitevő értéke és plaszticitási index kapcsolata Viggiani és Atkinson (1995) szerint

Véges elemes vizsgálatok változó paraméterei

Mint az a korábbiakban látható volt, a HSsmall talajmodellel végzett véges elemes vizsgálat eredményeként kapott süllyedéseket elsősorban az összenyomódási modulus (E_{oed}) és a drénezett triaxiális vizsgálat σ-ε görbéjéről meghatározott húr modulus (E_{50}) határozza meg. Az is látható volt továbbá, hogy a két paraméter hányadosa a kapott süllyedési görbét csak minimálisan befolyásolja, így a számításokhoz azonos értékkel vettem figyelembe az E_{oed} és az E_{50} változókat.

A mérések értékelésekor szembetűnő, hogy a mért értékek szóródást mutatnak. Felmerül tehát a kérdés, hogy milyen mért értékeket célszerű a számított értékekkel összevetni. A monitoring folyamat során – a konszolidáció előrehaladásának értékeléséhez – egy átlagos süllyedés meghatározása mutatkozott a legcélravezetőbbnek; a töltéstengelytől számított ± 10 m-es zóna átlagos süllyedésének figyelembevételekor a mérési bizonytalanság miatt „ugráló" adatok eltérései jól kiegyenlítették egymást. Ezt az átlagot határoztam meg a véges

elemes vizsgálatokkal oly módon, hogy a paramétereket addig változtattam, míg a mért és számított átlagos süllyedések megegyeztek.

A visszaszámított összenyomódási modulusok segítségével meghatároztam a vizsgált puha agyagok esetén tapasztalható $\alpha = E_{oed} / q_c$ értékeket, a kapott értékek összefoglalása a 15. táblázatban látható. A tapasztalt α értékek egy elfogadhatóan keskeny sávban mozogtak a tapasztalt legkisebb érték 3,62 a legnagyobb pedig 5,14 volt, ezek jó egyezést mutatnak a korábban hasonló talajok esetére javasolt értékekkel, de azoknál egy szűkebb tartományt határoznak meg. A tapasztalt átlagos érték 4,2 volt, ennek használatával az összenyomódási modulus a vizsgált talajok esetén ± 20%-os pontossággal becsülhető.

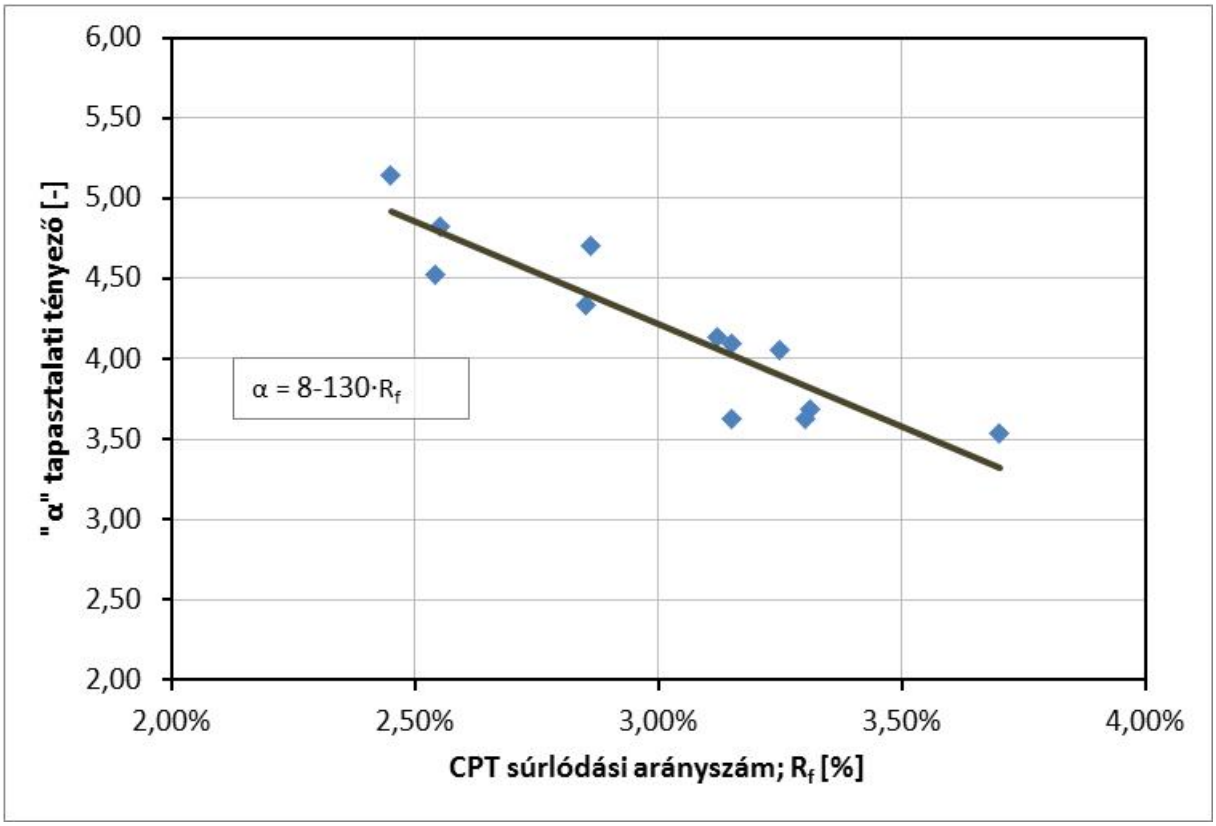
15. táblázat Számított α értékek véges elemes számítás esetén

Keresztszelvény	CPT csúcsellenállás q_c [kPa]	Súrlódási arányszám R_f[%]	Összenyomódási modulus, húr modulus E_{oed}, E_{50} [kPa]	α [-]
M43 3+145	1 150	2,54%	5 200	4,52
M43 3+212	1 140	2,55%	5 500	4,82
M43 6+440	1 170	2,86%	5 500	4,70
M43 9+059	1 490	3,15%	5 400	3,62
M43 9+183	1 220	3,31%	4 500	3,69
M43 0+268	1 160	3,25%	4 700	4,05
M43 0+336	1 090	2,45%	5 600	5,14
M43 52+171	1 210	3,12%	5 000	4,13
M43 52+229	1 320	3,15%	5 400	4,09
M6 85+199	1 300	3,70%	4 600	3,54
M6 85+280	1 270	3,30%	4 600	3,62
M6 76+213	1 800	2,85%	7 800	4,33
ÁTLAG:				**4,20**

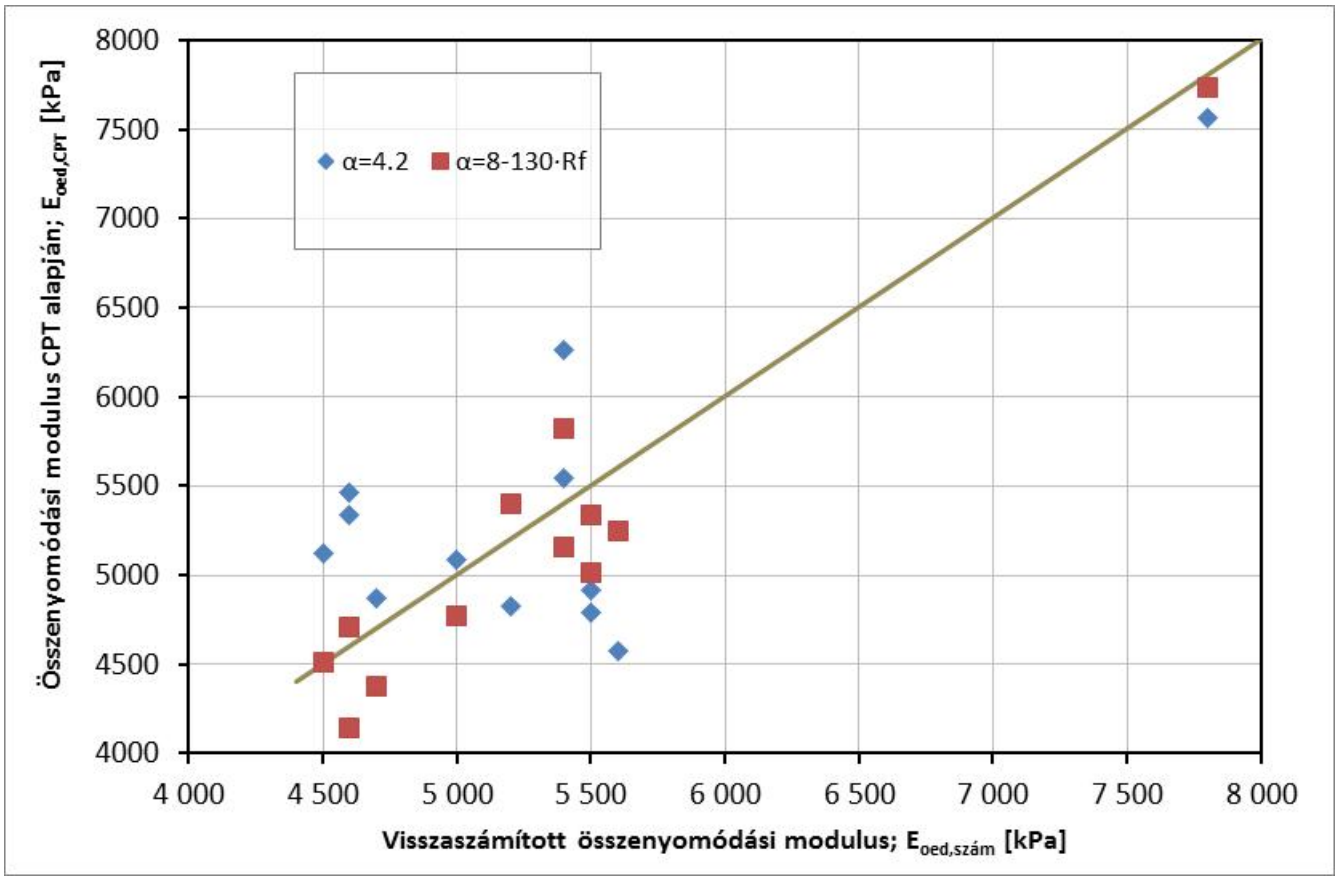
További vizsgálatot végeztem annak kiderítésére, hogy az „α” tényező nem határozható-e meg pontosabban egy másik talajjellemző függvényeként. Ennek során azt tapasztaltam, hogy jó összefüggés van a CPT szondázás során meghatározható súrlódási arányszám (R_f) és az α tényező között (43. ábra). Kisebb súrlódási arányszám esetén nagyobb α érték, nagyobb R_f esetén pedig kisebb. A tapasztalt összefüggés az alábbi egyenlettel írható le

$$\alpha = 8 - 130 \cdot R_f \tag{31}$$

A javasolt, R_f függvényében számítható α tényező az összenyomódási modulus még pontosabb becslését teszi lehetővé, míg az átlagos α használatával a számítás pontossága ±20 %-os volt, addig az $\alpha = 8 - 130 \cdot R_f$ képlet szerint számított α használatával ez ± 10 %-ra csökkent. Ennek szemléltetésére a két módszerrel számított összenyomódási modulus értékeket a süllyedésmérési eredmények alapján meghatározottak függvényében ábrázoltam (44. ábra).



43. ábra α tényező a súrlódási arányszám függvényében



44. ábra Mért és számított összenyomódási modulusok

Összegezve megállapítható, hogy a tapasztalt $\alpha = E_{oed}/q_c$ arányszámok ~3,5 és 5 között változtak. Az átlagos arányszám 4,2 volt. Ennek figyelembevételével az összenyomódási modulus a vizsgált Kárpát-medencei holocén puha agyagok esetén kb. ± 20 %-os pontossággal becsülhető.

Megállapítottam továbbá, hogy az α arányszám értéke a tapasztalt CPT súrlódási arányszám (R_f) ismeretében tovább pontosítható. Az így (31. képlet szerint) meghatározott α használatával az E_{oed} meghatározásának pontossága ± 10 %-ra javult a vizsgált agyagok esetén.

5.4. Hagyományos süllyedésszámítás

A mindennapos gyakorlat számára hasznos információ lehet, hogy milyen összenyomódási modulus értéket célszerű figyelembe venni a hagyományos, régi szabvány (MSZ 15004-1989) szerinti számítás esetén. Az előzőekben vizsgált esetekre elvégeztem ezért a klasszikus

süllyedésszámítást is. A számított süllyedést ez esetben is a felső, nagy vastagságú kompresszibilis agyagréteg összenyomódása határozta meg döntően. A rétegek összenyomódásának arányaival kapcsolatban itt is a véges elemes számításoknál tapasztalt tendencia (ld. 38. ábra) figyelhető meg, a süllyedések ~ 80 %-a a felső réteg alakváltozásából adódik.

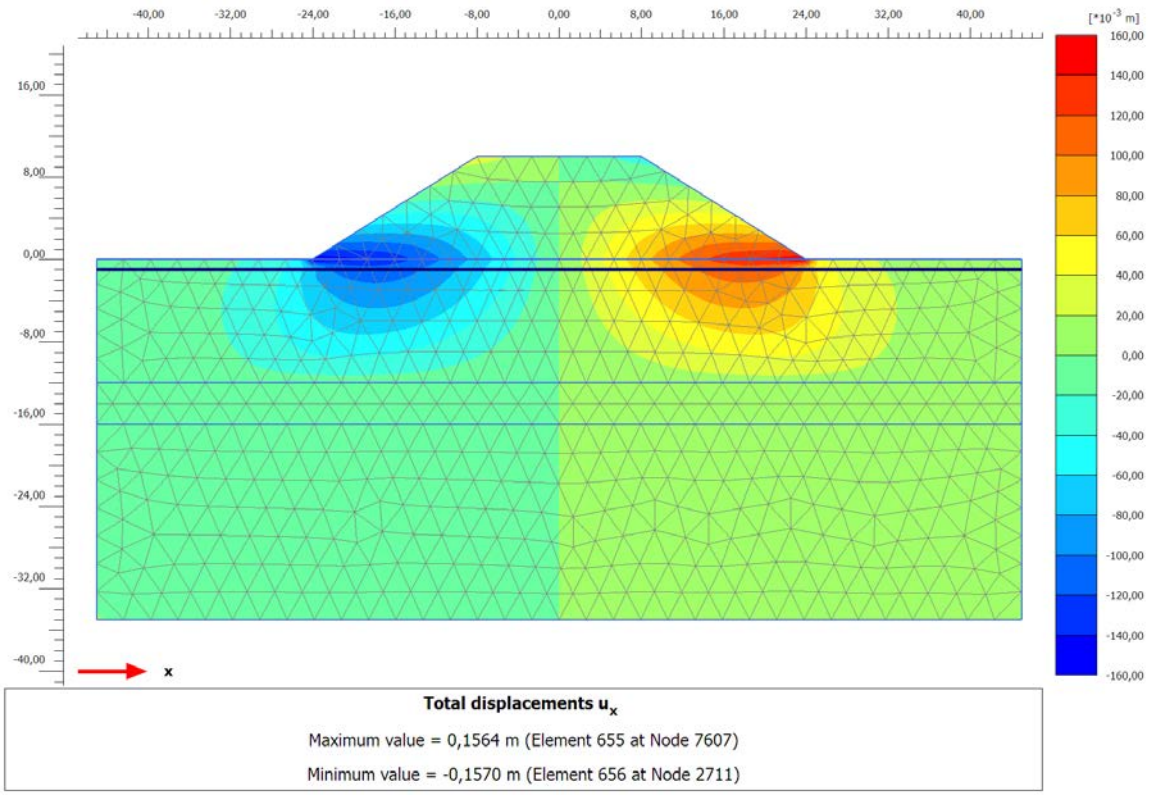
A visszaszámítás során az alsó rétegek alakváltozási tulajdonságait a rendelkezésre álló laboratóriumi és terepi vizsgálatok eredményei alapján becsültem, és a számítások során nem változtattam.

A Kany féle táblázat alapján számított süllyedés a karakterisztikus pont alatti vagy más szavakkal az átlagos süllyedéssel egyezik meg. Ezért ezekhez a számításokhoz meghatároztam a teljes töltés alatt mért, a konszolidáció lejátszódása utáni süllyedések átlagát és ezt tekintettem a kézi számítás által meghatározandó süllyedésnek.

16. táblázat Számított α értékek hagyományos számítás esetén

Keresztszelvény	CPT csúcsellenállás q_c [kPa]	Súrlódási arányszám R_f[%]	Összenyomódási modulus, E_{oed} [kPa]	α [-]
M43 3+145	1 150	2,54%	3 899	3,39
M43 3+212	1 140	2,55%	4 098	3,59
M43 6+440	1 170	2,86%	3 933	3,36
M43 9+059	1 490	3,15%	3 988	2,68
M43 9+183	1 220	3,31%	2 738	2,24
M43 0+268	1 160	3,25%	2 531	2,18
M43 0+336	1 090	2,45%	3 266	3,00
M43 52+171	1 210	3,12%	3 059	2,53
M43 52+229	1 320	3,15%	2 971	2,25
M6 85+199	1 300	3,70%	3 175	2,44
M6 85+280	1 270	3,30%	2 588	2,04
M6 76+213	1 800	2,85%	4 795	2,66
ÁTLAG:				**2,70**

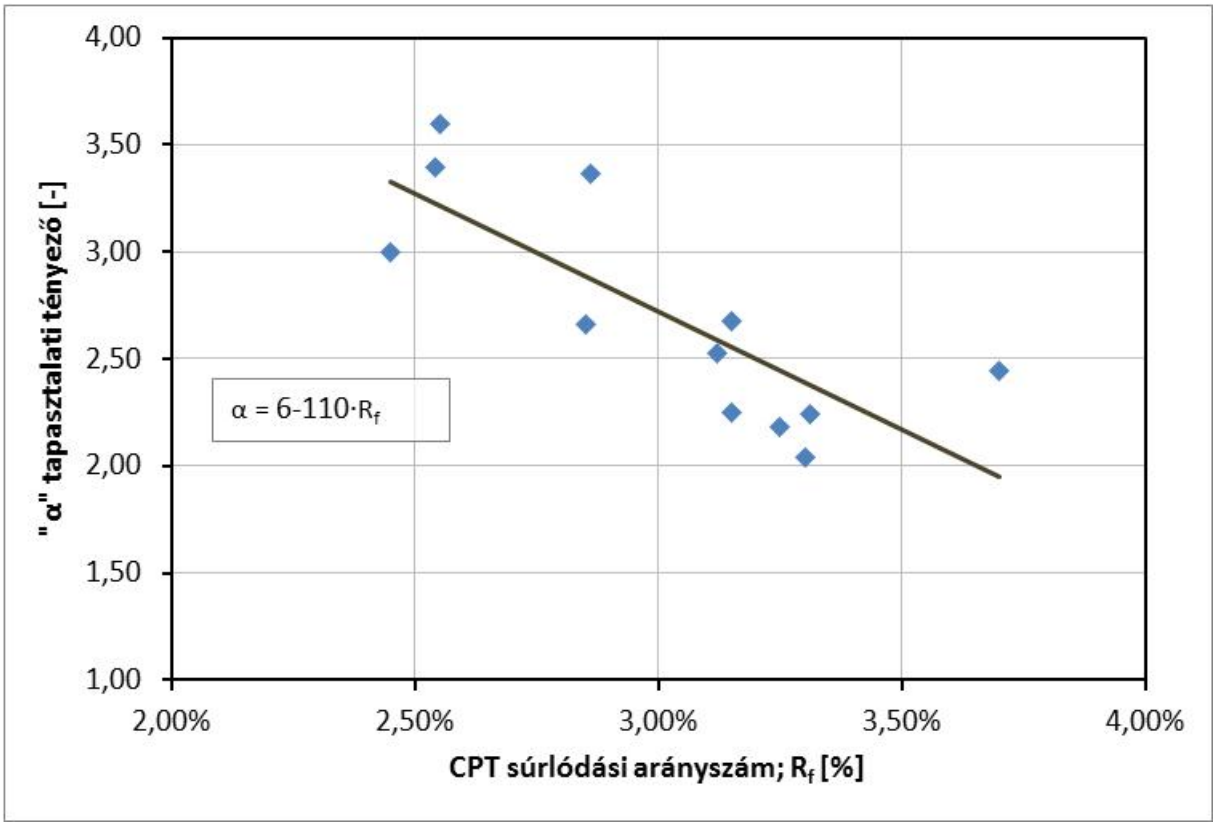
A számítások során az MSZ 15004 szerinti számításban a felső agyagréteg összenyomódási modulusát tekintettem változónak, és ennek értékét úgy határoztam meg, hogy a számított süllyedés megegyezzen a mért átlagos süllyedéssel. A visszaszámított összenyomódási modulusokat, a mért CPT szondaellenállást, valamint a tapasztalt $\alpha = E_{oed} / q_c$ arányszámokat a 16. táblázatban foglaltam össze. Szembetűnő, hogy az így meghatározott összenyomódási modulusok értéke jelentősen kisebb, mintegy 70-80 %-a a véges elemes számításoknál tapasztaltaknak. Ennek oka elsősorban az, hogy a kézi számítás során kompressziós feszültségállapotot tételezünk fel, azaz nem vesszük számításba a talaj oldalirányú kitérését. Ez a hatás puha, kötött talajokra épített töltések esetén pedig jelentős, a 45. ábrán látható – az M43 autópálya 52+229 keresztmetszetében számított – esetben a vízszintes elmozdulások sok helyen a 10 cm-es mértéket is meghaladták. Ha az ebből a hatásból adódó süllyedéseket is kompressziós alakváltozásként vesszük figyelembe, akkor értelemszerűen kisebb összenyomódási modulust kapunk. Emiatt a hagyományos süllyedésszámítás esetén egy csökkentett összenyomódási modulus ($E_{oed}^{(red)}$) használatát javaslom. A csökkentés mértéke elsősorban az altalaj teherbírásának kihasználtságától függ, a mostani tapasztalatok alapján általánosságban a valós érték ~70-80 %-a vehető figyelembe.



45. ábra Vízszintes elmozdulások ábrája, M43 52+229

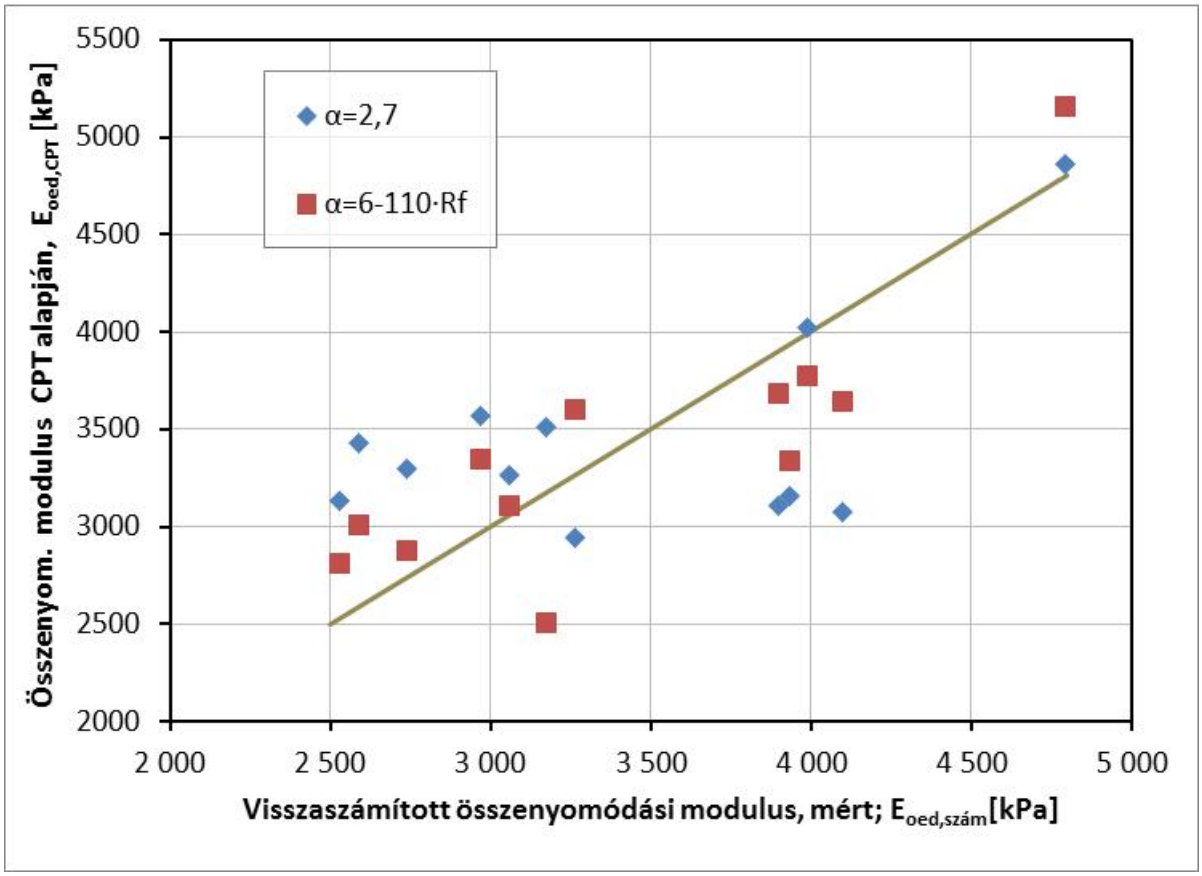
A tapasztalt α arányszámok ~2 és 4 között változnak, az átlagérték α = 2,7. Figyelembe véve, hogy véges elemes számításoknál azt tapasztaltam, hogy az α értéke a súrlódási arányszám növekedésével csökken, ez esetben is megvizsgáltam, hogy tapasztalható-e ilyen tendencia. A 46. ábrán jól látható, hogy az α értékét célszerű ez esetben is egy R_f függvényében meghatározott értékkel figyelembe venni. A tapasztalt összefüggés a következő:

$$\alpha = 6 - 110 \cdot R_f \tag{32}$$



46. ábra α tényező a súrlódási arányszám függvényében – kézi számítás

Az átlagos α értékkel, illetve a javasolt összefüggéssel CPT eredmények alapján meghatározott összenyomódási modulusok és a visszaszámítás eredményeként kapott összenyomódási modulusok összefüggését a 47. ábra szemlélteti. Bár az előbb említett okok miatt az összenyomódási modulusok óvatosan kezelendők, hiszen az oldalkitérésből származó alakváltozást is kompressziós feszültségállapotban elszenvedett összenyomódásként veszi figyelembe, előzetes becslésként kézi számításoknál jól használható értéket ad.



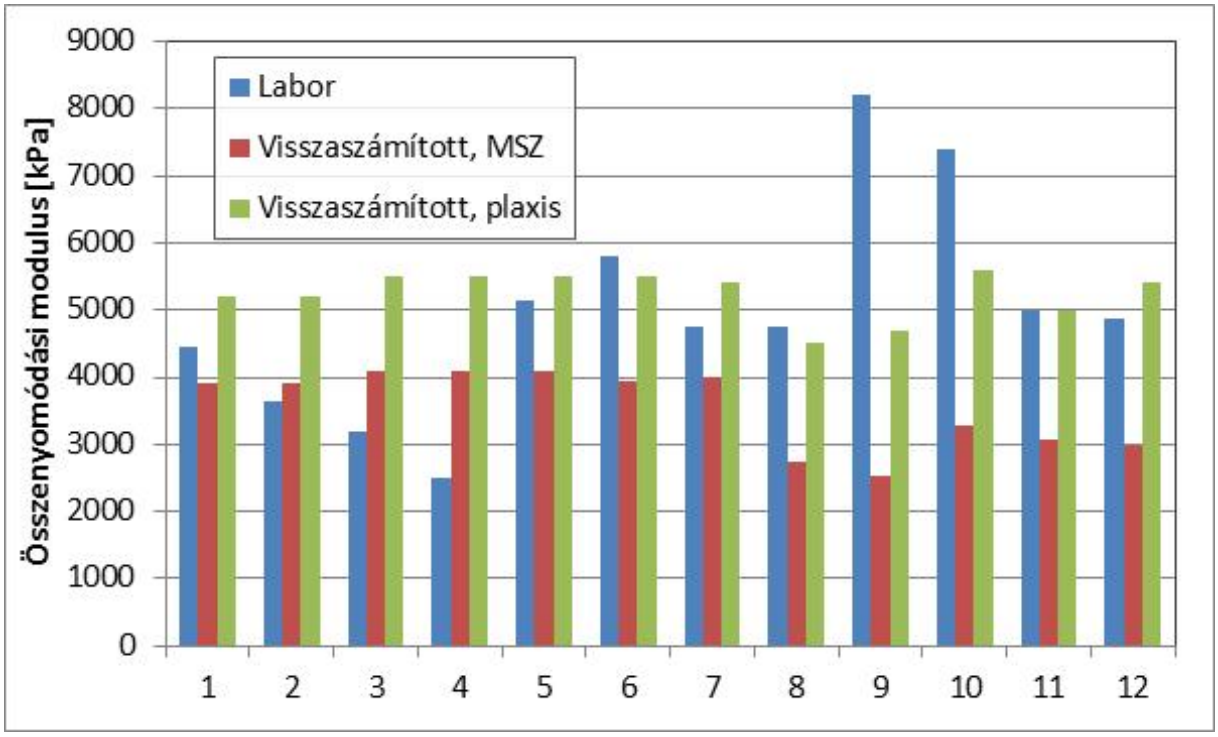
47. ábra Mért és számított összenyomódási modulusok – kézi számítás

5.5. Visszaszámított és laboratóriumban mért E_{oed} értékek kapcsolata

Megvizsgáltam, hogy a visszaszámított összenyomódási modulusok mennyire egyeznek a laboratóriumban meghatározott értékekkel. A töltés okozta terhelés hatására puha agyagrétegek középvonalában a hatékony feszültség jellemzően ~50-80 kPa-ról ~150-200 kPa-ra nőtt, így az összenyomódási modulust a kompressziós görbe 50 és 200 kPa-hoz tartozó értékei alapján határoztam meg. A laboratóriumi vizsgálatokkal kapcsolatban meg kell jegyezni, hogy a puha agyagból származó minták nagyon kényesek, mind a mintavétel, mind az ödométerbe történő bekészítés könnyen megváltoztathatja a minta állapotát – ezáltal befolyásolhatja a mért értékeket. Ráadásul míg a laboratóriumi vizsgálat egy 2 cm magasságú mintán történik, a visszaszámított értékek a több, mint 10 m vastagságú réteg összenyomódása alapján kerültek meghatározásra.

Oszlopdiagramon ábrázoltam a kompressziós vizsgálat eredményei alapján számított E_{oed} értékeket, illetve a visszaszámított összenyomódási modulus értékeket (48. ábra). Néhány

kivételtől eltekintve a hagyományos süllyedésszámítással kapott értékek adódtak a legkisebbre, alátámasztva a korábbiakban említett megállapítást, miszerint a töltés alatti agyag összenyomódásánál nem teljesen helyes a kompressziós feszültségállapot feltételezése.



48. ábra Mért és számított összenyomódási modulusok összehasonlítása

A laboratóriumi eredmények és a véges elemes módszerrel meghatározott eredmények sok esetben jó egyezést mutatnak, néhány esetben azonban jelentős eltéréseket tapasztaltam. Ez alapján megállapítottam, hogy a kompressziós vizsgálattal meghatározott összenyomódási modulus a véges elemes számításoknál jól használható, azonban puha agyagok esetén kiemelten fontos, hogy a mintavételezés illetve a laboratóriumi előkészítés során a minta állapota ne változzon meg.

6. A TÉZISEK ÖSSZEFOGLALÁSA

6.1. CPT eredmények alapján becsült drénezetlen nyírószilárdság értékek megbízhatósága

25 hazai helyszín esetében, puha kötött talajrétegből származó 40 talajmintán végzett drénezetlen triaxiális illetve egyirányú nyomóvizsgálat eredményeinek feldolgozásával kimutattam, hogy a hazai puha kötött talajok esetén a különböző tapasztalati szondatényezők milyen határok között változnak illetve milyen megbízhatósággal használhatóak a drénezetlen nyírószilárdság becslésére. A laboratóriumi vizsgálatok és CPT eredmények összevetésével kapott szondatényezők átlagértékeit és néhány – a változékonyságra vonatkozó – statisztikai jellemzőt a 17. táblázatban foglaltam össze.

17. táblázat Szondatényezők tapasztalt értékei

	$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{c_u}$	$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{c_u}$	$N_{ke} = \frac{q_t - u_2}{c_u}$	$N_{\Delta u} = \frac{u_2 - u_0}{c_u}$
Átlagérték	18,4	23,0	18,5	6,3
Minimum	10,5	11,9	10,9	1,8
Maximum	27,6	32,1	28,6	13,1
Szórás	4,4	5,0	4,9	2,8
Variációs tényező	23,7 %	21,7 %	26,4 %	43,7 %
80%-os konfidencia intervallum határai	12,8 - 23,9	16,6 - 29,4	12,2 - 24,8	2,8 - 9,8
	± 30 %	± 28 %	± 34 %	± 56 %

Az eredmények alapján megállapítottam, hogy a CPT csúcsellenállás értékét alapul vevő összefüggések (N_k, N_{kt}, N_{ke}), közel azonos megbízhatósággal használhatóak a drénezetlen nyírószilárdság becslésére. A 80 %-os konfidencia intervallum határai mindhárom esetben az átlagérték ± 30 % körüli értékeire adódtak. Az $N_{\Delta u}$ szondatényező értékek ennél jelentősen tágabb határok között változtak.

A tézishez tartozó publikációk:

Farkas J., Rémai Zs. (2009) Nyírószilárdsági jellemzők meghatározása. Mélyépítő Tükörkép VIII:(8) pp. 24-27.

Rémai Zs. (2012) Hazai holocén agyagok drénezetlen nyírószilárdságának becslése CPTU eredményekből. Szlávik L (szerk.) Magyar Hidrológiai társaság XXX. Vándorgyűlése. Kaposvár, Magyarország, 2012.07.04-2012.07.06. (ISBN: 978-963-8172-29-7)

Rémai Zs. (2013) Correlation of undrained shear strength and CPT resistance. Periodica Polytechnica – Civil Engineering (elfogadott publikáció)

6.2. Drénezetlen nyírószilárdság becslése $N_{\Delta u}$ szondatényezővel

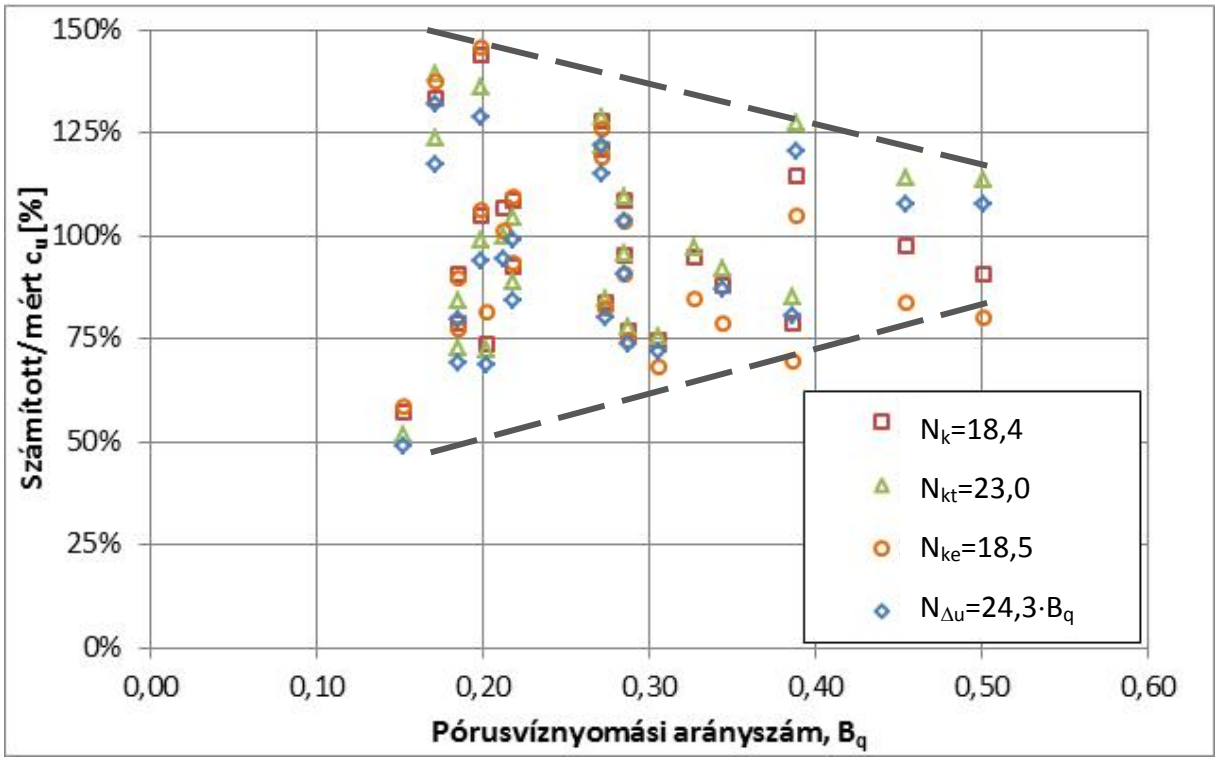
A drénezetlen nyírószilárdság pontosabban becsülhető, ha a szondatényező értékét jobb megbízhatósággal tudjuk meghatározni. Jó korreláció állapítható meg a pórusvíznyomási arányszám és az $N_{\Delta u}$ szondatényező között. A pontok elhelyezkedését lefedő sáv a következő összefüggéssel írható le:

$$N_{\Delta u} = (24{,}3 \cdot B_q) \pm 2 \tag{33}$$

Puha agyagok esetén a pórusvíznyomási arányszám jellemzően magas, így ilyen talajok esetén a drénezetlen nyírószilárdság CPTu eredmények alapján a következő összefüggéssel becsülhető:

$$\boldsymbol{c_u = \frac{u_2 - u_0}{24{,}3 \cdot B_q}} \tag{34}$$

A 34. képlet illetve a 17. táblázatban szereplő N_k N_{kt} és N_{ke} szondatényezők felhasználásával, a CPT eredmények alapján becsültem a vizsgált talajminták drénezetlen nyírószilárdságát, és meghatároztam a számított és mért értékek hányadosát. Ezt az arányszámot a B_q függvényében ábrázoltam (49. ábra) és megállapítottam, hogy nagyobb pórusvíznyomási arányszám esetén a drénezetlen nyírószilárdság megbízhatóbban becsülhető a CPT eredmények alapján



49. ábra Drénezetlen nyírószilárdság becslésének pontossága a B_q függvényében

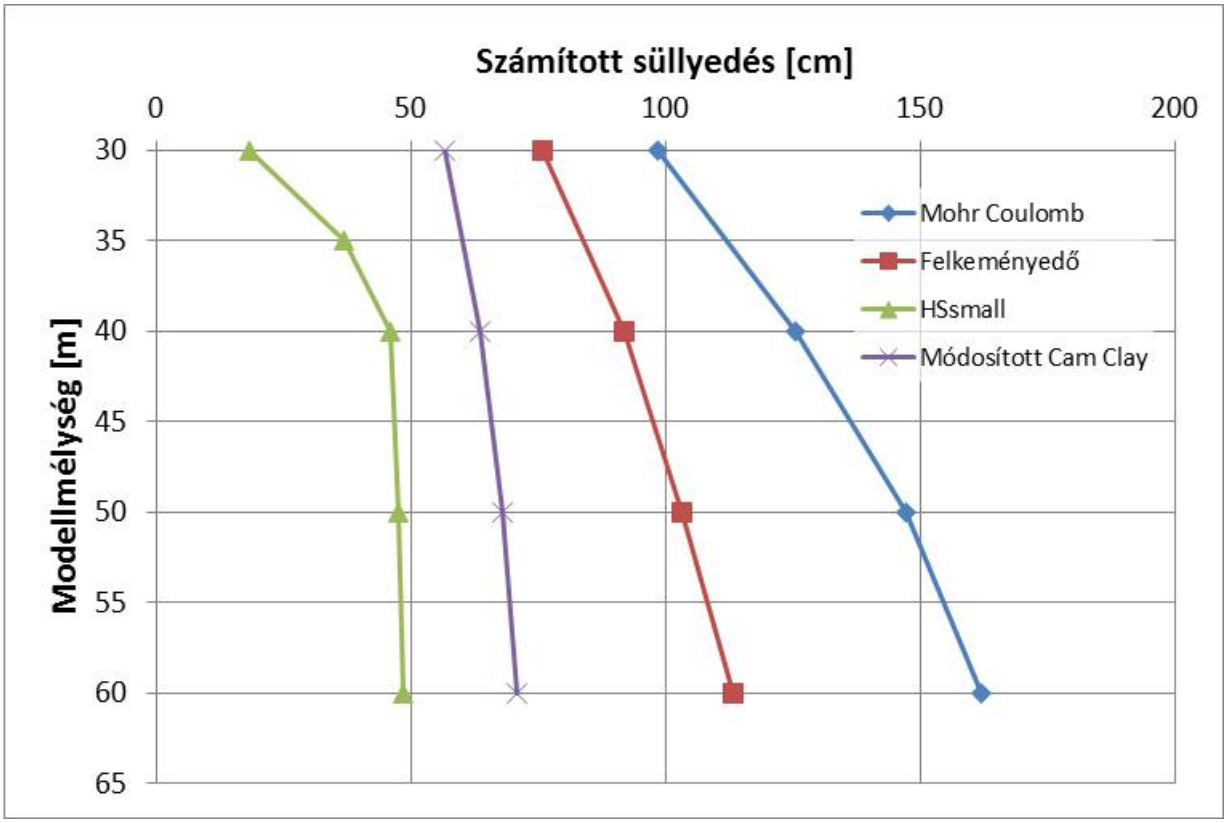
A tézishez tartozó publikációk:

Rémai Zs. (2012) Hazai holocén agyagok drénezetlen nyírószilárdságának becslése CPTU eredményekből. Szlávik L (szerk.) Magyar Hidrológiai társaság XXX. Vándorgyűlése. Kaposvár, Magyarország, 2012.07.04-2012.07.06. (ISBN: 978-963-8172-29-7)

Rémai Zs. (2013) Correlation of undrained shear strength and CPT resistance. Periodica Polytechnica – Civil Engineering (elfogadott publikáció)

6.3. Határmélység fogalmának elméleti háttere

A megbízható töltéssüllyedés számításhoz a talaj alakváltozási tulajdonságainak illetve az összenyomódó talajréteg vastagságának (határmélység) ismerete szükséges.



50. ábra Véges elemes süllyedésszámítás eredményei különböző talajmodellek és modellméretek esetén

Véges elemes vizsgálatsorozatot végeztem, amelyben egy, puha agyagra épített 10 m magas 80 m talpszélességű töltés alatti süllyedéseket határoztam meg különböző talajmodellek és modellmélységek felhasználásával. A tengelyvonalban számított süllyedések értékét és a modellmélység kapcsolatát a 50. ábra szemlélteti. A kis alakváltozási tartományban növekvő merevséget figyelembe vevő („HSsmall”) talajmodell használatával a számított süllyedések értékét nem befolyásolja jelentősen a véges elemes modell mérete (feltéve, hogy az a

határmélységnél nagyobb), így a várható süllyedések a felhasználó által becsült határmélységtől szinte függetlenül számíthatók.

Megállapítottam, hogy a határmélység nem egy konkrét mélység, hanem egy mélységtartomány, és az érdemi talaj-összenyomódások megszűnését a talaj merevségének kis alakváltozások esetén tapasztalható jelentős növekedése okozza. A határmélység tartományának határát elsősorban az alakváltozások és nem a feszültségek határozzák meg.

Megállapítottam továbbá, hogy a magas töltések hatására, puha agyagokban kialakuló alakváltozások modellezéséhez a kis alakváltozási tartományban merevebb viselkedést figyelembe vevő talajmodell a legmegfelelőbb.

A tézishez tartozó publikáció:

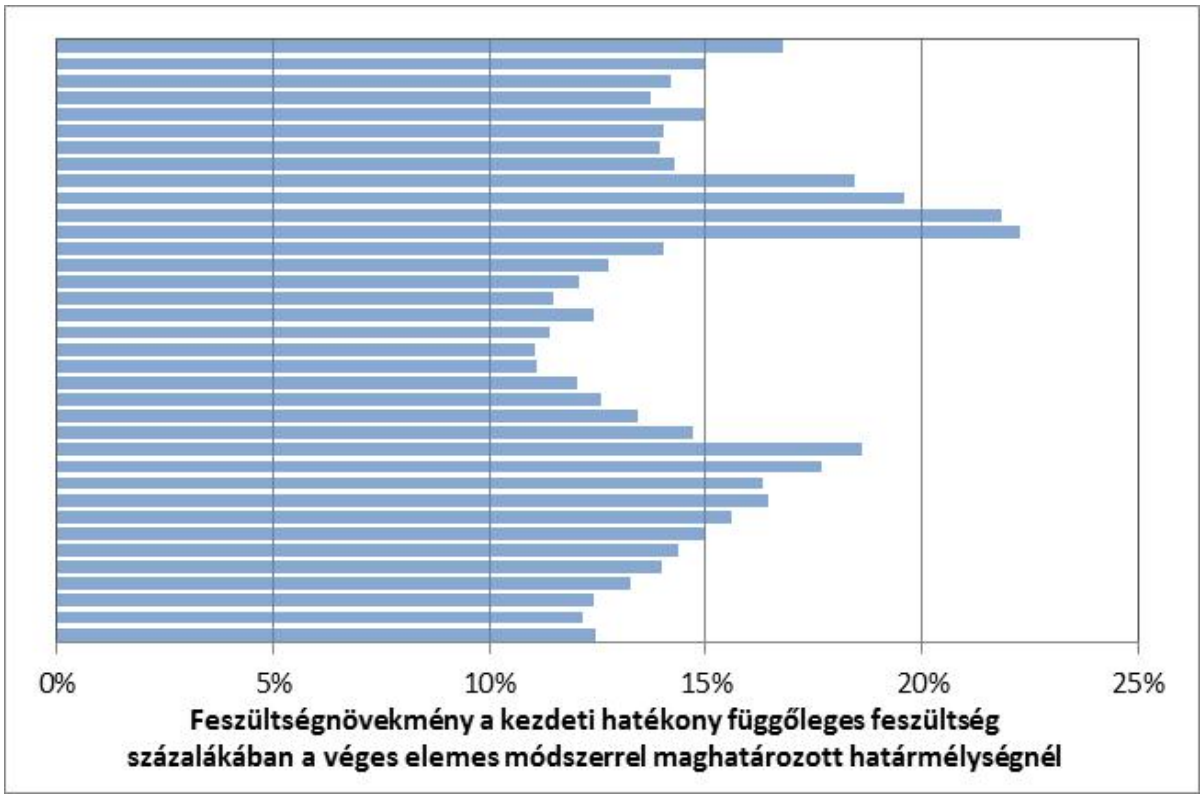
Rémai Zs. (2012) A határmélység meghatározásának lehetőségei: Török Ákos, Vásárhelyi Balázs (szerk.) Mérnökgeológia-Kőzetmechanika 2011. Budapest, Magyarország, 2012.01.26. Hantken Kiadó,Budapest pp. 117-124.(Mérnökgeológia-kőzetmechanika kiskönyvtár; 12.)(ISBN: 978-615-5086-04-5))

Rémai Zs. (2012) On limiting depth. Central European Geology

6.4. Puha agyagok esetén javasolt határmélység

Meghatároztam, hogy a véges elemes számítással kapott határmélységeknél a Kany táblázat alapján számított terhelésnövekmény hány százaléka a hatékony a geosztatikus nyomásnak. A két számítás összevetése alapján magállapítottam, hogy a határmélység puha agyagok esetén a gyakorlatban használt 20%-nál kisebb, keményebb agyagok esetén pedig nagyobb. Ez azt mutatja, hogy a határmélység nem csak a terhelés mértékétől és a teherátadó felület nagyságától függ, hanem a talaj alakváltozási tulajdonságai (elsősorban a degradációs görbe paraméterei) is fontos szerepet játszanak. Véges elemes vizsgálatsorozatot végeztem a puha agyagokra jellemző talajparaméterek és az autópálya töltésekre jellemző geometriai méretek figyelembevételével, annak megállapítására, hogy a hagyományos süllyedésszámításhoz használt határmélység hol vehető fel (51. ábra).

Megállapítottam, hogy puha agyagok esetén a határmélység nagyobb, keményebb talajok esetén kisebb. Az eredmények alapján, klasszikus számításokhoz javaslom, hogy a magas töltések alatt fekvő puha agyagok esetén a határmélység abban a mélységben kerüljön felvételre, ahol a terhelés okozta feszültségnövekmény a hatékony geosztatikus nyomás 15 %-a alá csökken.



51. ábra Feszültségnövekmény a HSsmall talajmodellel meghatározott határmélységnél

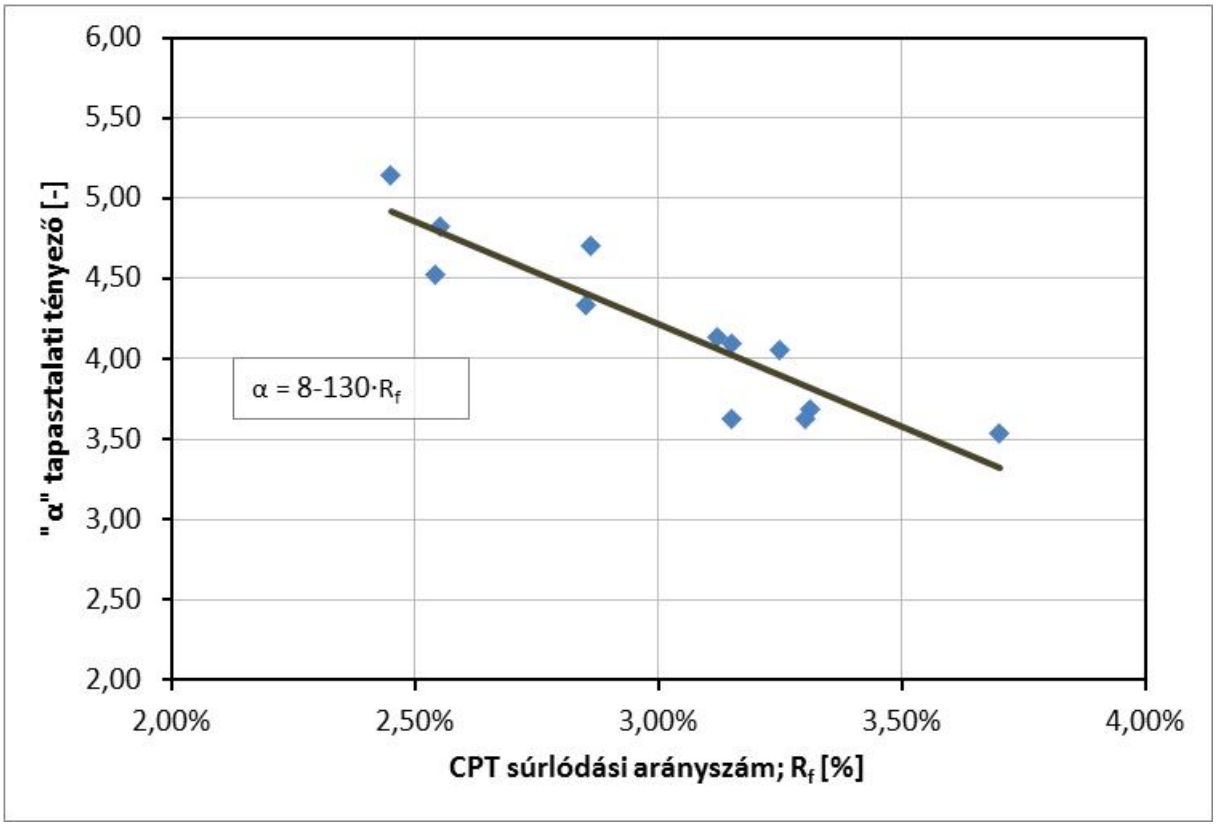
A tézishez tartozó publikációk:

Rémai Zs. (2012) A határmélység meghatározásának lehetőségei: Török Ákos, Vásárhelyi Balázs (szerk.) Mérnökgeológia-Kőzetmechanika 2011. Budapest, Magyarország, 2012.01.26. Hantken Kiadó,Budapest pp. 117-124.(Mérnökgeológia-kőzetmechanika kiskönyvtár; 12.)(ISBN: 978-615-5086-04-5))

Rémai Zs. (2012) On limiting depth. Central European Geology

6.5. Összenyomódási modulus becslése CPT szondaeredményekből

A rendelkezésre álló süllyedésmérési eredményekből összegyűjtöttem azokat a helyszíneket, ahol az altalaj felső rétegét nagy vastagságú, puha kötött talaj alkotta, ennek köszönhetően a kialakuló süllyedések jelentős része (70-90 %-a) ebben a rétegben játszódott le. Az M43 és M6 autópályák összességében 12 helyszínén végzett talajmechanikai vizsgálatok és süllyedésmérések eredményei alapján visszaszámítottam a felső puha kötött réteg alakváltozási jellemzőit, és a kapott értékeket összevetettem a helyszínen készített CPT szondázás eredményeivel.



52. ábra „α" tapasztalati tényező és R_f összefüggése

A hazai puha kötött talajok esetén az α tényező értéke 3,5 és 5 között változott. Megfigyelhető továbbá, hogy a CPT súrlódási arányszám növekedésével (nagyobb plaszticitású agyagok esetén) α értéke csökken (52. ábra), ez jól egyezik a Kopácsy (1953) képlet által leírt tendenciával.

A tapasztalatok alapján a hazai puha kötött talajok esetén az összenyomódási modulus CPT alapján történő becslésére a következő összefüggést javaslom:

$$E_{oed}=(8-130\cdot R_f)\cdot q_c. \qquad (35)$$

A tézishez tartozó publikációk:

Farkas J., Rémai Zs. (2009) Alakváltozási jellemzők meghatározása.: Puha, szerves és kötött talajok vizsgálata. Mélyépítő Tükörkép VIII:(5) pp. 4-6.

Rémai Zs. (2012) Back analysis of soft clay behaviour under highway embankments. Asian Journal of Civil Engineering – Building and Housing (elfogadott publikáció)

6.6. Hagyományos süllyedésszámításhoz használt összenyomódási modulus

Az említett helyszínek süllyedésszámítását elvégeztem a „hagyományos” MSZ 15004-1989 szerinti módszerrel is. Azt tapasztaltam, hogy az így meghatározott összenyomódási modulusok jelentősen kisebbek, mint a véges elemes számítással meghatározottak. Ennek oka, hogy ez a süllyedésszámítási módszer kompressziós feszültségállapotot feltételez, azonban a vizsgált esetekben jelentős oldalkitérést tapasztaltam mind a valóságban, mind véges elemes számítások eredményeiben.

Emiatt a puha kötött talajokon épülő magas töltések esetén az MSZ szerinti süllyedésszámításnál az összenyomódási modulust csökkentett értékkel javaslom figyelembe venni. A csökkentés mértéke az altalaj teherbírásának kihasználtságától függ, általánosságban 20-30 %-os csökkentést javaslok.

Az előző tézisnél bemutatott módon meghatároztam a csökkentett összenyomódási modulus és a CPT ellenállás összefüggését, melyet szintén a súrlódási arányszám figyelembevételével javaslok meghatározni:

$$E_{oed}^{(red)}=(6-110\cdot R_f)\cdot q_c. \qquad (36)$$

A tézishez tartozó publikációk:

Farkas J., Rémai Zs. (2009) Alakváltozási jellemzők meghatározása.: Puha, szerves és kötött talajok vizsgálata. Mélyépítő Tükörkép VIII:(5) pp. 4-6.

Rémai Zs. (2012) Back analysis of soft clay behaviour under highway embankments. Asian Journal of Civil Engineering – Building and Housing (elfogadott publikáció)

7. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönetet mondok elsősorban Dr. Farkas József professzornak, mert segítő támogatása nélkül a disszertációmban megfogalmazott eredmények aligha születtek volna meg. Köszönöm továbbá tanszéki kollégáimnak az értékes tanácsaikat.

IRODALOMJEGYZÉK

1. Aas, G., Lacasse, S., Lunne, T., and Hoeg, K., "Use of In Situ Tests for Foundation Design on Clay," Proceedings of the ASCE Specialty Conference IN-SITU ’86 pp. 1-30
2. Abelev, M. Yu. (1973). Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружения. M.: Стройиздат, Moszkva, Szovjetunió.
3. Abelev, M. Yu. (1980) Construction problems in soft soils. VI. Danube European Confernce. Várna pp. 27-43.
4. Abu-Farsakh, M.Y. (2003). Evaluation of consolidation characteristics of cohesive soils from piezocone penetration test. LTRC project No. 00-365. Louisiana Transportation Research Centre.
5. Abu-Farsakh, M.Y., Zhang, Z., Gautreau, G. (2007). Evaluating the deformation modulus of cohesive soils from PCPT for consolidation settlement estimation. Proceedings of TRB 86th Annual Meeting, Washington D.C.
6. Anderson JB, Townsend FC, Rahelison L. Load Testing and Settlement Prediction of shallow foundation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 133(2007) 1494-502.
7. Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S., Baroni, M., (2010): Geotechnical parameters of very soft clays from CPTu. Proceedings of 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, online: http://www.cpt10.com/cpt10pdfpapers.html
8. Atkinson, J.H. Salfors, G. (1991) Experimental deformation of soil properties. Proceedings of 10th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol 3. pp 915-956.
9. Barends, F. (2011) Introduction to soft soil geotechnique – Content, Context, Application. IOS Press BV., Amsterdam, The Netherlands ISBN 978-1-60750-788-8
10. Barron, R. (1948) " Consolidation of fine-grained soils by drain wells," Trans. ASCE, 11,3718-742.
11. Barden, L. (1968) primary and secondary consolidation of peat and clay Géotechnique, Vol.18(01) pp. 1 –24
12. Benz, T. (2007) Small strain stiffness of soils and its numerical consequences. ISBN 978-3-921837-55-9. Mitteilung 55. des Instituts für Geotechnik Universität Stuttgart, Germany.
13. Bjerrum, L. (1972): Embankments on soft ground. Proceedings ASCE Specialty Conference on performance of earth earth supported structures Purdue University Vol.1. pp.1-54.
14. Bo, M.W. (2008): Compressibility of ultra soft soil. World Scientific Publishing Company, Singapore (ISBN-10 981-277-188-3)
15. Caquot A., Kerisel, J. (1956) Traité de méchanique des sols. Gauthier-Villar, Paris
16. Carslaw, H. S. and J. C. Jaeger (1959). Conduction of Heat in Solids. Oxford, Clarendon Press.

17. Chen, C.S. (2001) Evaluating undrained shear strength of Klang clay from Cone penetration test. Proceedings of the International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, http://www.sspsb.com.my/images/GEOWEB/Publications/Undrained%20Shear%20Strength-Klang%20Clay.pdf
18. Corlateanu, A. és Morukian, A. 1975. La consolidation par drainage d'une plate-farme d'un part fluvial Danubien degradee par suffosion. Proceedings of Baltic Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Gdansk, Lengyelország, 3. kötet 1988. pp. 354-367.
19. Danka József, Mahler András (2010) Determination of statistical parameters of soil permeability coefficient. Proceedings of the XIVth Danube-European Conference on Geotechnical Engineering. Pozsony, Szlovákia,(szerk.: Jana Frankovská, Jozef Hulla, Martin Ondrášik, Peter Turček) pp. 1-5.(ISBN: 978-80-227-3279-6)
20. De Beer E.E. (1977) Static cone penetration testing in clay and loam. Sonder Symposium, Utrecht.
21. de Ruiter, J. and Beringen, F.L. 1979. Pile foundations for large North Sea structures. Marine Geotechnology, 3: 267-314
22. de Ruiter, (1982) The static cone penetration test. State-of-the-art-report. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam. 2. kötet pp. 389-405. Balkema Publishing, Rotterdam
23. Egorov, K.E., Malikova, T.A. (1975) Settlement of foundation slabs on compressible base. 5th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangalore. Vol 1. pp.187-190
24. Eslami A., Fellenius B.H. (1997) Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. Canadian Geotechnical Journal Vol 34, No 6, pp 880-898
25. Farkas J., Kabai I., (1988): Strength and deformation tests of Hungarian peats. Proceedings of Baltic Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tallinn, Észtország, pp. 48-54.
26. Farkas J. (2004): Nagyberek múltjából az autópálya jövőjébe. Somogyi Műszaki szemle 30.szám pp. 1-6.
27. Farkas J. (2004) Kiegészítő geotechnikai szakvélemény az M7 autópálya Balatonkeresztúr-Nagykanizsa közötti szakaszának építéséhez. Töltésalapozás. Geo Pannon Kft., Budapest (kézirat)
28. Farkas J. (2005) A földmű-alapozás elméleti háttere az M7 autópálya Ordacsehi és Balatonkeresztúr közötti szakaszán. Közúti és Mélyépítési szemle 1:(10) pp. 28-37.
29. Farkas J. (2006) Geotechnikai szakvélemény az M7 autópálya Balatonkeresztúr-Nagykanizsa közötti szakaszának építéséhez. Töltésalapozás. Geo Pannon Kft., Budapest (kézirat)

30. Farkas J. (2006) A földmű-alapozás elméleti háttere az M7 autópálya Ordacsehi és Balatonkeresztúr közötti szakaszán.KÖZÚTI ÉS MÉLYÉPÍTÉSI SZEMLE 1:(10) pp. 28-37.
31. Farkas J., Rémai Zs. (2009) Alakváltozási jellemzők meghatározása.: Puha, szerves és kötött talajok vizsgálata. Mélyépítő Tükörkép VIII:(5) pp. 4-6.
32. Gebreselassie B (2003) Experimental, analytical and numerical investigations of excavations in normally consolidated soft soils. P.hD. thesis, University of Kassel
33. Gibson és Lumb (1953): Numerical solution of some problems in the consolidation of
34. clay. ICE Proceedings, Volume 2, Issue 2, 01 March 1953 , pages 182 –198 , , E-ISSN: 1753-7789
35. Hong, S.J., Lee, M. J., Kim J. J., Lee, W. J. (2010) Evaluation of undrained shear strength of Busan clay using CPT. Proceedings of 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, online: http://www.cpt10.com/cpt10pdfpapers.html
36. Jamiolkowski M, Robertson PK. Future trends for penetration testing. Penetration testing in the UK, Thomas Telford, London, 1988, pp. 321-342.
37. Jörß O (1998) Erfahrungen bei der Ermittlung von cu-Werten mit der Hilfe von Drucksondierungen in bindigen Böden. Geotechnik 21-1, pp 26 – 27
38. Kádár I., Nagy L. (2010) Alapadatok az Eurocode 7 alkalmazásához: A nyírószilárdság statisztikai paraméterei. Mélyépítő Tükörkép 2010, október, pp 46-47.
39. Kaniraj S.R. (1988) Deign aids in soil mechanics and foundation engineering. ISBN-13: 978-0-07-451714-7. Tata McGraw-Hill, New Delhi
40. Karlsrud, K. Lunne, T. and Brattlieu, K., 1996-"Improved CPTu correlation based on block samples", Nordisk GeoteknikermØte Reykjavik.
41. Kempfert, H.G. (2006) Excavations and foundations in soft soils. ISBN-13: 978-3-540-32894-0. Springer Verlag, Berlin Heidelberg
42. Kézdi, Á. (1962) Földművek jyegyzet. tankönykiadó, Budapest 98 oldal.
43. Kulhawy FH, Mayne PW. Manual on estimating soil properties for foundation design. Final Report 1493-6, EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA. 1990.
44. La Rochelle, P., Zebdi P.M., Leroueil, S., Tavenas, F., Virely, D. (1988) Piezocone tests in sensitive clays of eastern Canada. Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando. 2. kötet pp. 831-841. Balkema Publishing, Rotterdam.
45. Ladanyi B. (1967) Deep punching of sensitive clays. Proceedings of the 3rd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering , Caracas, Vol.1. pp533-546.
46. Leroueil, S., Roy, M. (1997) Evaluation of shaft resistance in sensitive clays from piezone tests. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 1. kötet pp. 147-150.

47. Long M. Design parameters from in situ tests in soft ground – recent developments. Proceedings of Geotechnical and Geophysical Site Characterization 2008. Taiwan. Taylor & Francis Group, pp. 89-116
48. Lunne, T., Kleven, A. (1981) Role of CPT in North Sea foundation engineering. Sessio at the ASCE National Convention: Cone Penetration Testing and materials. St. Louis, 76-107, American Society of Engineers (ASCE)
49. Lunne, T., Christphersen, H.P., Tjelta, T.I. (1985) Engineering use of piezocone data in North Sea clays. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco 2. kötet pp. 907-912. Balkema Publishing Rotterdam.
50. Lunne T., Robertson P.K., Powell, J.J.M. (1997) Cone penetration testing in geotechnical practice, (ISBN 0 751 40393 8) Blackie Academic and Professional, Chapman and Hall, London
51. Mahler, A. (2007) Settlement prediction of CFA piles based on CPTu results. Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid. (ISBN 978 90 5966 055 7) Rot. Millpress Science Publishers, pp. 359-364
52. Mahler A. (2003) Use of cone penetration test in pile design. Periodica Polytechnica – Civil Engineering 47 189-97.
53. Mahler A. (2007) Statikus szondázási eredmények hasznosítása. Doktori disszertáció Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Geotechnikai tanszék
54. Mahler A., Nagy L. (2009) Mély munkagödrök határolása - Deep Excavations and Retaining Structures. Kiadó: ISSMGE Magyar Nemzeti Bizottsága, ISBN:978-963-06-0665-7
55. Mandolini, A. (1999) Pile design using in-situ tests results with particular reference to the CPT. ERTC report, pp. 32-42.
56. Martins, F.F., Martins, J.B., Marques, J.M.M.C. (1990) Bidimensional consolidation. Some numerical results of the coupled problem. 2nd European Specialty Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Santander, Spanyolország, pp. 271-279.
57. Mayne, P.W., Rix, G.J. 1993. Gmax-qc relationships for clay. Geotechnical Testing Journal 16(1): 54-60.
58. Mayne, P.W., Coop, M.R., Springman, S.R., Huang A.B., Zornberg J.G. (2009) Geomaterial behavior and testing. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Vol.4. pp. 2777-2872
59. Meyerhof GG. (1974): Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlaying Clay. Canadian Geotechnical. Journal, 11(1974) 223-9.
60. Meyerhof GG. (1976): Bearing capacity and settlement of pile foundations. 11th Terzaghi Lecture, Journal of the Geotechnical Engineering Division (ASCE) 102(GT3) 197-288.
61. Nagy László, Huszák Tamás (2012):Síkcsúszólapos talajtörés egy spanyol zagygát alatt.

62. In: Török Ákos, Vásárhelyi Balázs (szerk.) Mérnökgeológia-Kőzetmechanika 2011. Hantken Kiadó, pp. 113-116. (Mérnökgeológia-kőzetmechanika kiskönyvtár; 12.)(ISBN: 978-615-5086-04-5)
63. Nagy L (2011) Árvízvédelmi gátak tönkremeneteli mechanizmusa.Hidrológiai Közlöny 91.:(1.) pp. 21-26.
64. Nagy L. (2010) Hogyan is mennek tönkre az árvízvédelmi gátak? Magyar Hidrológiai Társaság XXVIII. Országos Vándorgyűlése. Sopron, Magyarország (szerk.: Szlávik L.), 22. cikk (ISBN: 978-963-8172-25-9)
65. Nagy L (2009) Változatok az árvízvédelmi gátak biztonságának megfogalmazására. MHT XXVII. Vándorgyűlés. Baja, Magyarország, pp. 1-10.(ISBN: 978-963-8172-23-5)
66. Nagy L. (2008) Hydraulic failure probability of a dike cross section. Periodica Polytechnica – Civil Engineering 55:(2) pp. 83-89.
67. Powell, J.J.M., Quertmann, R.S.T. (1988) The interpretation of cone penetration tests in clays, with particular reference to rate effects. Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando. 2. kötet pp. 903-910. Balkema Publishing, Rotterdam.
68. Pusztai J.(2008) Autópályák földműveinek süllyedésmérési tapasztalatai. Kézdi Árpád Emlékkonferencia kiadvány, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Budapest, pp. 112-121.
69. Pusztai J., Rémai Zs., Thomázy Cs. (2009) Megfigyeléses módszer alkalmazása a geotechnikai tervezésben. Mélyépítő Tükörkép VIII. évf. 4. szám, 22-25.
70. Rad, N.S., Lunne, T., (1988): Direct correlations between piezocone test results and undrained shear strength of clay. Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando. 2. kötet pp. 911-917. Balkema Publishing, Rotterdam.
71. Plaxis, Material Models Manual 2010 (http://www.plaxis.nl/files/files/2D2010-3-Material-Models_02.pdf)
72. Rémai Zs. (2012) A határmélység meghatározásának lehetőségei. Mérnökgeológia-Kőzetmechanika Budapest University of Technology (eds. Á. Török B. Vásárhelyi). 2011, pp. 117-124.
73. Rémai Zsolt (2012) Monitoring és megfigyeléses módszer a geotechnikában. Műszaki Ellenőr 1:(9) pp. 36-38.
74. Rémai Zs. (2012) Hazai holocén agyagok drénezetlen nyírószilárdságának becslése CPTU eredményekből. Szlávik L (szerk.) Magyar Hidrológiai társaság XXX. Vándorgyűlése. Kaposvár, Magyarország, 2012.07.04-2012.07.06. (ISBN: 978-963-8172-29-7)
75. Rémai Zs. (2012) Back analysis of soft clay behaviour under highway embankments. Asian Journal of Civil Engineering – Building and Housing (elfogadott publikáció)

76. Rémai Zs. (2013) Correlation of undrained shear strength and CPT resistance. Periodica Polytechnica – Civil Engineering (elfogadott publikáció)
77. Robertson PK. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 27(1990) 151-8.
78. Rendulic, L. (1935) "Der hydrodynamische Spannungsangleich in zentral entwasserten Tonzylindern. Wasserwirtsc. & Technik 23/24 (1935), pp.250-253 & 269-273.
79. Robertson PK. Interpretation of cone penetration tests — a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, 46(2009) 1337-55.
80. Salas J.A., Serratosa, J.M. (1953) – Compressibility of clays. Proceedings of 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1, pp. 192-198.
81. Sanglerat G. The penetration and soil exploration. Elsevier, Amsterdam, Netherlands, 1972.
82. Schweiger, H.F. (2009) Influence on constitutive model and EC7 design approach in FE analysis of deep excavations. Mély munkagödrök határolása - Deep Excavations and Retaining Structures. Kiadó: ISSMGE Magyar Nemzeti Bizottsága, ISBN:978-963-06-0665-7 pp. 99-114.
83. Scott, R.F. (1963) The principles of soil mechanics Addision-Wesley Publishing Co. Reading, Massachusets.
84. Senneset, K., Janbu, N., Svano G. (1982) Strength and deformation parameters from cone penetration tests. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing ESOPT-II. Amsterdam, Vol 2. pp. 863-870.
85. Senneset, K., Sandven, R., Janbu, N. (1989) The evaluation of soil parameters from piezocone tests. Transportation Research Record, No. 1235. Washington, USA, 24-37.
86. Skempton, A.W. (1944) “Notes on compressibility of clays.” Qtrly. Journal of Geological Society, London, pp 119-135
87. Skempton, A.W., (1951) The bearing capacity of clays. Proceedings of the Building Research Congress, London Div. 1, pp. 180-189
88. Smoltzcyk, U. (2003) Geotechnical Engineering Handbook (ISBN 3-433-01449-3) Vol. 1. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und Technische Wissenschaften GmbH und Co. Kg, Berlin
89. Széchy K., Varga L., (1968). Alapozás. Budapesti Műszaki Egyetem. Mérnöki Továbbképző Intézet kiadványa ; M. 66.
90. Takács A. (2012) Hazai rézsűk állékonysági vizsgálata. Doktori disszertáció Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Geotechnikai tanszék
91. Teh, C.I. (1987) An analytical study of the cone penetration test. PhD thesis, Oxford University
92. Terzaghi, K. (1924) "Die Theorie der hydrodynamischen Spannungserscheinungen und ihr erdbautechnisches Anwendungsgebiet," Proceedings of the international congress for applied

mechanics, Delft, Netherlands, 288-294.Tonzylindren," Wasserwirt. Tech., 2,250-253 and 269-273.

93. Terzaghi, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New York, 510 pp.
94. Terzaghi, K. and R.B. Peck (1948) “Soil Mechanics in Engineering Practice.” John Wiley & Sons. Inc., New York
95. Varga G., Czap Z., Mahler A. (2009) Stability of cut slopes in cohesive soils. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering pp. 1566-1569
96. Varga G. (2012) Hulladéklerakók monitorozása geotechnikus szemmel. Műszaki Ellenőr I. évfolyam 8. szám 38-40.
97. Vesic, A.S. (1975) Principles of pile foundation design. Soil Mechnaics Series No. 38., Duke University, Durham, NC.
98. Viggiani G, Atkinson JH. (1995) Stiffness of fine grained soils at very small strains. Geotechnique, 45(1995) 249-65.
99. Wichtmann T, Triantafyllidis T. (2004) Influence of a cyclic and dynamic loading history on dynamic properties of dry sand, Part I.: cyclic and dynamic torsional prestraining. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24(2004) 127-147.
100. Wroth CP. (1984) The interpretation of in-situ soil tests. Rankine Lecture, Geotechnique 4 449-89.
101. Zhang Z, Tumay MT. (1999) Statistical to fuzzy approach toward CPT soil classification. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 179-86.

ÁBRÁK JEGYZÉKE

1. ábra. Töltés alaptörések típusai. (Farkas, 2006) 11
2. ábra Töltésépítés hatása a nyírószilárdságra és a biztonságra (Farkas, 2006) 13
3. ábra. Vízzel telített, puha kötött talaj törése zárt rendszerben..... 16
4. ábra. Egyirányú nyomóvizsgálat eredménye 17
5. ábra. A biztonsági tényező értéke a plaszticitási index függvényében (Bjerrum, 1972) 18
6. ábra. A nyírószondával mért értékek redukciós tényezője (Bjerrum, 1972) 18
7. ábra. A maximális nyírószilárdság gyakorisági eloszlása – triaxiális vizsgálat és szárnyas nyírószonda (Farkas 2004) 19
8. ábra. Különböző módon kapott drénezetlen nyírószilárdság értékek összehasonlítása (Farkas, 2005) 20
9. ábra A drénezetlen nyírószilárdság a q_c-σ_{v0} függvényében 23
10. ábra CPT kialakítása .....
11. ábra A drénezetlen nyírószilárdság a q_t-σ_{v0} függvényében 25
12. ábra Az N_{kt} tapasztalati tényező változása a plaszticitási index függvényében (Lunne – Kleven, 1981) 26
13. ábra. N_{kt} szondatényező normálisan konszolidált agyagok esetén (Aas és társai, 1986).. 26
14. ábra. N_{kt} szondatényező normálisan konszolidált és különböző mértékben túlkonszolidált agyagok esetén (Powell és Quertman, 1988*)* 27
15. ábra Az N_{kt} szondatényező és a plaszticitási index kapcsolata 28
16. ábra A drénezetlen nyírószilárdság a hatékony CPT csúcsellenállás függvényében 29
17. ábra Az N_{ke} szondatényező és a pórusvíznyomási arányszám kapcsolata..... 30
18. ábra A drénezetlen nyírószilárdság a többlet pórusvíznyomás függvényében 31
19. ábra Az $N_{\Delta u}$ szondatényező és a pórusvíznyomási arányszám kapcsolata 31
20. ábra Drénezetlen nyírószilárdság becslésének pontossága a B_q függvényében – NΔu szondatényező..... 33
21. ábra Drénezetlen nyírószilárdság becslésének pontossága a B_q függvényében..... 34
22. ábra A feszültség és süllyedésszámításnál alkalmazott jelölések 37
23. ábra A feszültségszámítás elve, a helyettesítő talpfeszültség felvétele 38
24. ábra A lineárisan változó sávterhelés helyettesítése egyenletesen megoszló sávterheléssel 39

25. ábra Dinamikus és statikus összenyomódási modulusok összefüggése 42
26. ábra Nyírási modulus és nyírási alakváltozás összefüggése 43
27. ábra Véges elemes modell 47
28. ábra. Számított maximális süllyedés különböző talajmodell és modellmélységek esetén 48
29. ábra Számított felszínsüllyedési görbék különböző talajmodellek esetén 49
30. ábra. A CPT csúcsellenállás és a kezdeti nyírási modulus tapasztalati összefüggése (Mayne és Rix, 1993) 51
31. ábra. Kötött talajok nyírási modulusának degradációs görbéi (T. Benz, 2007) 52
32. ábra Süllyedések puha agyag és magas talajvízszint esetén 54
33. ábra Süllyedések kemény agyag és mély talajvízszint esetén 54
34. ábra Feszültségnövekmény a HSsmall talajmodellel meghatározott határmélységnél 57
35. ábra *Összefüggés a q_c és E_s között (Pusztai, 2008)* 61
36. ábra Töltéssüllyedés mérések eredményei 63
37. ábra Konszolidáció folyamata 64
38. ábra Rétegek összenyomódásainak aránya 66
39. ábra Az E_{50}/E_{oed} arány hatása a számított süllyedésekre 67
40. ábra Az E_{50}/E_{oed} arány hatása a normalizált süllyedésekre 68
41. ábra Az „m” hatványkitevő hatása a süllyedésekre 68
42. ábra Az „m” hatványkitevő értéke és plaszticitási index kapcsolata Viggiani és Atkinson (1995) szerint 69
43. ábra α tényező a súrlódási arányszám függvényében 71
44. ábra Mért és számított összenyomódási modulusok 72
45. ábra Vízszintes elmozdulások ábrája, M43 52+229 74
46. ábra α tényező a súrlódási arányszám függvényében – kézi számítás 75
47. ábra Mért és számított összenyomódási modulusok – kézi számítás 76
48. ábra Mért és számított összenyomódási modulusok összehasonlítása 77
49. ábra Drénezetlen nyírószilárdság becslésének pontossága a B_q függvényében 79
50. ábra Véges elemes süllyedésszámítás eredményei különböző talajmodellek és modellméretek esetén 80
51. ábra Feszültségnövekmény a HSsmall talajmodellel meghatározott határmélységnél 82
52. ábra „α” tapasztalati tényező és R_f összefüggése 83

TÁBLÁZATOK JEGYZÉKE

1. táblázat. N_{kt} szondatényezők 24
2. táblázat. N_{ke} szondatényezők 28
3. táblázat Meghatározott szondatényezők 34
4. táblázat Határmélység meghatározási módszerek 41
5. táblázat Talajfizikai jellemzők 46
6. táblázat Alakváltozási jellemzők 46
7. táblázat Kézi számítással meghatározott határmélység értékek 49
8. táblázat Feltételezett talajok alakváltozási jellemzői 53
9. táblázat Véges elemes analízissel (HSsmall talajmodellel) számított határmélységek [m] . 53
10. táblázat MSZ 15004-1989 szerint számított határmélységek 56
11. táblázat A véges elemes számítással meghatározott határmélységben a terhelés okozta feszültségtöbblet a hatékony geosztatikus nyomás százalékában 56
12. táblázat Véges elemes határmélység-meghatározáshoz használt bemenő paraméterek 57
13. táblázat Mérési helyek és a töltések főbb geometriai jellemzői 62
14. táblázat A vizsgált puha agyag jellemzői 63
15. táblázat Számított α értékek véges elemes számítás esetén 70
16. táblázat Számított α értékek hagyományos számítás esetén 73
17. táblázat Szondatényezők tapasztalt értékei 78