

Tudományos Diákköri Konferencia 2019



Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem

Építőmérnöki Kar

Geotechnika és Mérnökgeológia Tanszék

AZ ALAGÚT MÉRETÉNEK ÉS KÖZETKÖRNYEZETÉNEK HATÁSA A GEOTECHNIKAI KATEGÓRIÁKRA

Készítette: Kuna Eszter

Konzulensek: Dr. Bögöly Gyula
adjunktus
Dr. Vásárhelyi Balázs
egyetemi docens

1 Tartalomjegyzék

1	Tartalomjegyzék.....	1
	Absztrakt	3
2	Bevezetés.....	3
3	Geotechnikai kategóriába sorolás alagutak esetén H. Stille és A. Palmström javaslatai szerint	4
3.1	„Geotechnikai tervezés általános szabályai”	4
3.2	Geológiai bizonytalanságok	5
3.3	Talajviszonyok és viselkedési mechanizmusok	6
3.4	Kockázatok az alagútépítésben.....	7
3.5	Geotechnikai kategóriák	7
4	Módszertan	9
4.1	Alkalmazott szoftver.....	9
4.2	Geometria	10
4.3	Háló és megtámasztások.....	11
4.4	Terhelés	12
4.5	Alkalmazott anyagmodell.....	14
4.5.1	Általánosított Hoek-Brown kritérium	14
4.5.2	A kőzettest rugalmassági modulusa	16
4.5.3	Merevség, Poisson-tényező	16
4.5.4	Geológiai Szilárdsági Index	16
4.5.5	Kőzetfizikai jellemzők felvétele.....	18
5	Eredmények kiértékelése.....	20
5.1	Az egyes keresztmetszeti méretekhez tartozó maximális elmozdulások és plasztikus zónavastagságok a GSI függvényében.....	21
5.1.1	$D_1=2,07$ méter	21
5.1.2	$D_1=4,14$ méter	22
5.1.3	$D_1=6,21$ méter	23
5.1.4	$D_1=8,28$ méter	24
5.1.5	$D_1=10,35$ méter	25
5.1.6	$D_1=12,42$ méter	26
5.1.7	$D_1=14,49$ méter	27
5.1.8	$D_1=16,56$ méter	28
5.2	A maximális elmozdulások és plasztikus zónavastagságok a GSI függvényében kőzettípusokként ábrázolva	30
5.2.1	Durva mészkő.....	30

5.2.2	Márga	32
5.2.3	Tömött mészkő és andezit	34
5.3	Önmagában teherviselő kőzet – plasztikus állapot kialakulása.....	38
5.4	Eredmények kiértékelése – Geotechnikai kategorizálás	39
6	A kutatás jövőbeli tervei	41
7	Jegyzékek	42
7.1	Irodalomjegyzék	42
7.2	Ábrajegyzék.....	43
7.3	Táblázatjegyzék	44

Absztrakt

A különböző mélyépítési tervezési feladatok nehézségét a megfelelő geotechnikai kategóriába való besorolással kell minősíteni. Az Eurocode szerint az átlagos feladatok a 2. kategóriába, az egyszerűbbek az elsőbe, a bonyolultabbak a harmadikba kerülnek. Világossá válik, hogy e szerint a besorolás szerint eljárva az alagutak minden esetben a 3. geotechnikai kategóriába fognak kerülni. Ez határozza meg mind a feltárás módját és minőségét, mind a laborvizsgálatokat, valamint a tervezés menetét is. H. Stille és A. Palmström tudományos kutatásai arra irányulnak, hogy miként lehetne fejleszteni a szabványt úgy, hogy alagút-tervezésnél is jól alkalmazhatóak legyenek a különböző kategóriák. Dolgozatomban törekedtem az általuk megadott irányt követni. Azt vizsgáltam, hogy az alagutak viselkedési mechanizmusa miként függ a keresztmetszeti méret és a közetkörnyezet változásától, amelyből közvetetten meghatározható a geotechnikai kategória is. Végezetül az eredmények kiértékelése után javaslatot tettem a vizsgált alagútszerkezetek geotechnikai kategória osztályba sorolására.

2 Bevezetés

A geotechnikai tervezési követelmények meghatározásához három, 1., 2. és 3. jelű geotechnikai kategóriát vezet be az Eurocode 7. Ezen szabvány előírásai alapján a szerkezetet még a geotechnikai vizsgálatok megkezdése előtt be kell sorolni valamelyik kategóriába. Ez a besorolás később, a tervezési és építési folyamat alatt folyamatosan felülvizsgálandó és szükség esetén módosítandó. Kategorizáláskor a szakértőknek előre meg kell ítélniük többek között a feladat geotechnikai bonyolultságát és a kapcsolódó kockázatot. Ezek ismeretében előre megállapíthatóvá válik a szükséges talajfeltárások és talajmechanikai vizsgálatok mértéke, mennyisége és minősége, a geotechnikai számítások módja, valamint az építésellenőrzések minősége – azaz ezek terjedelme és részletessége jelentős mértékben változik az adott geotechnikai osztály függvényében. Ez azt jelenti, hogy minél magasabb geotechnikai kategóriába soroljuk a szerkezetet, annál több feltárásra, pontosabb, speciálisabb terepi és laboratóriumi mérésekre, annál részletesebb tervezésre és szigorúbb ellenőrzésre van szükség. Így amellet, hogy megnő az elvégzendő feladat mennyisége, költség- és építésiidő növekedéssel is számolhatunk.

A mérnöki gyakorlatban – definíció szerint – 3-as kategóriába sorolják az alagutakat, azaz a legmagasabb osztályba. Hazai gyakorlat nem is veti fel a kérdést, hogy lehetőség van-e ettől eltérő kategóriába sorolásra. Ez nem meglepő, hiszen e tekintetben a szabvány maga is ködösen

foglalmaz. Az Eurocode az 1. geotechnikai kategóriába csak a kicsi és viszonylag egyszerű tartószerkezetek sorolja. A 2. geotechnikai kategóriába azok a hagyományos tartószerkezetek és alapozások tartoznak, amelyek esetén nem merül fel kivételes kockázat és nem kedvezőtlenek a talaj- vagy terhelési viszonyok. A szabvány megjegyzésében ebbe a kategóriába sorolt példák között szerepelnek a kemény, nem repedezett kőzetben álló, különleges vízzárósági vagy egyéb követelményekkel nem rendelkező alagutak. A 3. kategória tartalmaz minden olyan szerkezetet, amelyek nem sorolhatók sem az 1., sem a 2. geotechnikai kategóriába.

Felmerül a kérdés, hogy az Eurocode 7 ide vágó sorait miként értelmezzük, például mikor „nem kedvezőtlenek a talaj- vagy terhelési viszonyok”, mikor számít a kőzetkörnyezet keménynek és nem repedezettnek, vagy előállhat-e a különböző körülményeknek olyan kombinációja, amikor elég lenne az alagutat 1-es geotechnikai kategóriába sorolni. Ezen kérdésekre keresve a választ, a dolgozatomban az alagút viselkedését, az alagút méretének és a kőzet típusának változtatásával, illetve a kőzetkörnyezet szerkezetének és mállottságának függvényében – az ún. „Geológiai Szilárdsági Index”, azaz GSI értékét módosítva – vizsgáltam (MSZ EN 1997-1:2006; Szepesházi, 2008).

3 Geotechnikai kategóriába sorolás alagutak esetén H. Stille és A. Palmström javaslatai szerint

3.1 „Geotechnikai tervezés általános szabályai”

1975-ben az Európai Közösség Bizottsága elindított egy programot az építőmérnöki tevékenységek területén annak érdekében, hogy harmonizálja a tervezési és kivitelezési szabályokat a Közösség tagállamai között. Az Európai Szabványügyi Bizottság 2002-ben hagyta jóvá az EN 1990: 2002 „A tartószerkezetek tervezésének alapjai” című szabványt, amelyben meghatározták az építmények biztonságára, használhatóságára és tartósságára vonatkozó alapelveket és követelményeket.

Az EN 1997-1: 2004 – magyar nyelven MSZ EN 1997-1:2006 - „Geotechnikai tervezés általános szabályai” az EN 1990 része. 2004-ben hagyták jóvá, 2010-től kezdve pedig az összes Európai Unió országban megkapta a nemzeti szabvány státuszát. Ezen szabvány gyakorlatilag kizárólag talajmechanikai problémákra koncentrál, kőzetmechanikai előírásai – kőzetmechani-

kai szempontból – nehezen értelmezhető, ill. ellentmondásosak. A mai napig vita tárgyát képezi, hogy bizonyos kőzetmechanikai problémák – alapozások, rézsűk, bevágások és földalatti nyílások esetén – közvetlenül alkalmazható-e a szabvány, hogyan kell pontosan értelmezni azt. Ezen ellentmondást megfigyelve Håkan Stille és Arild Palmström tudományos kutatásaik alapján javaslatokat tettek arra vonatkozóan, hogyan lehetne fejleszteni az Eurocodot, hogy megfeleljen a mérnökgeológiai gyakorlatnak. Jelen dolgozatban az általuk megadott irányvonalat próbálom követni. Továbbá fontos hangsúlyozni, hogy sok esetben külön kellene választani a geotechnikai kategóriából adódó feltérési előírásokat a tervezési előírásoktól, azaz kőzetmechanikai szempontból előfordulhat olyan eset, amikor a feltérás és a számítás más-más geotechnikai osztályozás alapján történik (Palmstrom & Stille, 2018).

3.2 Geológiai bizonytalanságok

A szerkezet- és geotechnikai tervezés közötti egyik fő különbség, hogy mélyépítésben egy meglévő földtani egyensúlyt bontunk meg, amit a szerkezetünkkel helyre kell állítani, mindközben a szerkezet-tervezésben az építménynek magában kell egyensúlyban lennie és bírnia a rá ható terheket. A másik fő különbség az eltérő építőanyag. Míg a szerkezeteknél ember által készített, jól meghatározott mechanikai, illetve fizikai tulajdonságú építőanyagot használunk, addig a geotechnikai tervezés során a természetben előforduló talajjal és/vagy kőzettel kell dolgoznunk, amelyek tulajdonságaiban nagyobb a variáció és a bizonytalanság, illetve ember által nem befolyásolható értékű. A tényleges geológiai körülmények csak részletes geotechnikai/geológiai feltérások során derülhetnek ki, ebből adódóan a végleges tervezést sem lehet előre elvégezni. Nehezíti a helyzetet, hogy a feltérások számának növelése sem vezet sok esetben a paraméterek pontosítása, egyértelműsítése felé.

Kijelenthető, hogy a geológiai bizonytalanságok kezelése, értelmezése uralkodóan a geológiai- és geotechnikai felmérésektől (azok mennyiségétől és minőségétől) függenek. A valós geológiai körülmények hiányos ismerete a felmérések minőségéből és a körülményéből adódhat, ami a tulajdonságok és a geometria szempontjából is gyenge pontossághoz vezethet. Továbbá a geológiai bizonytalanságok összefüggenek a feltérások korlátozott kiterjedésével, illetve azzal, hogy a kőzetmechanikai paraméterek felvétele nagyrészt empirikus tudáson alapuló tudományképletek alapján történik. Mindebből az következik, hogy egy-egy projekt előre haladtával – a tényleges geológia feltérülésával – ez a bizonytalanság (az esetek döntő többségénél) csökkenni

fog. A sziklamunkák jellegéből adódik, hogy az előzetes vizsgálatok alapján megbecsült talajjellemzők helyességébe vetett bizalom szintje alacsony lehet, ami különösen igaz az összetett geológiai formációk esetén.

Muir Wood (1994) szerint a geológia a bizonytalanság elsődleges forrása a geotechnikai mérnöki munkában keresendő:

- Egyrészt a talaj ismeretlen tulajdonságai váratlan viselkedéshez vezethetnek (hiányosság),
- másrészt az azonosított tulajdonságok számokban nem kifejezhetők vagy bizonyos mértékben ismeretlenek (a rendszer bizonytalansága),
- harmadrészt hibás lehet a felek közötti kommunikáció (emberi tényezők) (Palmstrom & Stille, 2018).

3.3 Talajviszonyok és viselkedési mechanizmusok

A geotechnikai tudomány minden olyan mérnöki tervezéssel foglalkozik, mely kapcsolatban áll a földdel, azaz alapja a kőzetmechanika és a talajmechanika. A talaj tulajdonságai ma már jól kifejlesztett laboratóriumi vizsgálatokkal, ésszerű pontossággal meghatározhatók. A kialakult elméletek és tervezési módszerek alkalmazásával pedig a várható viselkedés jól megbecsülhető.

A talajmechanikával ellentétben a kőzetmechanikában döntően a kőzetestet alkotó tömbök kölcsönhatása befolyásolja a viselkedési mechanizmust, amely laborvizsgálatokkal nem, vagy csak igen korlátozottan vizsgálható. A tagoltságok véletlenszerűsége – iránya és állapota – tagoltsági rendszerként megnehezítik a kőzettömeg mechanikai viselkedésének jellemzését. A laboratóriumi vizsgálatok alkalmazása korlátozott továbbá a mérethatások miatt, mely a kőzetmechanikában nagyságrendekkel fontosabb, mint a talajmechanikában. Ebből következően a kőzet mechanikai tulajdonságainak kiértékelése, várható viselkedése empirikus alapon történik – nagyszámú, főleg alagútépítésben szerzett tapasztalat alapján. Ez jóval nagyobb bizonytalanságot von maga után, mint a talajparaméterek esetében. A kőzetest különböző módon viselkedhet a kőzetkörnyezet tulajdonságaitól és az alkalmazott feszültségektől függően. A különböző viselkedési módok eltérő értékelési és tervezési módszerek alkalmazását vonják maguk után. Ezért fontos megérteni a viselkedés tényleges típusát (Palmstrom & Stille, 2018).

3.4 Kockázatok az alagútépítésben

A mérnöki gyakorlatban értelmezett kockázat a tönkremenetel következményeinek és valószínűségének kombinációja, ami a mögöttes bizonytalanságokból fakad. A geotechnikai kockázatokat két kategóriára lehet osztani:

- Az első a feltárások alapján felvett talajtulajdonságok becsléséből fakadó bizonytalanságokkal kapcsolatos.
- A második az építés során feltárt, alagút homlokfalánál tapasztalható tényleges geológiai viszonyok értékelésének bizonytalanságaival függ össze (Palmstrom & Stille, 2018).

3.5 Geotechnikai kategóriák

Az EN 1997-1 a kapcsolódó kockázatok, illetve a talaj vagy a terhelési viszonyok okozta nehézségek kezelésére vezette be a három geotechnikai kategóriát. Ahogyan a bevezetőben is említettem a sziklamunkák nagy hányada a 3. kategóriába esik, néhány a 2. kategóriába, míg nagyon kevés (vagy egyáltalán egy se) kerül az 1. kategóriába. Stille és Palmström (2018) ezt a három kategóriát nem találják kielégítőnek, mivel a mélyépítési műtárgyak bizonytalanságai és kockázatai sokkal szélesebb tartományban mozognak. Ezen kívül a szerzőpáros is hangsúlyozza, hogy az EN 1997-1 szabványban szereplő leírások nem egyértelműek, és nem fedik le a sziklamunkákkal kapcsolatos tervezési kérdéseket.

Minden esetben a geotechnikai kategória osztályokat javasolt összekapcsolni a kockázattal, azaz a következmények és a bizonytalanságok mértékével.

1. táblázat: A geotechnikai kategorizálás javasolt módja kihajtás előtt (Palmstrom & Stille, 2018)

BEFORE EXCAVATION for planning		Geotechnical Category		
Consequences class (CC)	Examples. Typical rock constructions	Ground Uncertainty		
		low	medium	High
CC1 Low	- Simple foundations on rock - Low – moderately high rock cuttings - Tunnels of small size (< 4 m span)	GC1	GC1 GC 2	GC2
CC2 Medium	- Complicated foundations on rock - High to very high rock cuttings - Large tunnels (4 to 15 m span) - Environmental requirements	GC1 GC2	GC2	GC2 GC3
CC3 High	- Undersea tunnels, all sizes - Unlined pressure tunnels, all sizes - Strict environmental requirements - Large caverns or very large tunnels (span > 15m) - Tunnels with limited rock overburden	GC2	GC2 GC3	GC3

2. táblázat: A geotechnikai kategorizálás javasolt módja kihajtás után (Palmstrom & Stille, 2018)

AFTER EXCAVATION for permanent works		Geotechnical Category		
Consequences class (CC)	Examples. Typical rock constructions	Ground Quality		
		good	fair	Poor
CC1 Low	- Simple foundations on rock - Simple to moderately high rock cuttings - Mine drifts. Test adits - Simple water tunnels	GC1	GC1 GC2	GC2
CC2 Medium	- Complicated foundations on rock - High to very high rock cuttings - Access tunnels. Complicated water tunnels - Low to medium traffic tunnels - Storage caverns in rock	GC1 GC2	GC2	GC2 GC3
CC3 High	- Caverns with very large span - Unlined pressure tunnels/shafts - Excavations with strict environmental requirements - Heavy traffic tunnels - Underground stations in rock	GC2	GC2 GC3	GC3

Ahol:

Következményosztályok (EN 1990 szerint):

- CC1 – alacsony: Az emberi élet elvesztésének következményei, illetve a gazdasági, társadalmi vagy környezeti következmények kicsik vagy elhanyagolhatók.
- CC2 – közepes
- CC3 – magas

A geológiai bizonytalanság osztályai (kihajtás előtt):

- Alacsony: Egyértelmű és egyszerű kőzet- és talajviszonyok. A talajparaméterek könnyen megállapíthatók. Hasonló talajkörnyezetben végzett projektek tapasztalatai jól alkalmazhatók.
- Közepes: Egyértelmű és egyszerű kőzet- és talajviszonyok. Létező módszerek alkalmazhatók a talajviszonyok felmérésére és a méretezésre is. Hasonló talajviszonyok között történő építés tapasztalata viszonyítási alapként szolgál.
- Magas: Nem világos kőzet- és / vagy talajviszonyok, amelyek az alagút problémásabb kivitelezéséhez vezethetnek. A talajviszonyok kiértékelésének korlátozott lehetőségei vannak az építés megkezdése előtt.

A talajminőségi osztályok (miután az alagútban, aknában vagy táróban közvetlenül feltárul a talaj):

- Jó: Jó vagy kiváló talajviszonyok és stabilitás, az alagút feltérképezése alapján dokumentálva, pl. osztályozási rendszerek használatával (RMR, Q, RMI, stb.)
- Megfelelő: Megfelelő talajviszonyok és stabilitás az alagút feltérképezéséből, amelyet szükség esetén a vizsgálatok támasztanak alá.
- Gyenge: Rossz vagy nagyon rossz talajviszonyok és stabilitás az alagút feltérképezéséből és a vizsgálatokkal, tesztekkel alátámasztott leírások alapján.

Stille és Palmström (2018) javaslatai szerint a geotechnikai kategóriát oly módon kell megválasztani, hogy a „következményosztályt” kombináljuk a „bizonytalansággal” a kihajtás előtt vagy az ismert „talajminőséggel” a kihajtás után. A kihajtás előtti bizonytalanság az alagút váratlan és kedvezőtlen kőzetviszonyok miatt történő összeomlásának valószínűségével függ össze. A kihajtás során megismert gyenge talajminőség nagyobb valószínűséggel becsüli meg tévesen a kőzettest teherbíró képességét, mivel a gyenge kőzettömeg viselkedését nehéz megjósolni.

A geotechnikai kategória értékelése iteratív folyamat. Ahogyan már a bevezetőben is kitértem rá, a projekt elején becsült előzetes geotechnikai kategóriát folyamatosan felül kell vizsgálni és szükség szerint meg kell változtatni a tervezési és építési folyamat minden szakaszában. A talajviszonyoktól függően a geotechnikai kategória is változhat az alagút hossza mentén (Palmstrom & Stille, 2018).

4 Módszertan

4.1 Alkalmazott szoftver

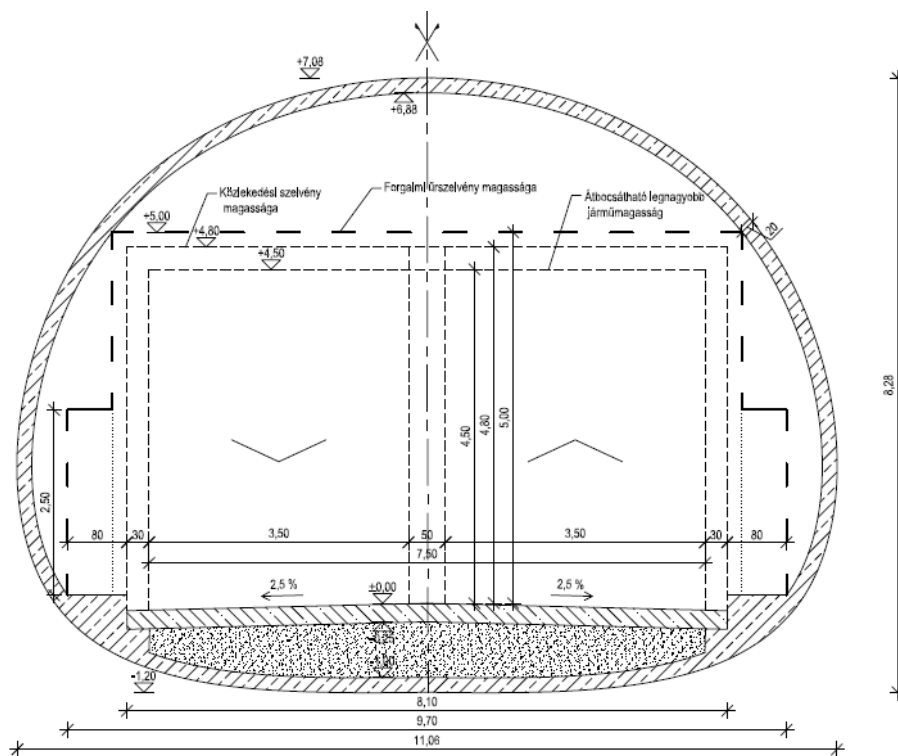
Az RS2 egy 2D-s geotechnikai szerkezetekre és bányászati feladatokra kifejlesztett véges elemes program. Mind kőzet-, mind talajkörnyezetben jól használható. Az RS2 széleskörűen alkalmazható mérnöki problémák megoldásánál, felhasználható különféle földmunkáknál, lejtőstabilitási vizsgálatoknál, segítségével továbbá jól modellezhetők a talajvízszivárgások, konszolidációs és dinamikus folyamatok. Lehetővé teszi a valószínűségi elemzést is. A komplexebb, többlépcsős modellek létrehozása egyszerű és gyorsan elemezhető, ebből adódóan az RS2 egyik fő alkalmazási területe alagúttervezés (Rocscience, 2017).

4.2 Geometria

Stille és Palmström (2018) a következményosztályok figyelembevételével 3 mérettartomány szerint csoportosítja az alagutakat (1. táblázat: *A geotechnikai kategorizálás javasolt módja kihajtás előtt*):

- kisméretű alagutak ($D < 4$ m) – CC1
- nagyméretű alagutak ($4 < D < 15$ m) – CC2,
- nagyon nagyméretű alagutak ($15 \text{ m} < D$) – CC3 (Palmstrom & Stille, 2018).

A modellezés során úgy jártam fel, hogy ezek szerint a mérettartományok szerint vettem fel 3 különböző méretű alagutat. Elsőként megszerkesztettem egy 2x1 sávos „békaszáj profilú” közúti alagút mintakeresztmetszét (1. ábra: *A 2x1 sávos közúti alagút mintakeresztmetsze*), amely 8,28 méteres magasságával és 11,06 méteres szélességével a középső mérettartományba tartozik.



1. ábra: *A 2x1 sávos közúti alagút mintakeresztmetsze*

Majd ezt negyedére csökkentve, illetve kétszeresére növelve a másik két tartományba eső geometriát kaptam. Végül a legkisebb és a legnagyobb alagút között, további méretek felvételével, finomítottam a tartományt (3. táblázat: *A vizsgált alagutak keresztmetszeti méretei*).

3. táblázat: A vizsgált alagutak keresztmetszeti méretei

ÁTMÉRŐK									
Szorótényező	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	
Átmérők	D ₁ *	2,07	4,14	6,21	8,28	10,35	12,42	14,49	16,56
	D ₂ *	2,71	5,41	8,12	10,82	13,53	16,23	18,94	21,64

* D₁ a szimmetriatengely vonalában mért magasság,

* D₂ ennek a magasságának a felezőpontjában mért szélesség.

Az RS2 programba ezen keresztmetszetek körvonalának dxf formátumú file-át importáltam, így definiálva az „üreg” körvonalát. A modellezéskor ügyelni kell arra, hogy a megfelelő eredmények érdekében kellő nagyságú modellteret alkalmazzunk. Alagutak esetében érdemes minden irányba legalább az alagútátmérő 2-szeresének megfelelően kiterjeszteni a modellteret. Én ezt minden esetben 5-szörösére vettem fel és függőleges irányba a valós 90 méteres főtemélységnek megfelelően a kellő szint eléréséig növeltem. Ennek a terhelések meghatározásánál volt szerepe (ld. Terhelés).

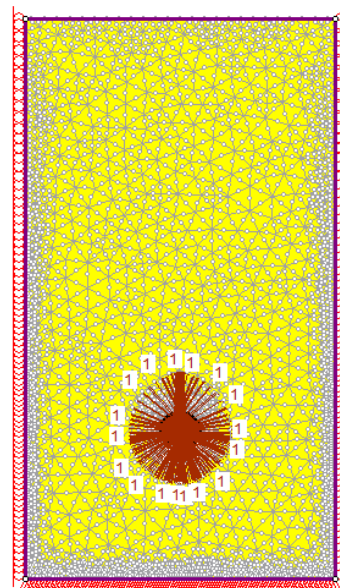
4.3 Háló és megtámasztások

Az RS2 program háromszögekből vagy négyszögekből felépülő végelem hálókat használ. A háló előállítását két lépésből áll:

1. Diszkretizálás
2. Háló generálás

Tehát a háló előállítását megelőzően a peremeket fel kell bontani részekre. Ezek az elemi szakaszok fogják képezni a háló keretvázát. Ezt követően lehet elvégezni a végelem háló generálását. Modellekben 6 csomópontú háromszög végelemeket használtam.

A modellteret felső (terepszintnél lévő) peremén szabad, a két oldalsó peremen oldalirányú (x irányú), míg az alsó peremen kétirányú (x-y irányú) megtámasztást vettem fel.



2. ábra: A 6 csomópontú háromszög végelemek és a megtámasztások

4.4 Terhelés

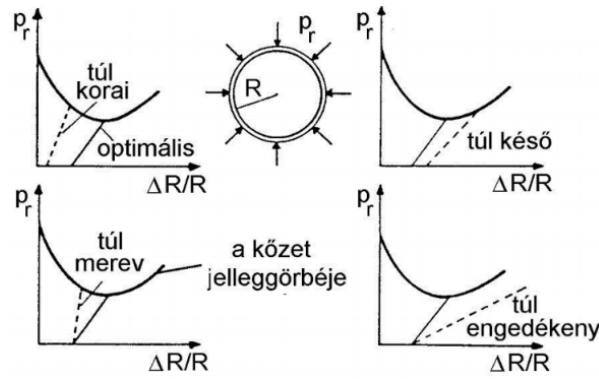
Az olyan vonalas szerkezetek esetén, mint az alagutak a térbeli számítás helyett síkbeli vizsgálatot hajthatunk végre. Amennyiben a szerkezetünk egyik dimenziója (hossza) jóval nagyobb, mint a másik kettő, valamint a hossz mentén a terhek nem változnak, akkor a szerkezeti feszültségek és a nyúlások is állandók ebbe az irányba, hossztengetyre merőleges szögterhelések nincsenek, valamint a hosszirányú nyúlás is zérus vagy állandó. Ez az ún. síkbeli alakváltozási állapot. Így a modell beállításoknál a síkbeli alakváltozási állapot – Plane Strain – analízist választottam.

A terepi feszültségek definiálásakor gravitációs terhet alkalmaztam, ami az aktuális (modellter által lehatárolt) terepszintet és az anyagbeállításoknál megadott közet térfogasűrűséget veszi figyelembe (ld. 4. táblázat: *Környezeti nyomások alakulása*). A főte terepszint alatti mélysége minden esetben 90 méter volt. A modellezés során a függőleges és oldalirányú közetfeszültségek aránya 1 volt, ez a természetben változhat. Modelljeimben vizet nem vettem figyelembe.

4. táblázat: *Környezeti nyomások alakulása*

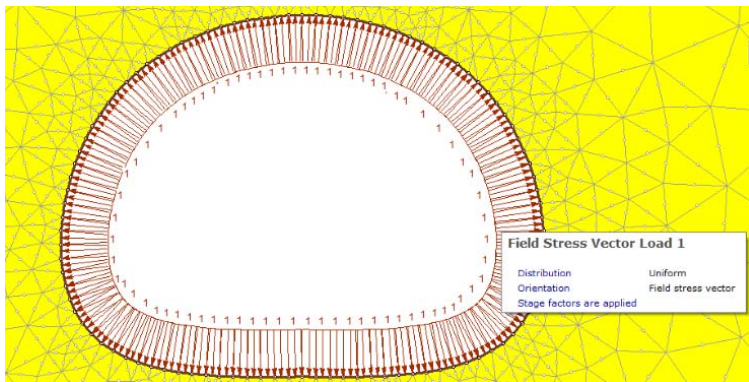
A KÖZETNYOMÁSOK A FŐTÉNÉL ÉS A TALPNÁL [MPa]								
Átmérő (D ₁)	2,07		4,14		6,21		8,28	
Kőzettípus	főte	talp	főte	talp	főte	talp	főte	talp
durva mészkő	1,45	1,48	1,45	1,52	1,45	1,55	1,45	1,58
márga	2,19	2,24	2,19	2,29	2,19	2,34	2,19	2,39
tömött mészkő	2,37	2,42	2,37	2,48	2,37	2,53	2,37	2,59
andezit	2,25	2,31	2,25	2,36	2,25	2,41	2,25	2,46
Átmérő (D ₁)	10,35		12,42		14,49		16,56	
Kőzettípus	főte	talp	főte	talp	főte	talp	főte	talp
durva mészkő	1,45	1,62	1,45	1,65	1,45	1,68	1,45	1,72
márga	2,19	2,44	2,19	2,49	2,19	2,55	2,19	2,60
tömött mészkő	2,37	2,64	2,37	2,70	2,37	2,75	2,37	2,80
andezit	2,25	2,51	2,25	2,57	2,25	2,62	2,25	2,67

A nálunk is elterjedt, NÖT (új osztrák alagútépítési módszer) filozófiája szerint a „kőzettömeg belső erőit – primer feszültségek – olyan mértékben kell megőrizni, amennyire csak lehetséges. A lazulást és omlást meg kell akadályozni, ezért kellő időben megfelelő teherbírású megtámasztást kell beépíteni (ld. 3. ábra: *Fenner-Pacher jelleggörbe* A közetmozgás, a várható nyomás és mozgás szempontjából, az állékonysági értékelés és a mozgások időbeli lefolyása a legfontosabb tervezési paraméterek.” (Vásárhelyi, 2019)



3. ábra: Fenner-Pacher jelleggörbe (Vásárhelyi, 2019)

Amennyiben az alagút biztosítását is vizsgálánánk, a fenti sorok miatt érdemes a relaxációs módszert alkalmazni. Az Rocscience ajánlása szerint – annak ellenére, hogy a megtámasztások vizsgálata most nem képezte részét a kitűzött feladatnak, a jövőre való tekintettel – Vlachopoulos és Diederichs módszerének megfelelően jártam el modellezéskor. Az alagút oldalára minden pontban merőleges, terepi feszültség adható meg (ld. 4. ábra: *Field Stress Vector Load*), aminek az értéke a kőzetfizikai jellemzők és a mélység alapján számítható és helyzetének megfelelően a főtéhez és talphoz tartozó környezeti nyomás közötti értéket vesz fel (ld. 4. táblázat: *Környezeti nyomások alakulása című táblázat*). A felvett fázisokhoz („stage-ekhez”) egy-egy belső nyomáscsökkentő tényező (ld. 5. ábra: *Nyomáscsökkentő tényezők stage-ként*) rendelhető. Így a kezdeti (érintetlen kőzetkörnyezet) feszültségét meghatározott mértékben csökkentve az alagút falán ellennyomás működtethető. Ilyen módon modellezhető a kőzetmozgás lejátszódásának időbelisége.



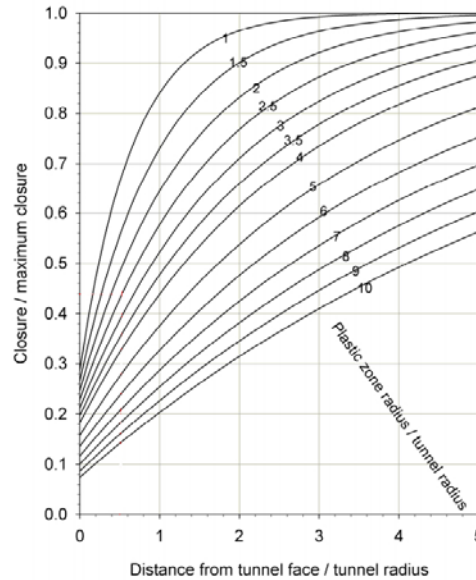
4. ábra: *Field Stress Vector Load*

Stage	Factor
1	1
2	0.8
3	0.4
4	0.2
5	0.1
6	0.08
7	0.04
8	0.02
9	0.01
10	0

5. ábra: *Nyomáscsökkentő tényezők stage-ként*

A módszer diagramját alkalmazva (ld. 6. ábra: *Vlachopoulos és Diederichs féle diagram*) a modelladatok alapján számítható a relaxációhoz tartozó elmozdulás. Ennek ismeretében a

stage-eket végig nézve meghatározható, hogy ez körülbelül mikor (milyen feszültségállapotban) játszódik le. Így a relaxáció kiváráásával optimalizálható a megtámasztás beépítésének időpontja (Rocscience, 2017).



6. ábra: Vlachopoulos és Diederichs féle diagram (Rocscience, 2017)

4.5 Alkalmazott anyagmodell

4.5.1 Általánosított Hoek-Brown kritérium

A kőzetekre jellemző törési határgörbék általában korábbi kutatások eredményei alapján, Mohr elméletén alapuló, de tapasztalati úton levezetett összefüggések segítségével írhatók le. Kőzetek esetén a törési határgörbénél a Coulomb egyenes jelentősen eltér a valóságban tapasztaltaktól, ezért a Mohr körökre illesztett határfeltétel több ismeretlen paramétert/anyagállandót tartalmaz. Az alagútépítésben jellemzően a **Hoek-Brown törési határfeltételt** használják. Ennek képlete ép kőzet esetén az alábbi (Kovács & Vásárhelyi, 2015):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad (1)$$

Ahol a kőzetre jellemző két állandó:

- σ_{ci} az ép kőzet egyirányú nyomószilárdsága, (RS2 programban UCS),
- m_i Hoek-Brown állandó ép kőzetekre.

Nagyszámú triaxiális laborvizsgálattal lehet csak pontosan meghatározni az ép kőzet Hoek-Brown állandóját (m_i), azonban az így kapott eredményt is jelentős hiba terheli a laborvizsgálat bizonytalanságai miatt. A fenti egyenlet továbbá csupán az ép kőzet törési görbéjének meghatározására használható. A mérnöki gyakorlatban igény van a tagoltságokkal, törési felületekkel, diszlokációkkal rendelkező kőzettestek törési határgörbéjére is (Kovács & Vásárhelyi, 2015; Vásárhelyi, 2003).

Ennek megfelelően **Hoek** az (1) egyenletet módosítva, tagolt kőzetek törési határgörbéjét leíró általános formájának az alábbi összefüggést adta meg:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2)$$

Ahol:

- σ_1' , σ_3' , a maximális és minimális effektív feszültség a törési állapotban,
- σ_{ci} az ép kőzet egyirányú nyomószilárdsága, (RS2 programban UCS),
- m_b az ép kőzet anyagállandójának csökkentett értéke általános kőzetre,
- s , a kőzettulajdonságoktól függő állandók (Vásárhelyi, 2001; Rocscience, 2017).

Mivel az esetek többségében gyakorlatilag lehetetlen olyan mennyiségben triaxiális teszteket elvégezni, amely a paraméterek közvetlen értékének meghatározásához elengedhetetlen, szükségessé vált bizonyos gyakorlati eszközök bevezetése az m_b és az s állandók becslésére (Rocscience, 2017).

Az RS2 program az elmúlt évtizedek kutatásai alapján az alábbi összefüggéseket használja (Hoek et al. 2002):

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right) \quad (3)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right) \quad (4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (5)$$

Ahol:

- GSI (Geológiai szilárdsági index), ami a tönkremenetel kritériumát a terepi geológiai megfigyelésekkel kapcsolja össze. Értéke 0 és 100 között változik.
- m_i Hoek-Brown állandó ép kőzetekre,

- a D paraméter, ún. "zavarási tényező", amely a károsodás mértékétől függ. Értéke 0 abban az esetben, ha nincs károsodás és 1, nagymértékű károsodás esetén (Vásárhelyi, 2003; Rocscience, 2017).

4.5.2 A kőzettest rugalmassági modulusa

Amennyiben általánosított Hoek-Brown törési kritériummal dolgozunk, akkor a Rocscience szoftvercsalád programjai automatikusan kiszámolják a kőzetre vonatkozó rugalmassági (Young-) modulust. Ez azért hasznos, mert a kőzettest ezen paramétere gyakran nem ismert, illetve nehezen meghatározható. Azonban a különböző, deformációkkal járó numerikus elemzésekhez elengedhetetlen bemeneteli adat. A szakirodalomban számos empirikus összefüggés fellelhető a rugalmassági modulus meghatározására. A Rocscience programokban választható módszerek alapja a GSI és az általánosított Hoek-Brown kritérium. Az általam alkalmazott verzió az *általánosított Hoek & Diederichs (2006)*, amely az alábbi összefüggést takarja:

$$E_{rm}(MPa) = E_i \left(0,02 + \frac{1-D/2}{1+e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right) \quad (6)$$

Ahol:

- E_i az ép (intakt) kőzet rugalmassági modulusa (Rocscience, 2017).

4.5.3 Merevség, Poisson-tényező

A modellezéskor felvett anyagmodellem plasztikus és izotrop volt, utóbbi szerint a mechanikai tulajdonságok minden irányba azonosnak tekinthetők. A Poisson-tényezőt pedig egységesen, a szakirodalmi átlag szerint 0,2-nek vettem fel (Gercek, 2007).

4.5.4 Geológiai Szilárdsági Index

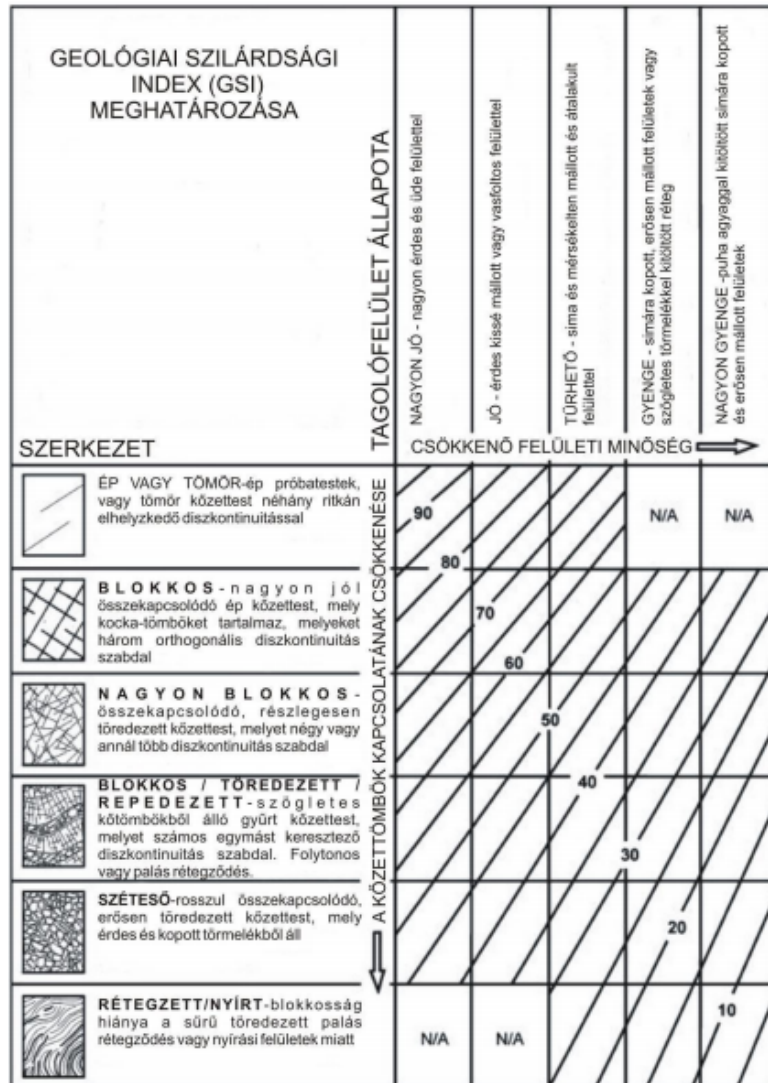
A Geológiai Szilárdsági Index (GSI) is Hoek, valamint munkatársai nevéhez köthető. A rendszert úgy dolgozták ki, hogy segítségével a különböző geológiai állapotban lévő kőzetek leírása lehetővé váljon.

„Ismeretes, hogy a tagolt kőzettest szilárdsága függ az ép kőzet anyagának tulajdonságaitól, a kőzettömbök elmozdíthatóságától, kibillenthetőségétől (azaz csúszási és elfordulási lehetőségétől, ún. szabadsági fokától), illetve a tagoltság mértékétől és annak állapotától. Az elmozdíthatóságot befolyásolja mind a kőzettömb geometriája, mind az azt határoló tagoló felületek

minősége és állapota, azaz egy érdes tagoló felületekkel rendelkező kőzettest jóval nagyobb szilárdságú, mint egy mállott tagoló felületekkel határolt és töredezett kőzettest. Mindezekből kitűnik, hogy a tagoló felületek állapotának és szerkezetének (geometriájának) fontos szerepe van a kőzettestek szilárdságának meghatározásánál, és a laboratóriumi szilárdsági méréseket (kisméretű próbatesten mért értékeket), mint tervezési paramétereket, nem lehet közvetlenül felhasználni. Ezért is látszott célszerűnek egy a terepi viszonyokat jobban tükröző rendszer kidolgozása. [...]

A klasszikus kőzettest-osztályozások célja minden esetben a kőzettestben készített műtárgy (legtöbb esetben alagút) biztosításának, valamint fejtési (jövésztes) paramétereinek meghatározása. A GSI-módszer nem alkalmas közvetlenül ezen paraméterek meghatározására, e mutató csupán a kőzettestek litológiai, szerkezeti jellegének és a felület töredezettségi állapotának jellemzésére szolgál, meghatározása a természetes feltárások, útbevágások vagy alagutak kialakításakor feltároló kőzettestek vizsgálatával lehetséges. Az így kapott számértékek a töredezettség gyakoriságával és az irányítottságukkal állnak kapcsolatban, a helyszínen ezek jól megfigyelhetők.” (Görög, et al., 2010, pp. 90-92)

Az 7. ábra: A GSI meghatározása kiegészítve a gyenge szilárdságú kőzetekre szemlélteti a GSI-érték kis szilárdságú kőzetekre is kiterjesztett, grafikus ábrázolását. A GSI értéke 0 és 100 között változhat. A 0 érték tartozik a kohézió nélküli, azaz szemcsés talajokhoz, amelyeknél gyakorlatilag értelmezhetetlen ez a kőzettestosztályozási módszer. A 100-as érték ezek alapján a tagolatlan ép (intakt) kőzetekre alkalmazható. Belátható, hogy a GSI érték nem egy konkrét számot jelöl, hanem egy tartományt (Görög, et al., 2010). A vizsgálatom során 20 és 90 között 5-ös léptékkel változtattam a GSI értékét.



7. ábra: A GSI meghatározása kiegészítve a gyenge szilárdságú kőzetekre (Görög, et al., 2010)

4.5.5 Kőzetfizikai jellemzők felvétele

Az ép kőzet Hoek-Brown állandóját (m_i) nagyszámú triaxiális laborvizsgálattal lehet csak pontosan meghatározni és a kőzetek inhomogenitása, szerkezeti, ásványtani különbözősége miatt a Hoek-Brown anyagállandó értékei között egy adott típuson belül is jelentős különbségek lehetnek (Vásárhelyi, 2001; Vásárhelyi, 2003). Szintén a Rocscience szoftvercsaládba tartozó RocData nevű program adatbázisában található, megelőző kutatások és mérések eredményei alapján vettem fel az m_i anyagállandót. Kőzettípusokként a középértéket alkalmaztam.

Ahogy a bevezetőben említettem, az alagút viselkedését, a kőzet típusának változtatásának függvényében is vizsgáltam. Négy különböző, Magyarországon előforduló kőzetanyagot – durva mészkövet, márgát, tömött mészkövet és andezitet – választottam, amelyek jól reprezentálják az alacsony, közepes, magas és nagyon magas szilárdságú kőzetek közötti különbséget.

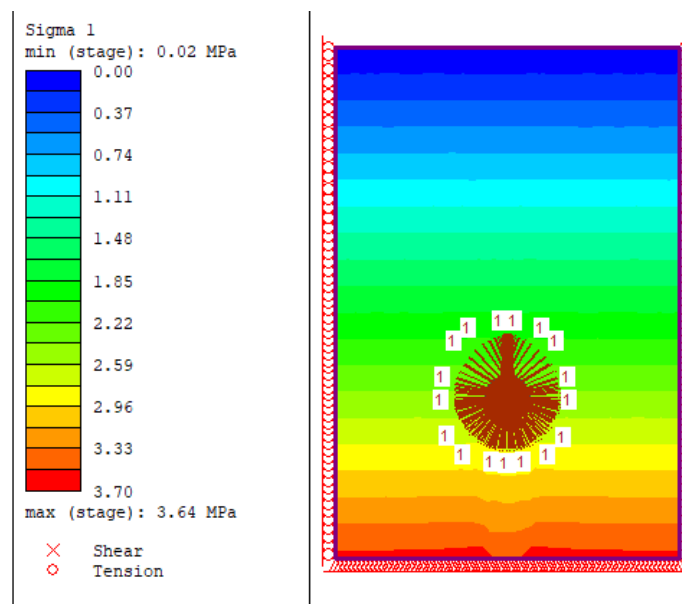
A közetfizikai paramétereket Török (2007) által közölt laboratóriumi vizsgálatok eredményei szerint, illetve a Poisson-tényezőt, ahogyan korábban írtam (*Merevség, Poisson-tényező*), egységesen 0,2-nek vettem fel (5. táblázat: *A vizsgálatok során alkalmazott közetfizikai paraméterek*).

5. táblázat: *A vizsgálatok során alkalmazott közetfizikai paraméterek (Török, 2007)*

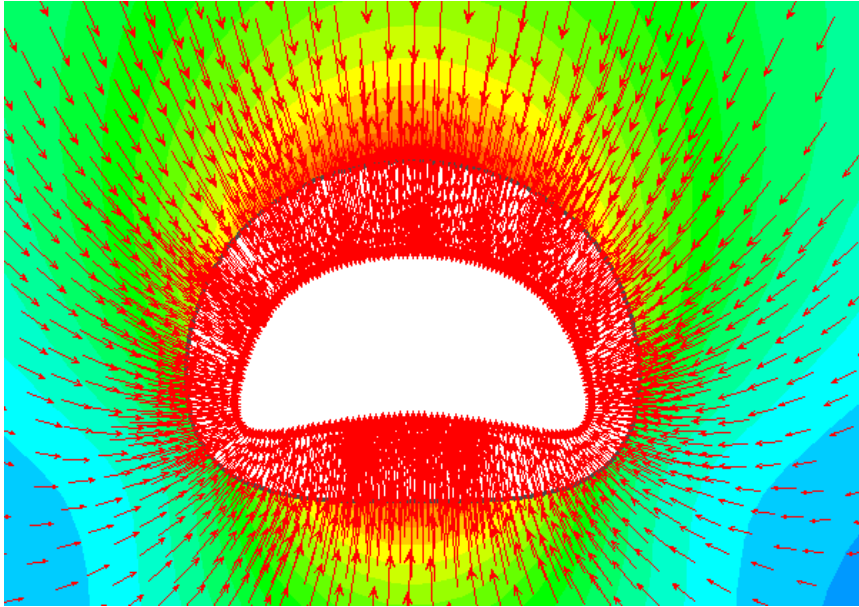
KÖZETFIZIKAI PARAMÉTEREK							
Kőzettípus	Lelőhely	Testsűrűség	Nyom. szilárd.	Rug. modulus	MR	Poisson-t.	Anyagáll.
		száraz	száraz	száraz	E/ σ_c	v [-]	m_i [-]
		ρ [kg/m ³]	σ_c [MPa]	E [GPa]			
durva mészkő	Sóskút, durva-biolasztos (miocén)	1573	5,30	0,90	169,81	0,2	11,0
	Sóskút, ooidos finomszemű (miocén)	1689	4,00	1,10	275,00	0,2	11,0
	Törökbálint biolasztos (miocén)	1570	4,30	1,40	325,58	0,2	11,0
	Törökbálint finomszemű (micén)	1693	6,70	2,10	313,43	0,2	11,0
	átlag	1640	6,00	1,40	233,33	0,2	11,0
márga	Budapest, átlag (miocén)	2480	50,00	7,90	158,00	0,2	7,0
tömött mészkő	Tapolcafü (triász)	2658	78,90	31,10	394,17	0,2	9,0
	Dudar (eocén)	2664	78,90	31,10	394,17	0,2	9,0
	Mór (triász)	2658	49,20	19,40	394,31	0,2	9,0
	Eplény (kréta)	2708	73,60	40,90	555,71	0,2	9,0
	Máriagyűd (triász)	2699	52,60	38,50	731,94	0,2	9,0
	Dorog (triász)	2662	44,80	21,30	475,45	0,2	9,0
	Polgárdi (devon-karbon)	2674	120,50	61,60	511,20	0,2	9,0
	Keszeg (triász)	2673	120,50	61,60	511,20	0,2	9,0
	Siklós, Rózsa-bánya (jura)	2690	79,70	40,50	508,16	0,2	9,0
	Siklós, Zuhánya-bánya (triász)	2702	79,20	38,50	486,11	0,2	9,0
	átlag	2680	80,00	38,50	481,25	0,2	9,0
andezit	Visegrád	2477	86,50	26,00	300,58	0,2	25,0
	Dunabogdány I.	2393	85,70	18,10	211,20	0,2	25,0
	Dunabogdány II.	2333	85,40	22,00	257,61	0,2	25,0
	Nógrádkövesd I.	2731	151,70	55,60	366,51	0,2	25,0
	Nógrádkövesd II.	2717	234,30	63,70	271,87	0,2	25,0
	Karancslapújtó	2664	113,50	32,30	284,58	0,2	25,0
	Sárospatak	2556	7617,00	30,60	4,02	0,2	25,0
	Gönc	2484	79,00	18,70	236,71	0,2	25,0
	átlag	2550	120,00	33,80	281,67	0,2	25,0

5 Eredmények kiértékelése

Összegezve tehát nyolc különböző nagyságú, de azonos alakú alagútkeresztmetszetet modelleztem négyféle kőzettípus, 15 különböző kőzetkörnyezeti állapot (GSI) esetén. Ez összesen több mint 400 modellt takar. A kutatásom során a viselkedési mechanizmusokat vizsgáltam a 3 paraméter változásának függvényében. A modellek helyességének megállapításánál figyeltem a feszültségek alakulását, főként az érintetlen (1.fázis) állapotban, illetve az elmozdulásokat leíró trajektória vonalak alakulását végső (10. fázis) esetén. Ellenőrzéskor azt figyeltem, hogy a feszültségek a mélységgel egyenes arányban nőnek e (ld. 8. ábra: *Teljes feszültség*), illetve az elmozdulások vektorai valóság-hű deformációt írnak e le (ld. 9. ábra: *A helyes elmozdulási vektormező*). Végül két eredményt számszerűsítettem, a maximális elmozdulást és a plasztikus zóna legnagyobb vastagságát. Az előbbi érték a vége-selemes számítás egyik eredménye. Az utóbbit attól függően, hogy az alagút függőlegesében vagy oldalirányban alakult ki, a legnagyobb magasság (szimmetriatengely) vagy ennek felezőpontjába állított vízszintes egyenes mentén manuálisan mértem. Ennek megfelelően a mért érték kevésbé pontos, emberi tényezőtől (szemmértéktől) függő hibát hordozhat magában.



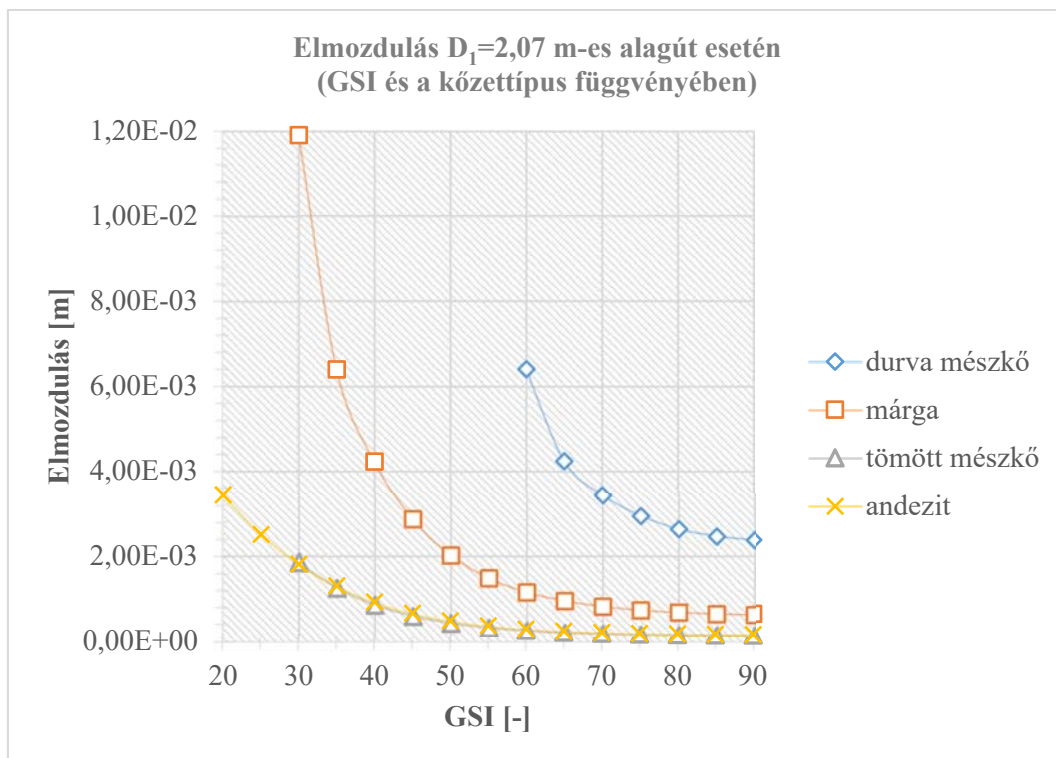
8. ábra: *Teljes feszültség*



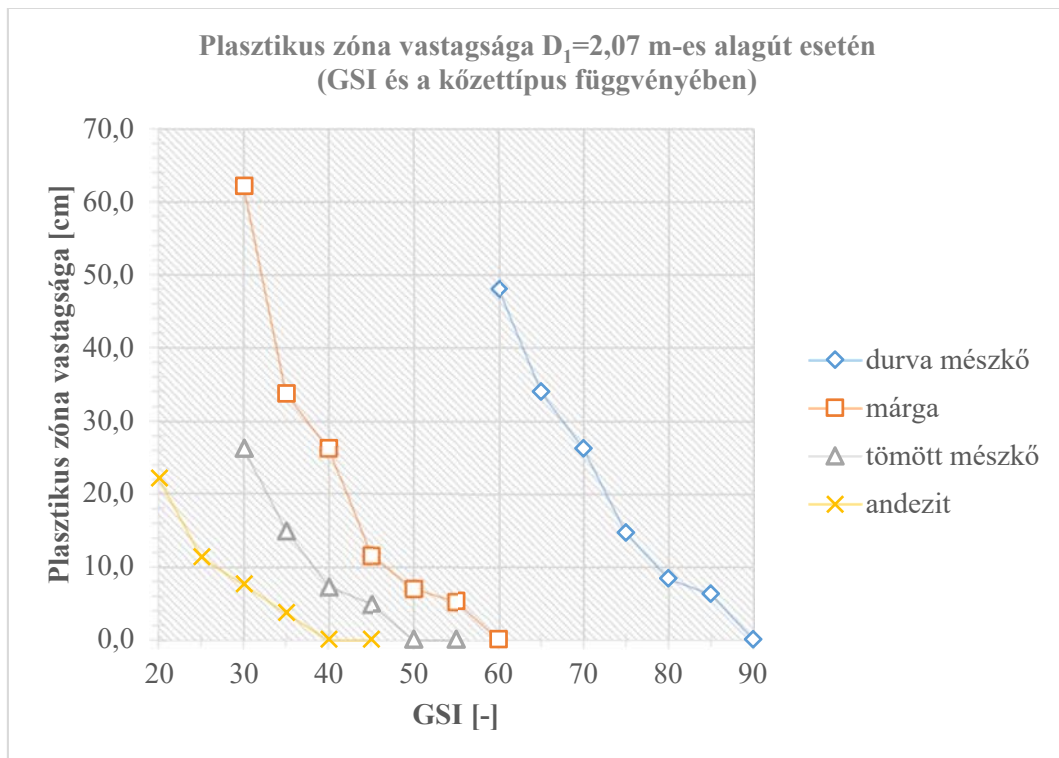
9. ábra: A helyes elmozdulási vektormező

5.1 Az egyes keresztmetszeti méretekhez tartozó maximális elmozdulások és plasztikus zónavastagságok a GSI függvényében

5.1.1 $D_1=2,07$ méter

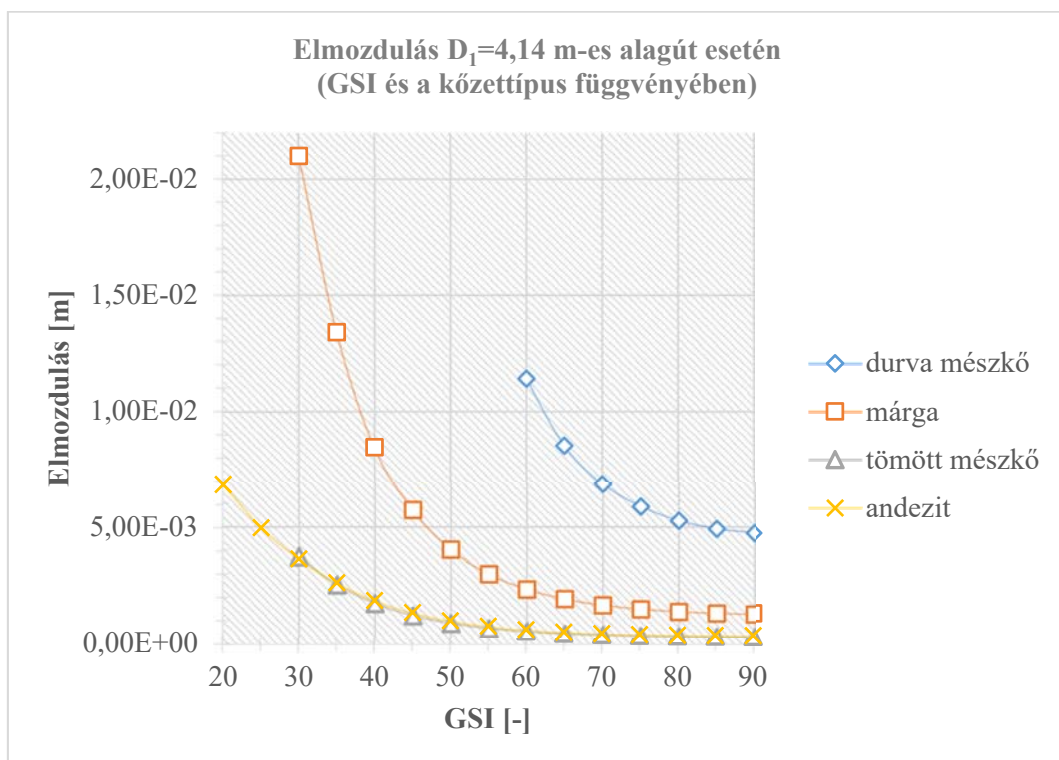


10. ábra: Elmozdulás $D_1=2,07$ m-es alagút esetén

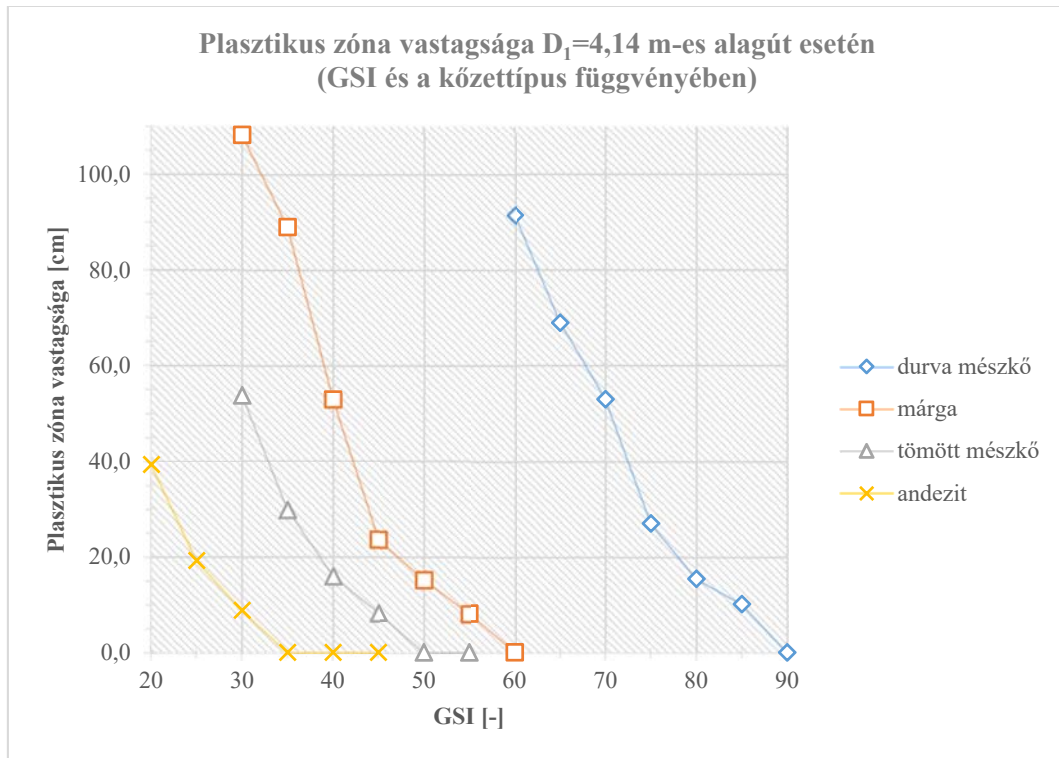


11. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=2,07$ m-es alagút esetén

5.1.2 $D_1=4,14$ méter

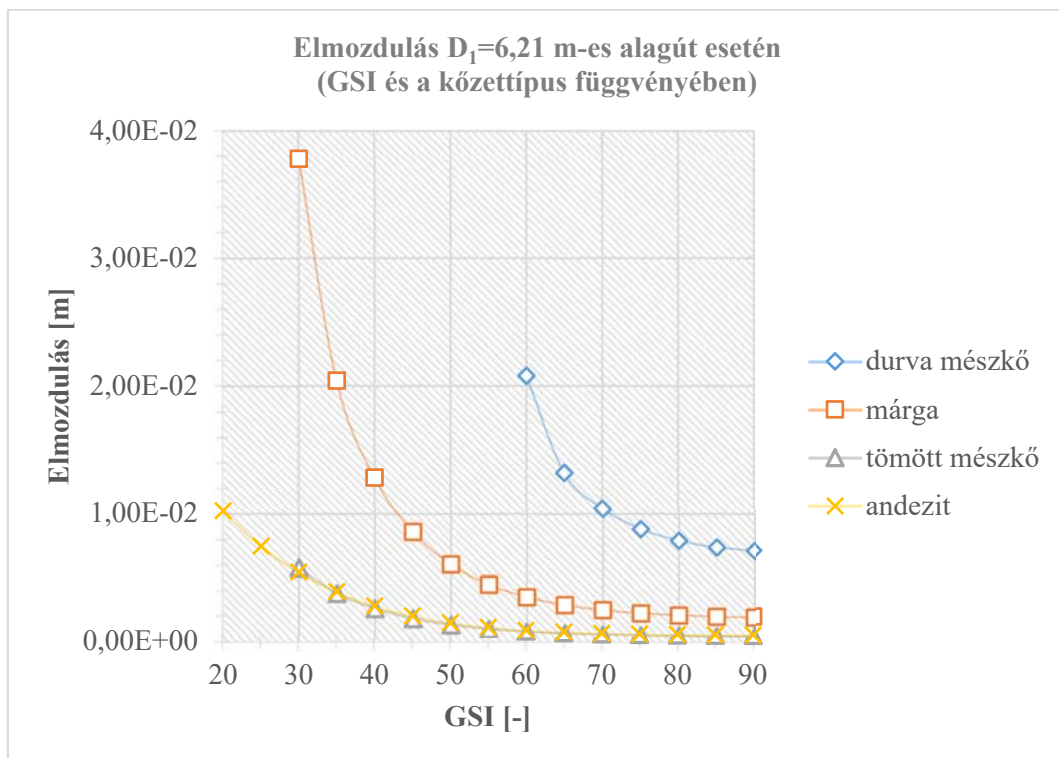


12. ábra: Elmozdulás $D_1=4,14$ m-es alagút esetén

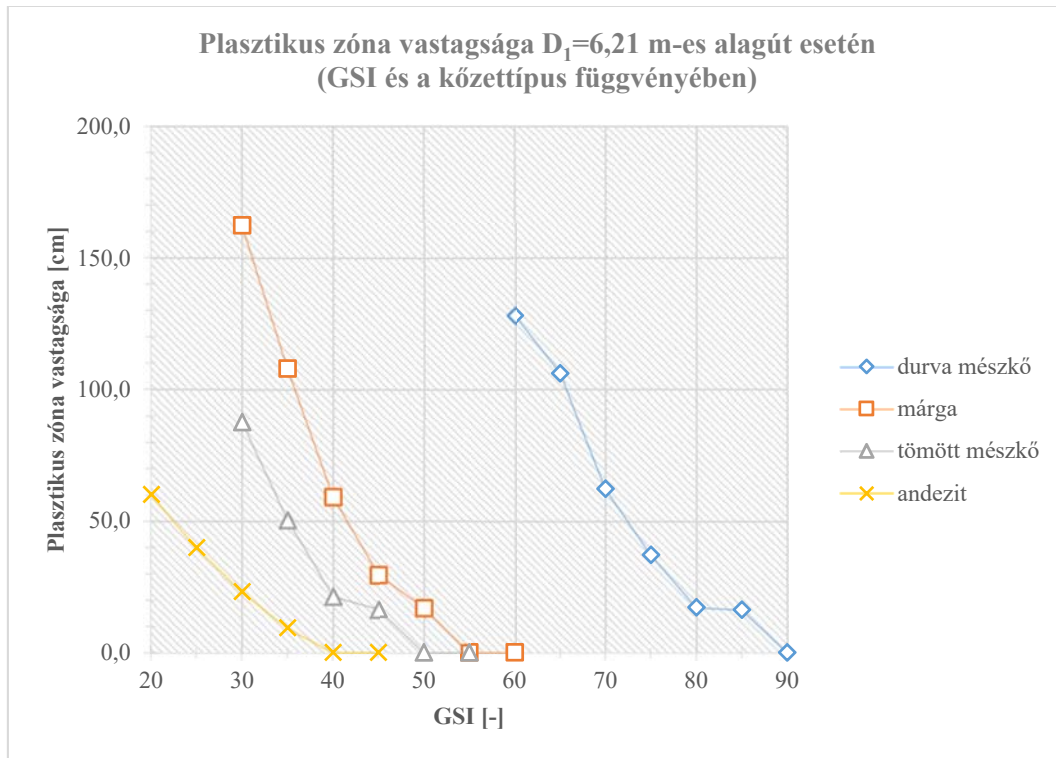


13. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=4,14$ m-es alagút esetén

5.1.3 $D_1=6,21$ méter

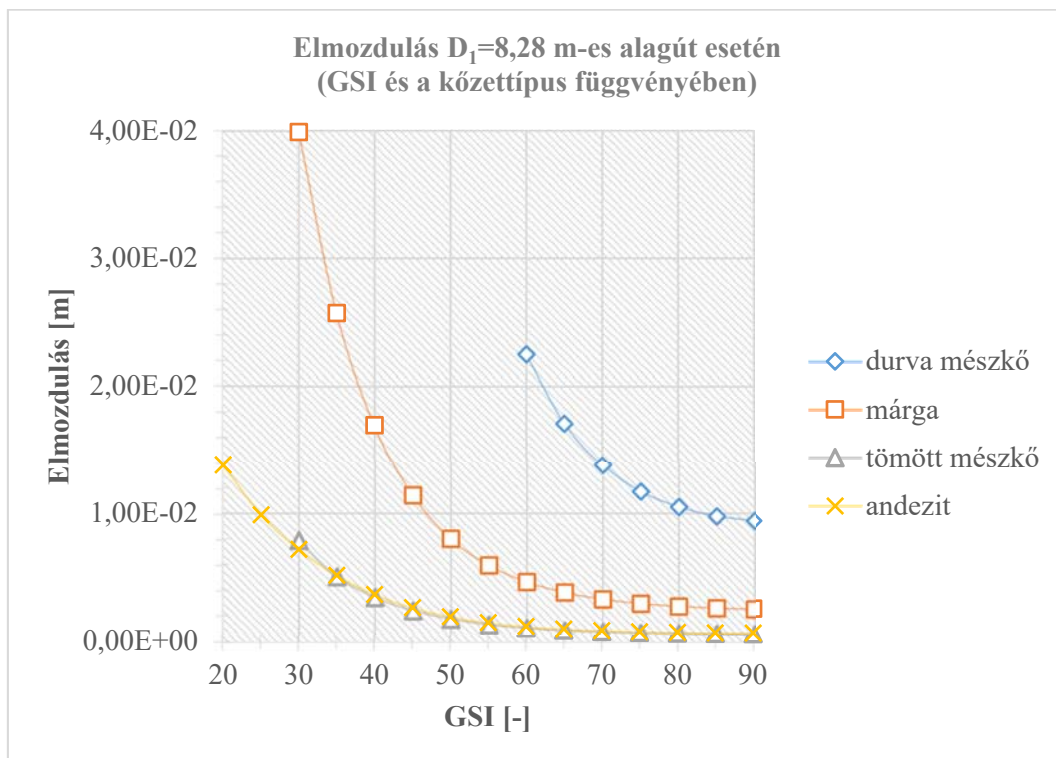


14. ábra: Elmozdulás $D_1=6,21$ m-es alagút esetén

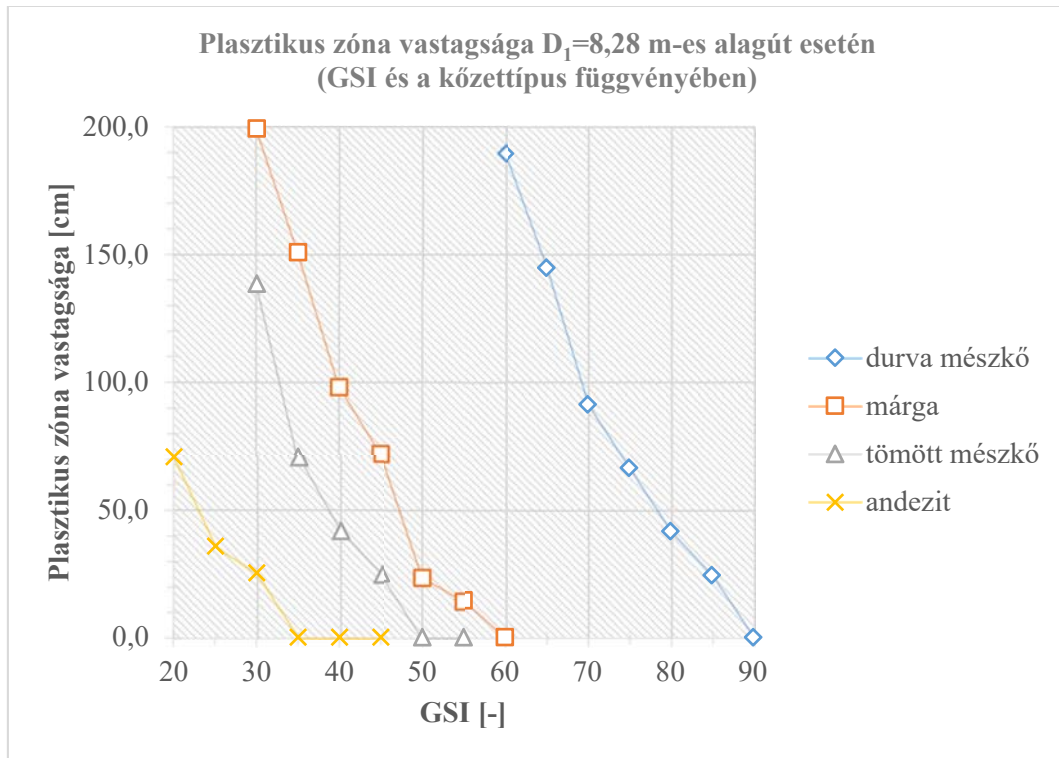


15. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=6,21$ m-es alagút esetén

5.1.4 $D_1=8,28$ méter

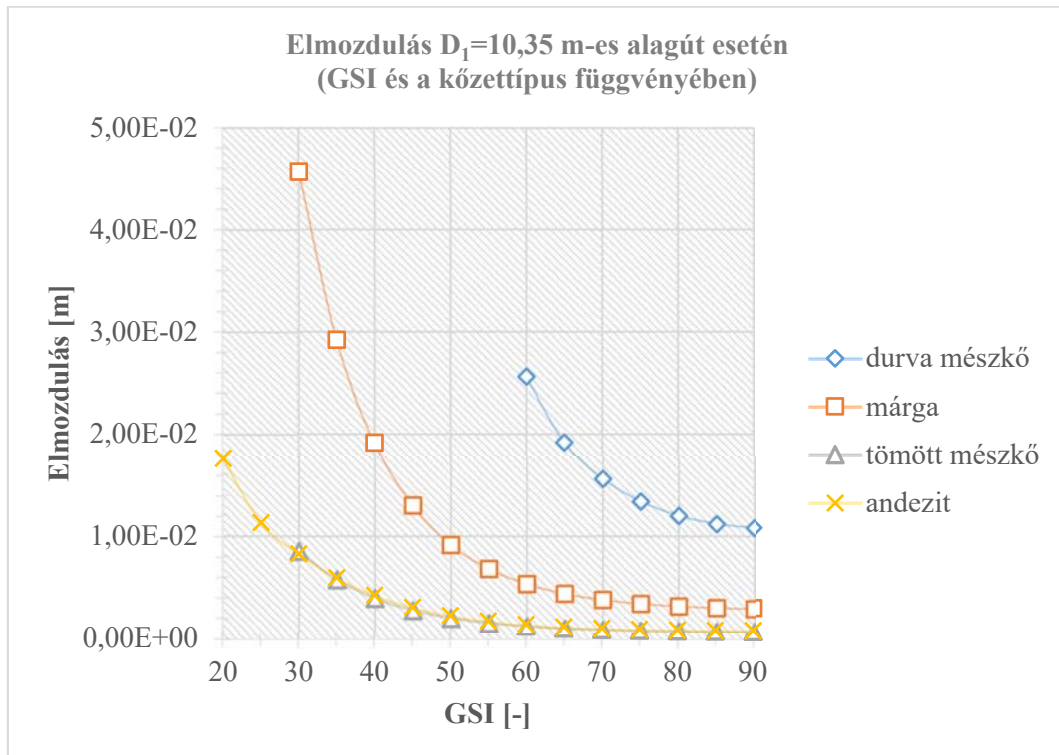


16. ábra: Elmozdulás $D_1=8,28$ m-es alagút esetén

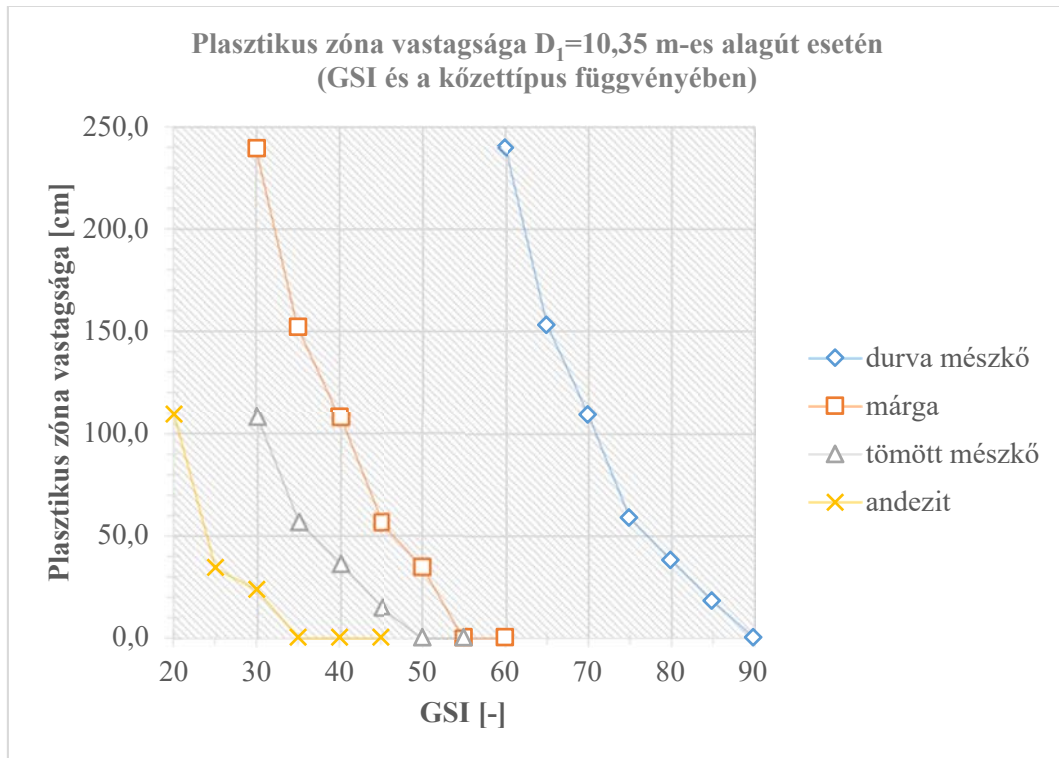


17. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=8,28$ m-es alagút esetén

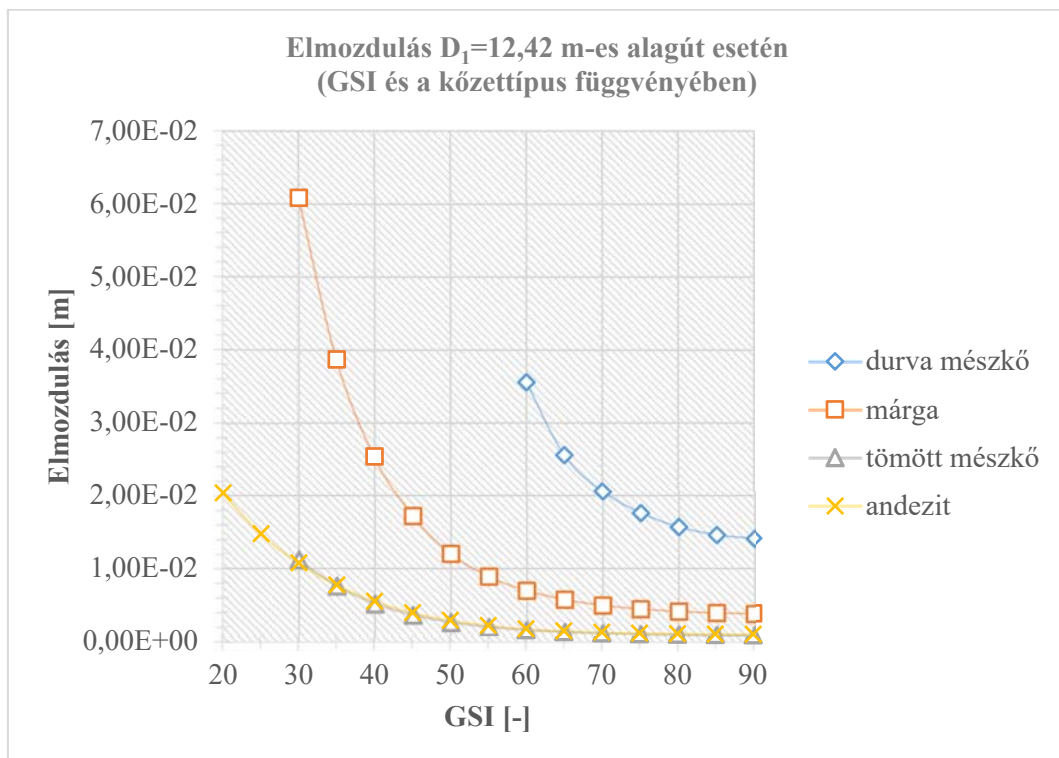
5.1.5 $D_1=10,35$ méter

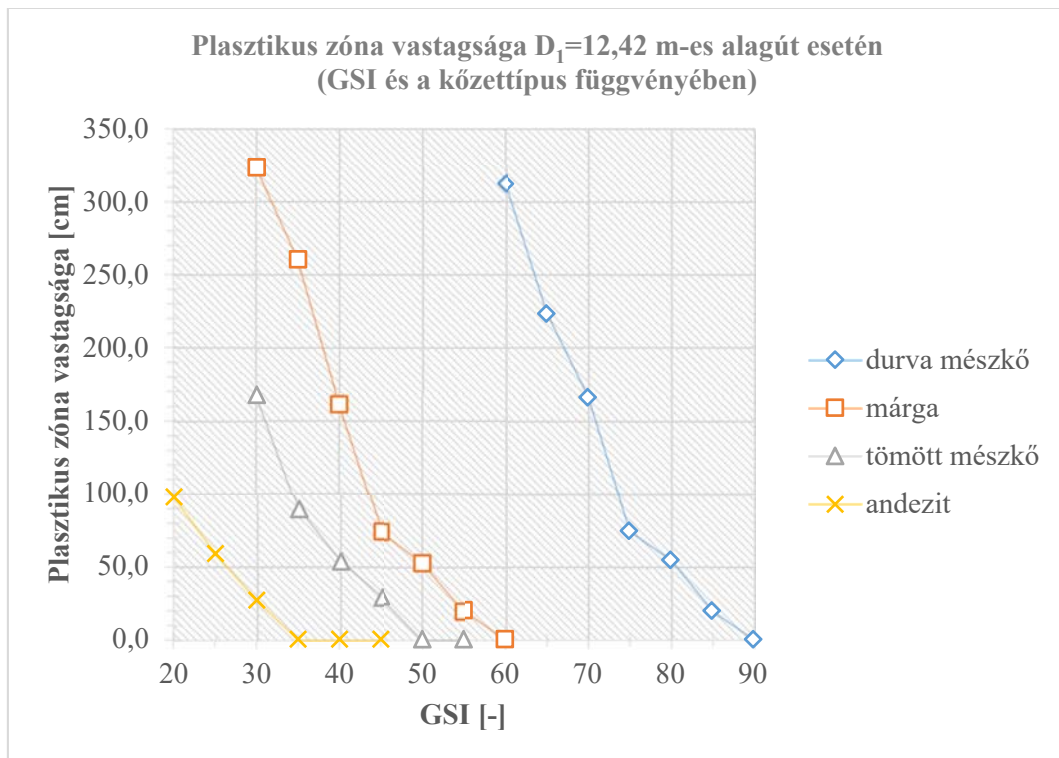


18. ábra: Elmozdulás $D_1=10,35$ m-es alagút esetén

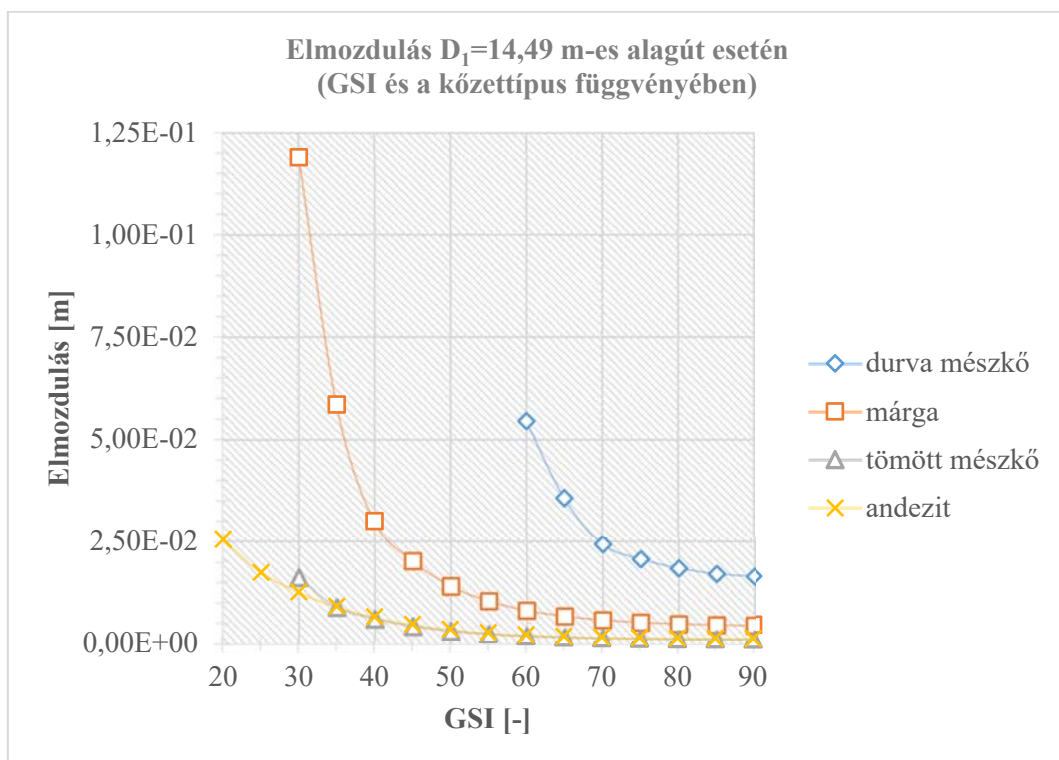
19. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=10,35$ m-es alagút esetén

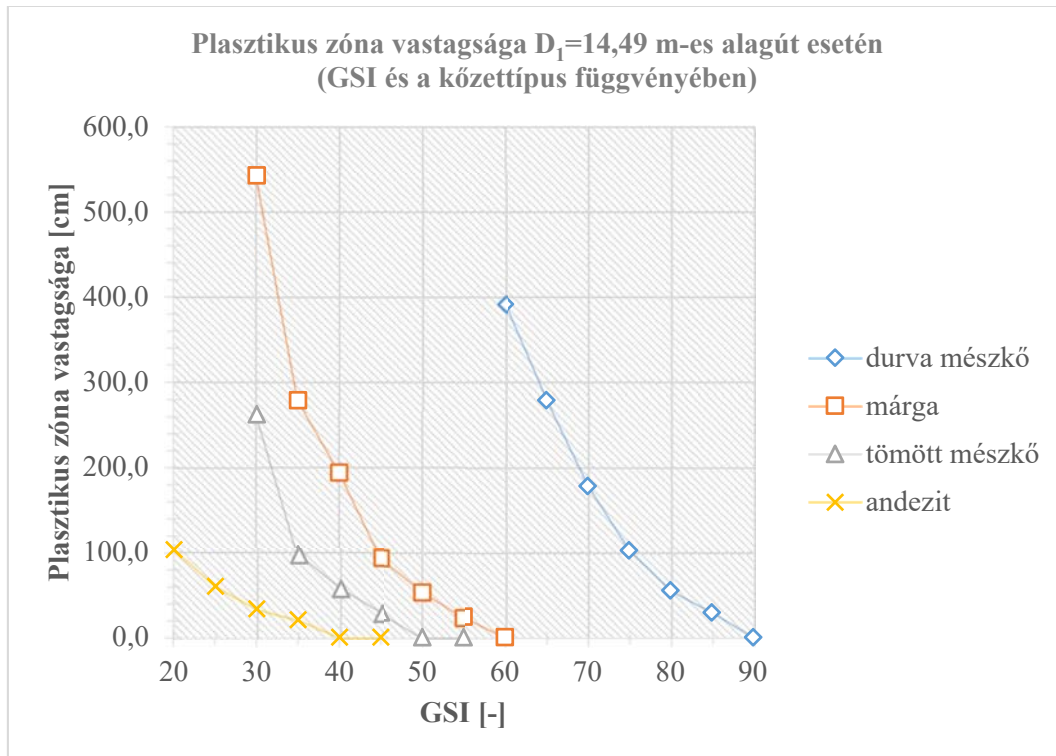
5.1.6 $D_1=12,42$ méter

20. ábra: Elmozdulás $D_1=12,42$ m-es alagút esetén

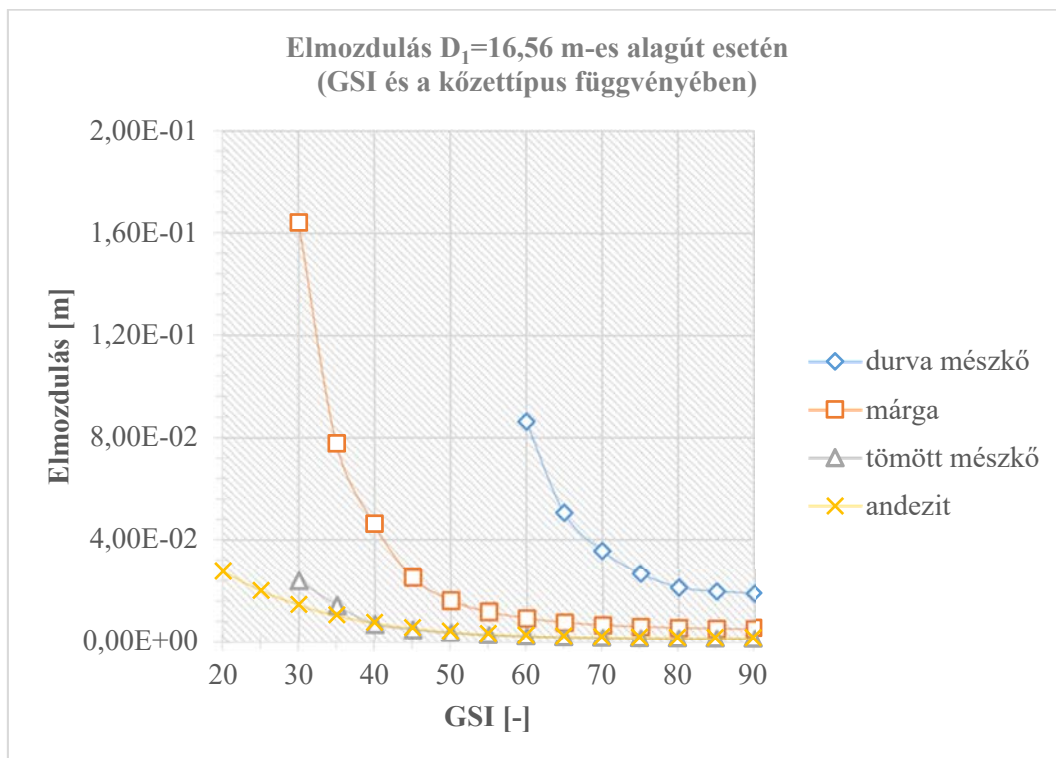
21. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=12,42$ m-es alagút esetén

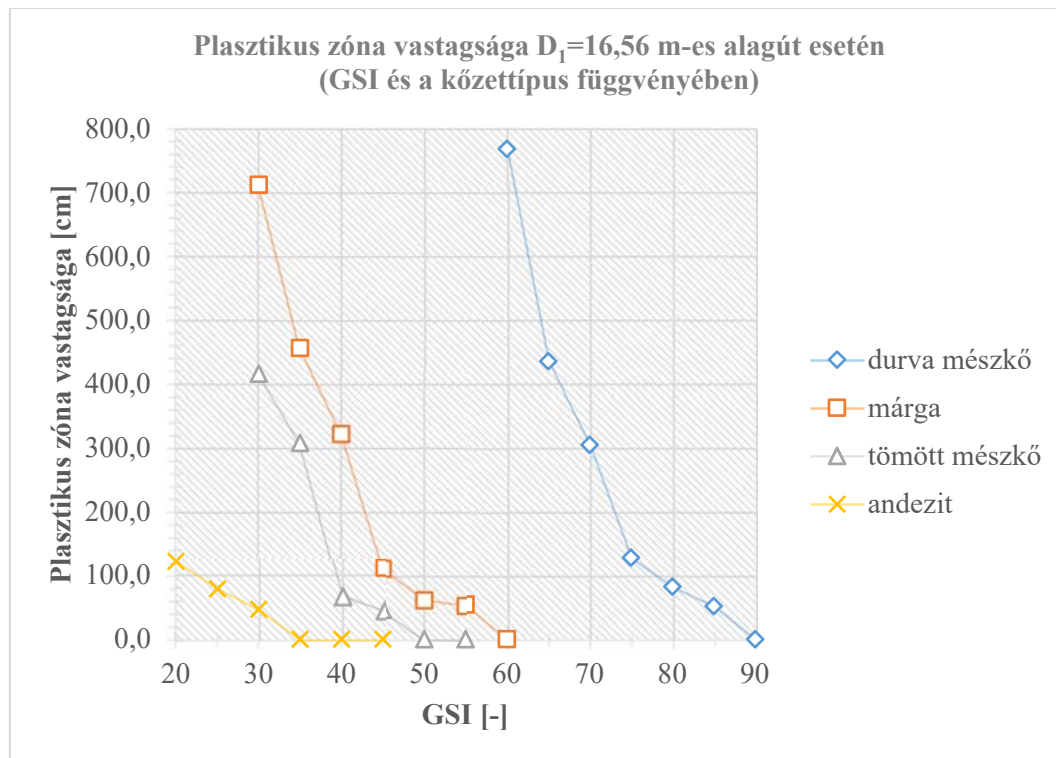
5.1.7 $D_1=14,49$ méter

22. ábra: Elmozdulás $D_1=14,49$ m-es alagút esetén

23. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=14,49$ m-es alagút esetén

5.1.8 $D_1=16,56$ méter

24. ábra: Elmozdulás $D_1=16,56$ m-es alagút esetén

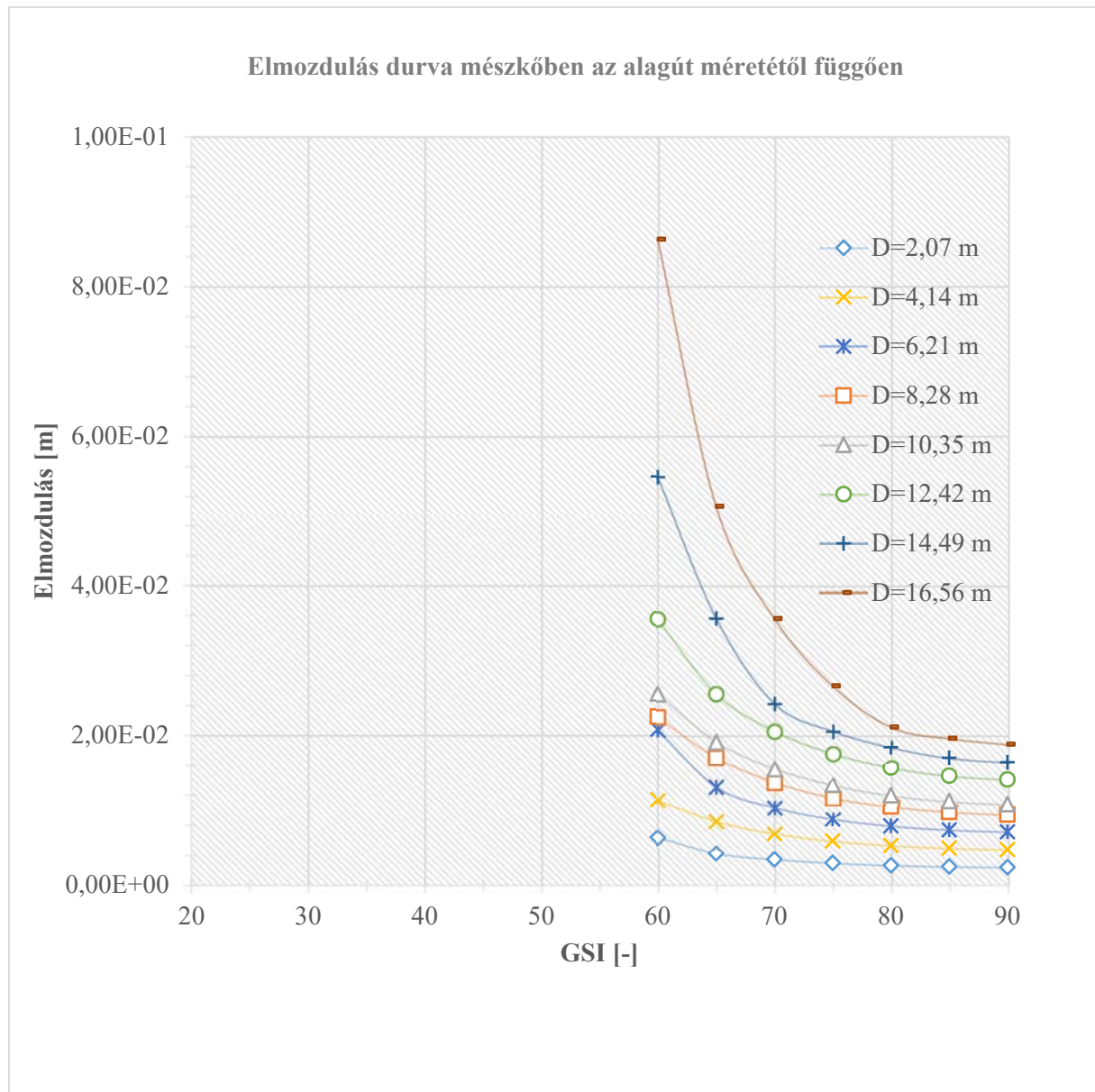


25. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=16,56$ m-es alagút esetén

A maximális elmozdulás-GSI grafikonok alakja alapján megítélhető, hogy a kőzet típusától és az alagút méretétől függetlenül GSI és az elmozdulás között a kapcsolat nem lineáris. Az elmozdulás függvények magasabb GSI esetén ellaposodnak. Durva mészkő esetén 80-90-es GSI között, de a már közepes szilárdságú márgánál 60-as GSI-től felfelé az tapasztalható, hogy a GSI növelésével nem csökken az elmozdulások értéke számottevően. Ezen felül az elmozdulások tekintetében tömött mészkőben és andezitben azonos GSI értéknél közel azonos nagyságúak voltak az elmozdulások. Ennek megfelelően ezen kőzettípusok esetében ugyanakkora, kb. 50-es GSI-től tapasztalható irrelevancia a GSI növekedése és az elmozdulások csökkenése között. A két kőzet közötti különbség a plasztikus zóna vastagságában mutatkozott meg. Andezitben kisebb GSI értéknél alakult ki plasztikus zóna, illetve azonos keresztmetszetet vizsgálva a GSI csökkenése mellett a vastagságok között az olló egyre jobban kinyílik. A plasztikus zóna vastagságát szemléltető grafikonok alakja kisebb biztonsággal elemezhető. A mérés manuális mivolta az alakon is látszik, hiszen többszörösen tört sokszögvonalaikat kaptam. Mindennek tudatában nem állapítható meg, hogy pontosan milyen alakot ölt a függvény, csak becsülhető, hogy exponenciális alakot, míg az elmozdulás és a GSI között láthatóan exponenciális az összefüggés.

5.2 A maximális elmozdulások és plasztikus zónavastagságok a GSI függvényében köztípusokként ábrázolva

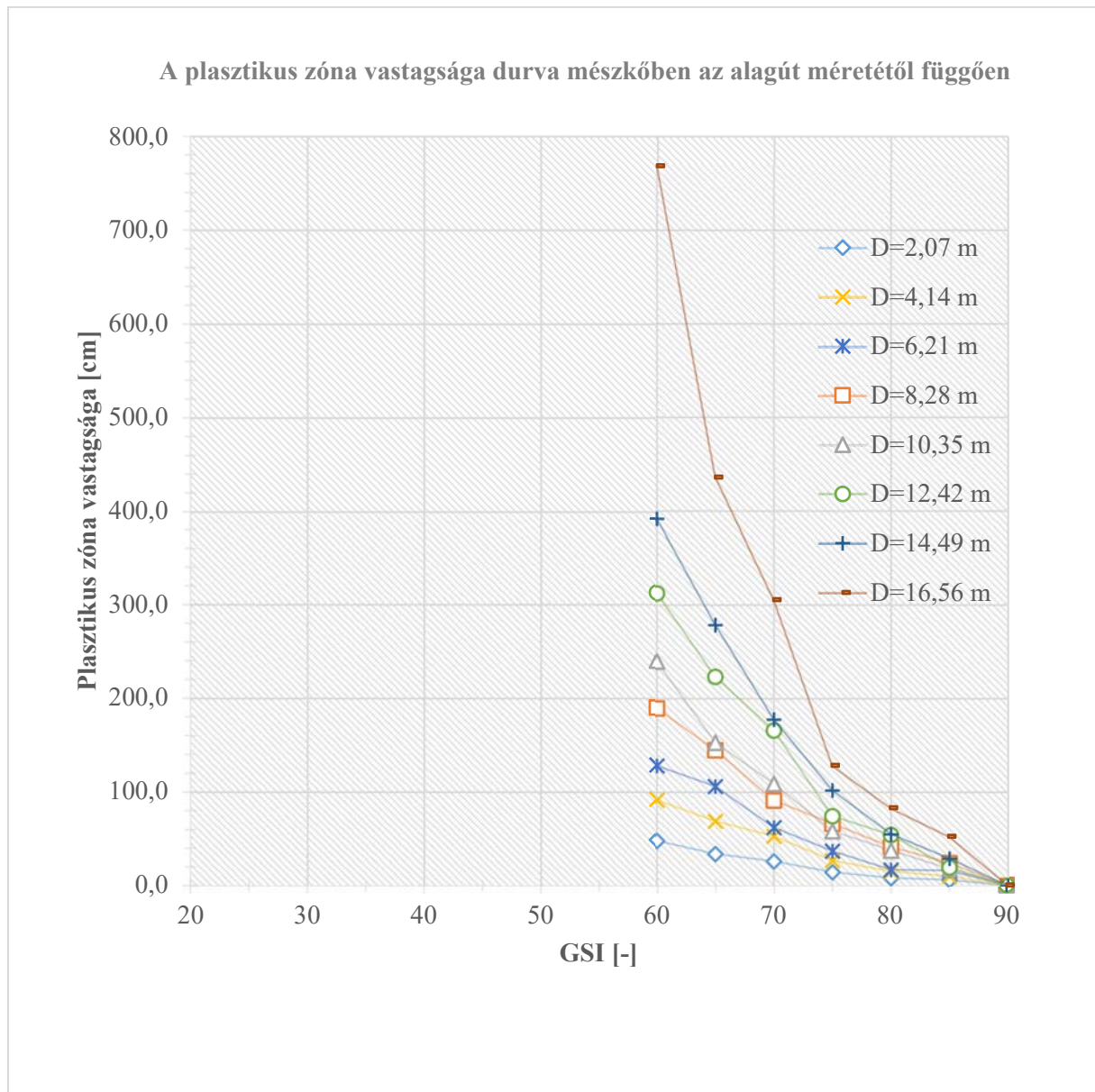
5.2.1 Durva mészkő



26. ábra: Elmozdulás durva mészkőben az alagút méretétől függően

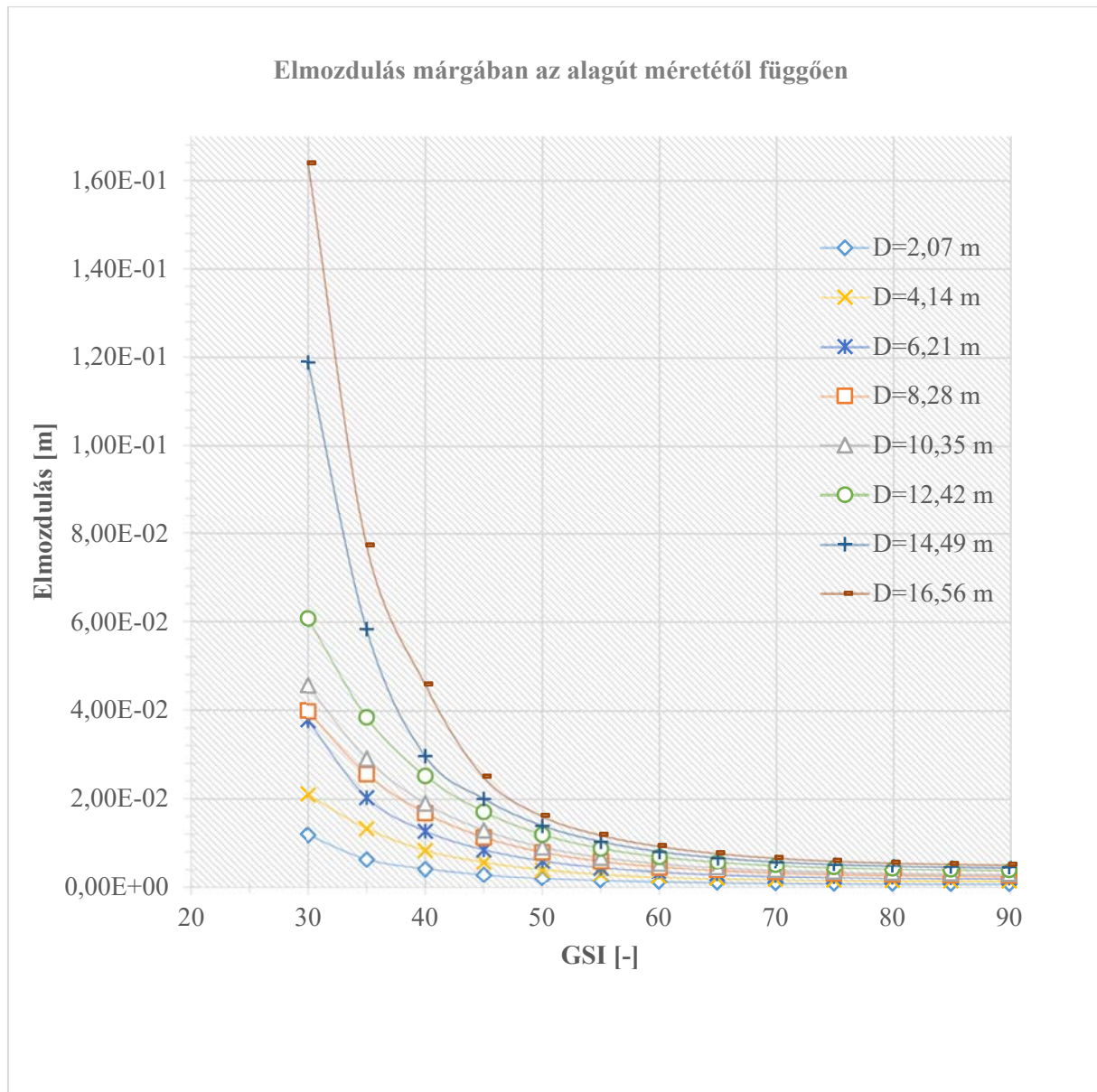
A grafikon alapján jól érzékelhető, hogy azonos kőzet esetén a méret növekedésével (egyenes) arányosan nőnek az elmozdulások. A közepes ($D_1=8,28$ méter) méret alatti tartományban az elmozdulások mértéke GSI 70 felett milliméteres nagyságrendűek. Az ennél nagyobb alagutak esetén ez az érték GSI-től függően 1-5 centiméteres tartományba esnek, illetve a legnagyobb ($D_1=16,56$ méter) keresztmetszeti méret esetén az elmozdulás értéke felugrik kb. 9,0 centiméterig. Meg kell említeni azt is, hogy ennél az alacsony szilárdságú kőzetnél 60-as GSI alatt adott

iteráció után is több kiegyensúlyozatlan energia maradt a rendszerben, mint a beállított tolerancia, ami azt jelenti, hogy önmagukban nem stabilak, nem állékonyak a modellek.



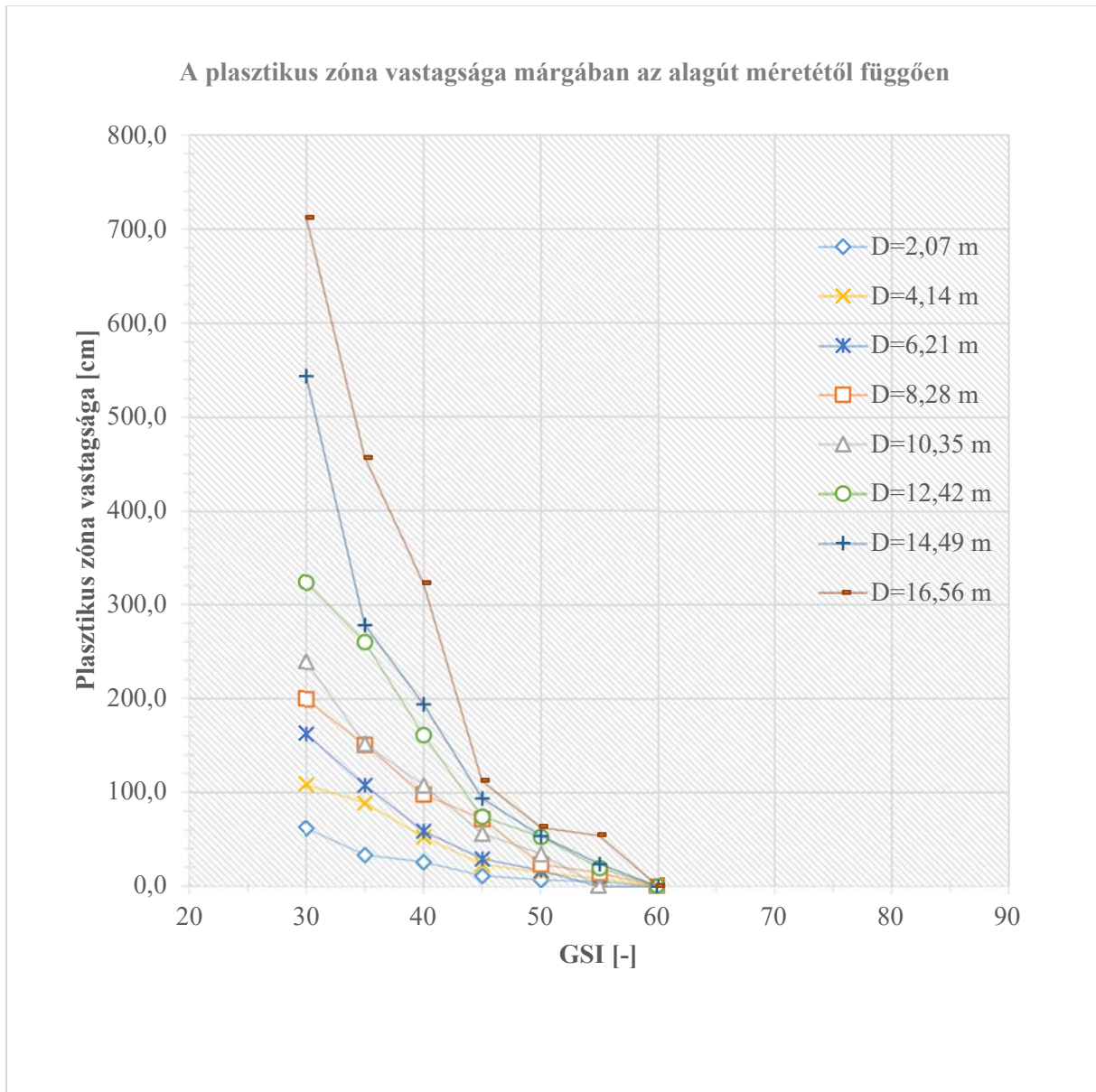
27. ábra: A plasztikus zóna vastagsága durva mészkőben az alagút méretétől függően

5.2.2 Márga



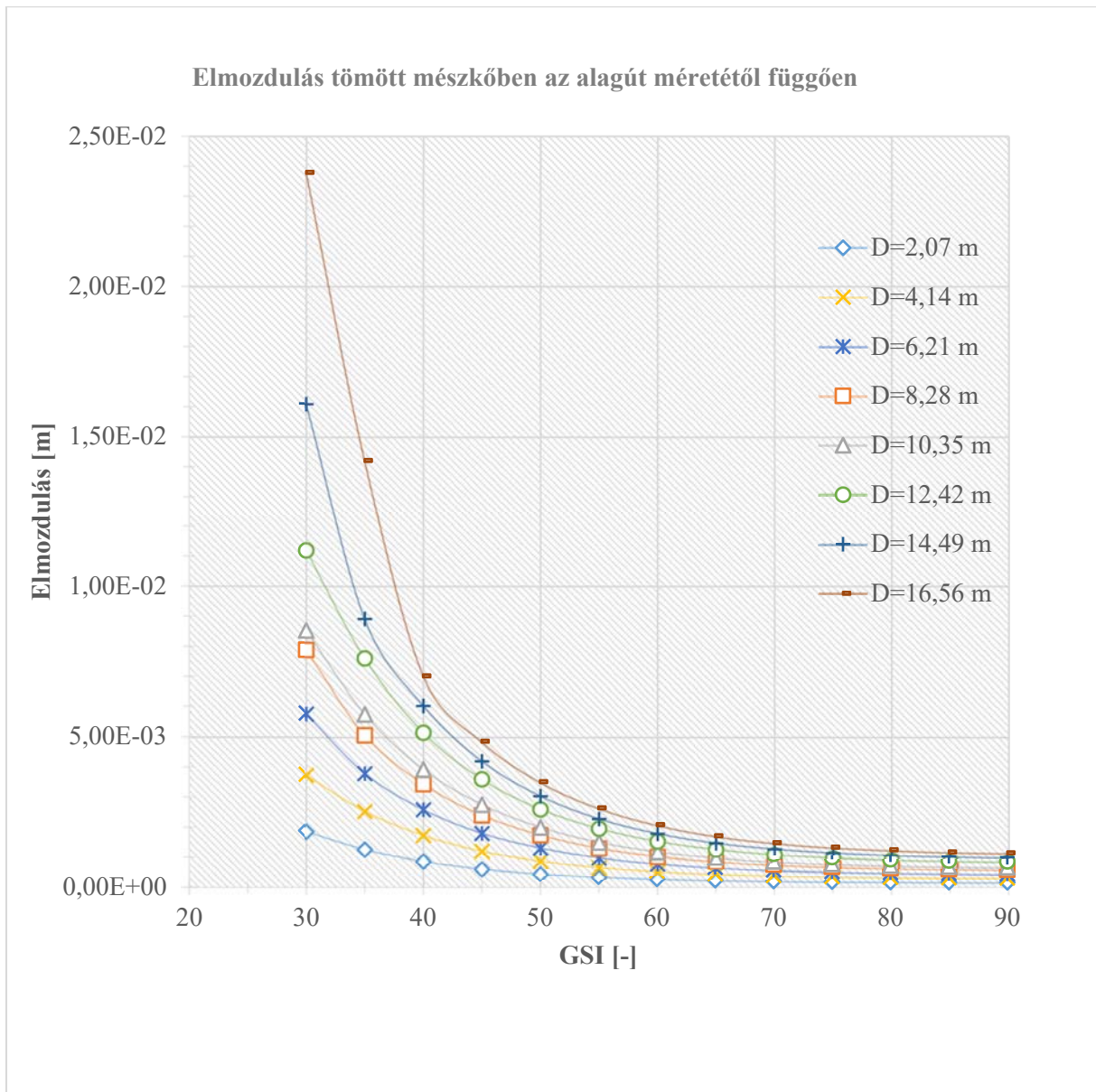
28. ábra: Elmozdulás márgában az alagút méretétől függően

A közepes szilárdságú márga esetén 10,35 méter átmérő alatt GSI 45 felett csak milliméteres nagyságrendű elmozdulások keletkeznek. Az ennél nagyobb alagutak esetén ez a határ feljebb tolódik 50-55 GSI-re. A márgánál a modellek alacsonyabb GSI mellett is stabilak voltak, így ezekből a GSI értékekből elmozdulásokra a 3-17 centiméteres tartományból adódtak az eredmények.

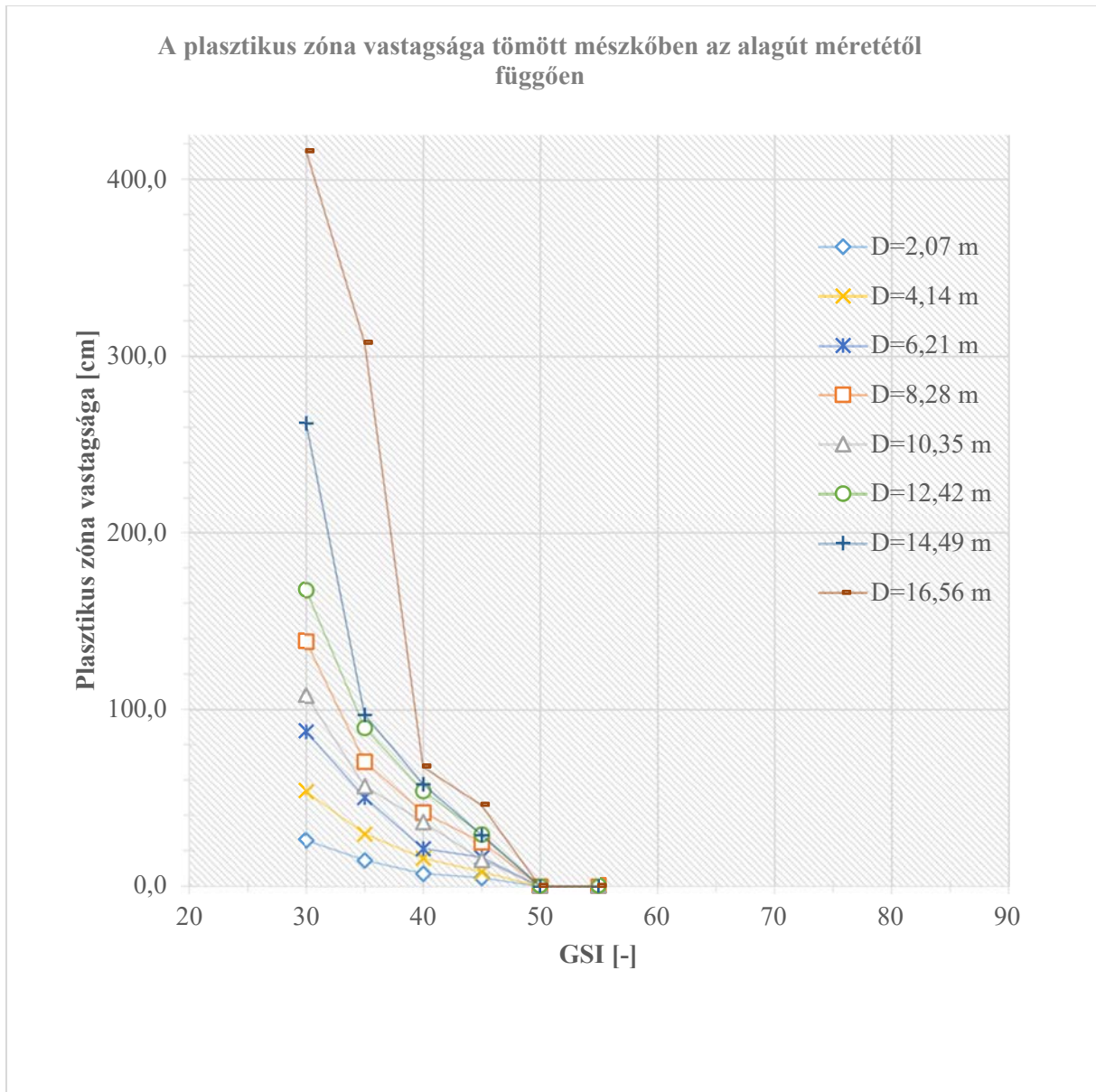


29. ábra: A plasztikus zóna vastagsága márgában az alagút méretétől függően

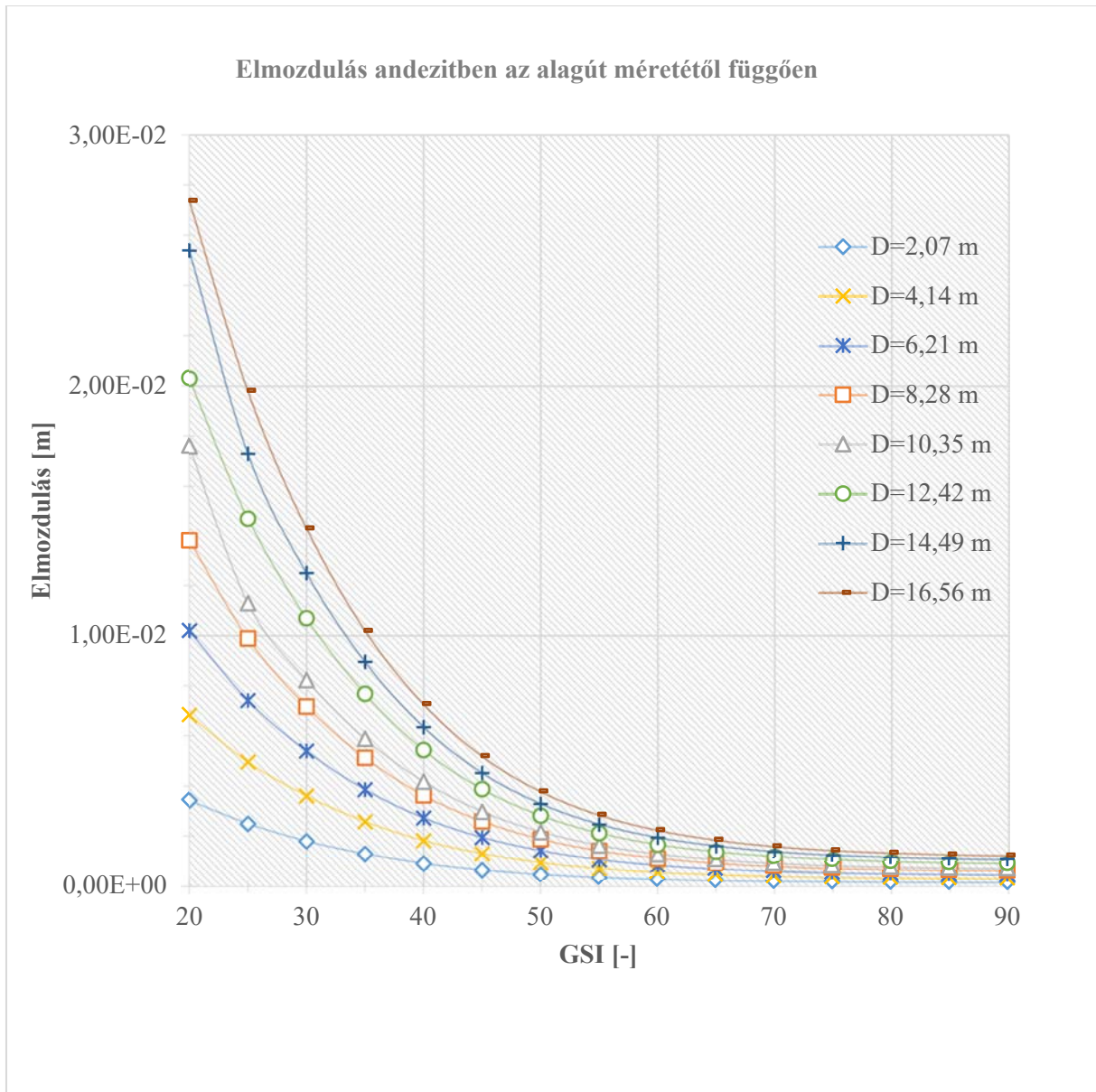
5.2.3 Tömött mészkő és andezit



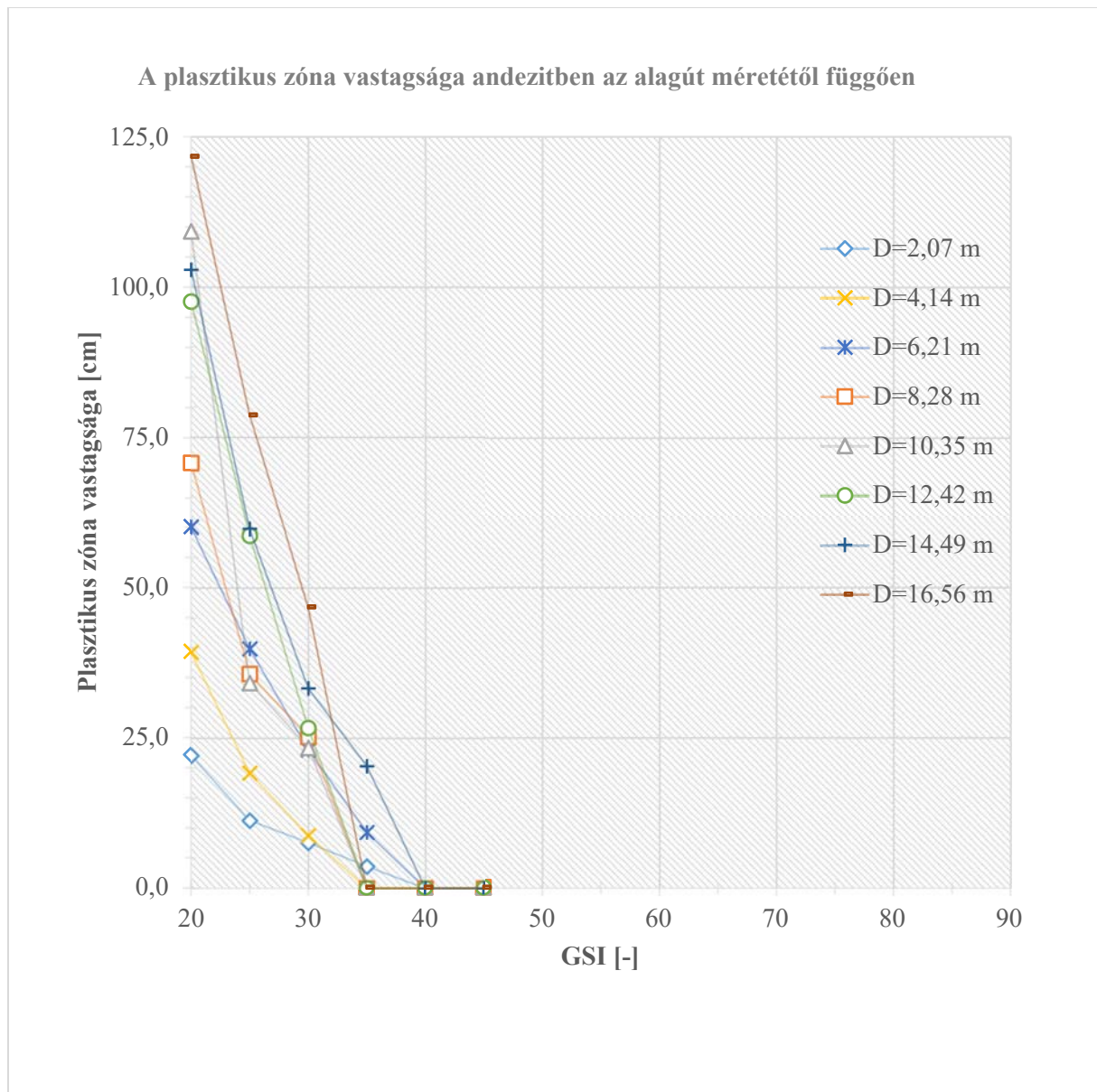
30. ábra: Elmozdulás tömött mészkőben az alagút méretétől függően



31. ábra: A plasztikus zóna vastagsága tömött mészkőben az alagút méretétől függően



32. ábra: Elmozdulás andezitben az alagút méretétől függően



33. ábra: A plasztikus zóna vastagsága andezitben az alagút méretétől függően

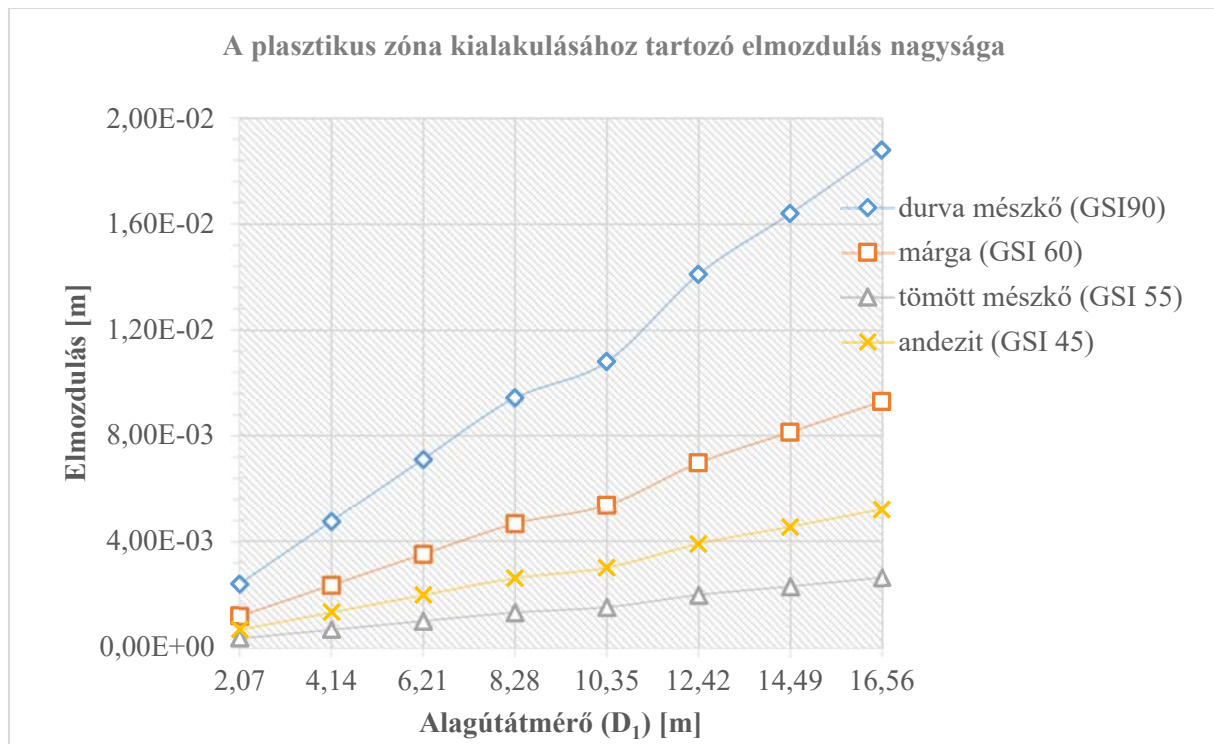
A magas szilárdságú tömött mészkőben és a nagyon magas szilárdságú andezitben, ahogyan már korábban is látszott nagyon hasonló értékeket kaptam. Mindkét kőzetben 25-35 GSI érték alatt van csak centiméteres elmozdulás, melynek értéke még a nagyobb alagútméretek esetén se haladja meg a 3,0 centimétert. Andezitben az „üreg” méretétől függetlenül a legalacsonyabb 20-as GSI-re is állékonyak voltak a modellek, míg tömött mészkőnél 30-ig GSI értékig vannak eredményeim.

5.3 Önmagában teherviselő kőzet – plasztikus állapot kialakulása

Az eredmények kiértékelése során azt tapasztaltam, hogy annak ellenére, hogy a keresztmetszeti méretek növekedésével az elmozdulások nagysága nő (ezt a mutatja a 34. ábra: A plasztikus zóna kialakulásához tartozó elmozdulás nagysága is), az alagút falánál a nyírási és húzási ellenállás mindig ugyanakkora a GSI érték esetén merül ki egy-egy kőzettípus esetén (ld. 6. táblázat: A plasztikus állapot kialakulása a négy vizsgált kőzetben). A vizsgált durva mészkőben 90-es, a márgában 60-as, a tömött mészkőben 55-ös, az andezitben 45-ös GSI-nél figyelhető meg változás az anyagi viselkedésben. Az andezitnél pedig az figyelhető meg, hogy ugyan a szilárdsága nagyobb, mint a tömött mészkőé, a rugalmassági modulusa kisebb, ezért nagyobb alakváltozások alakulnak ki.

6. táblázat: A plasztikus állapot kialakulása a négy vizsgált kőzetben

Plasztikus állapot									
Kőzettípus	D ₁	2,07	4,14	6,21	8,28	10,35	12,42	14,49	16,56
durva mészkő	GSI	90	90	90	90	90	90	90	90
	elmozdulás [m]	2,38E-03	4,74E-03	7,10E-03	9,42E-03	1,08E-02	1,41E-02	1,64E-02	1,88E-02
márگا	GSI	60	60	60	60	60	60	60	60
	elmozdulás [m]	1,17E-03	2,34E-03	3,50E-03	4,65E-03	5,35E-03	6,96E-03	8,12E-03	9,28E-03
tömött mészkő	GSI	55	55	55	55	55	55	55	55
	elmozdulás [m]	3,32E-04	6,61E-04	9,90E-04	1,31E-03	1,51E-03	1,97E-03	2,29E-03	2,62E-03
andezit	GSI	45	45	45	45	45	45	45	45
	elmozdulás [m]	6,56E-04	1,31E-03	1,96E-03	2,60E-03	2,99E-03	3,89E-03	4,53E-03	5,19E-03



34. ábra: A plasztikus zóna kialakulásához tartozó elmozdulás nagysága

5.4 Eredmények kiértékelése – Geotechnikai kategorizálás

H. Stille és A. Palmström javasolt kategorizálása alapján (ld. 1. táblázat: A geotechnikai kategorizálás javasolt módja kihajtás előtt és 2. táblázat: A geotechnikai kategorizálás javasolt módja kihajtás után) besoroltam a vizsgált alagutakat egy-egy geotechnikai kategóriába.

Elfogadva azt, Stille és Palmström méretük alapján a 4 méternél kisebb átmérőjű alagutakat a legalacsonyabb (CC1), a közepes (4-15 méteres) átmérőjű alagutakat a közepes (CC2), a nagy (15 méternél nagyobb) átmérőjű alagutakat pedig a legmagasabb (CC3-as) következményosztályba sorolják, én is ezt az elvet követtem a vizsgált alagutak besorolásánál.

Kisméretű alagutak esetén – durva mészkőben álló szerkezetektől eltekintve – mindhárom közettípus esetén GC1-be soroltam azokat az alagutakat, – a megfelelő GSI szerint feltüntetve – amelyeket modellezve futtatáskor a szerkezet stabil maradt. GC2-be pedig azokat az alagutakat soroltam, amelyek a vizsgált közettípusban még éppen stabilak voltak – azaz a legalacsonyabb GSI-t, amely mellett még a szerkezet stabil – illetve az ennél alacsonyabb GSI értékekhez tartozó instabil szerkezeteket. Durva mészkő esetén eltértem Stille és Palmström által ajánlott besorolástól, velük ellentétben, akik CC1-es következményosztály esetén csak 1-es és 2-es geo-

technikai kategóriát használtak, én a durva mészkőben álló szerkezeteket az alacsony szilárdságból eredő nagyfokú bizonytalanság miatt GC2-be és GC3-ba soroltam. Hasonló mechanizmust követtem, mint a másik három kőzettípus esetén, csak eggyel alacsonyabb geotechnikai kategóriát társítottam az adott GSI értékekhez.

A középső tartományban márga, tömött mészkő és andezit esetében GC1-be soroltam a plasztikus állapothoz tartozó GSI értéket meghaladó eseteket – tehát azon GSI értékeket, amelyek esetén az alagút önmagában megállna – GC2- be pedig a stabil modellekhez tartozó GSI tartomány fennmaradó részét (a legalacsonyabb ilyen GSI kivételével, ld. korábban). GC3-ba kerültek azok a szerkezetek, amelyek instabilak voltak (illetve a legalacsonyabb GSI, amely mellett még stabil maradt a szerkezet). A valóságban ezek az alagutak speciális tervezési, számítási eljárást igényelnének. Durva mészkő esetén CC2 és CC3 következményosztályok esetén kizárólag GC3-ba soroltam az alagutakat.

A harmadik, legmagasabb következményosztályba tartozó, nagyméretű alagutaknál a CC2-höz rendelt besoroláson egy-egy kategóriát rontottam. A besorolást a 7. táblázat: *A modelleredmények alapján becsült geotechnikai kategóriák GSI függvényében* című táblázatban összegeztem.

7. táblázat: *A modelleredmények alapján becsült geotechnikai kategóriák GSI függvényében*

A modelleredmények alapján becsült geotechnikai kategóriák GSI függvényében														
	Kőzettípus		durva mészkő			márga			tömött mészkő			andezit		
	Geotechnikai kategória (GC)		GC1	GC2	GC3	GC1	GC2	GC3	GC1	GC2	GC3	GC1	GC2	GC3
Következményosztály (CC)	CC1	D < 4 m	-	65-90	≤60	35-90	≤30	-	35-90	≤30	-	20-90	-	-
	CC2	4 m < D < 15 m	-	-	≤90	65-90	35-60	≤30	60-90	35-55	≤30	50-90	20-45	-
	CC3	15 m < D	-	-	≤90	-	65-90	≤60	-	60-90	≤55	-	50-90	≤45

Fontosnak tartom hangsúlyozni, hogy ezek az ajánlások mély (90 méteres) alagutak esetén érvényesek K=1 (feszültségi tényező) figyelembe vételével, vízmentes környezetben. A futta-

tások eredményeinek realitását megépült létesítménynél mért elmozdulás értékek alapján ellenőriztem. Témavezetőim közbenjárásával sikerült lekérni a Bábaapáti radioaktív hulladék-tárolónál mért adatokat, amelyekkel összevetve a kapott eredmények nagyságrendileg helytállóak.

A vizsgálatok legfontosabb eredménye, hogy a közetszerkezet minőségének, a közet szilárdságának és az alagút méretének lehet olyan kombinációja, amely esetén a szerkezet akár 1-es geotechnikai kategóriába is sorolható lenne. Továbbá Eurocode ide vonatkozó részében érdemes lenne további ajánlásokat tenni arra, hogy mi alapján lehet egy alagutat GC2-be vagy GC3-ba sorolni, így árnyaltabbá téve a szabvány megfogalmazását.

6 A kutatás jövőbeli tervei

Jövőbeli célom, hogy a kutatást olyan irányba folytassam, amely alapján általánosabb elveket is le lehessen fektetni. Jelen munkában egy konstans, 90 méteres mélységben vizsgáltam az alagutakat. Így az eredmények alapján tett ajánlások nem alkalmazhatók sekély, illetve bázis alagutak esetében. Szeretnék tehát más mélységekben is futtatásokat végezni. Illetve a valóságban a horizontális és vertikális feszültségek aránya nem mindig 1-gyel egyenlő, gyakran fordul elő, hogy a vízszintes feszültségek dominálnak. Érdemes lenne ennek hatását is megvizsgálni, valamint a víz jelenlétét is figyelembe venni.

7 Jegyzékek

7.1 Irodalomjegyzék

Gercek, H., 2007. Poisson's ratio values for rocks. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 44. kötet, pp. 1-13.

Görög, P., Török, Á., Vámos, M. & Vásárhelyi, B., 2010. A Geológiai Szilárdsági Index (GSI) magyarországi alkalmazhatósága. *Földtani Közlöny*, 140(1), pp. 89-96.

Kovács, L. & Vásárhelyi, B., 2015. *Módosított Hoek-Brown törési határgörbe alkalmazhatósága mórági gránit formációra*. Budapest, Geológia-Közetmechanika Konferencia, pp. 209-216.

MSZ EN 1997-1:2006, 2006. *Geotechnikai tervezés. 1. rész: Általános szabályok, hely nélk.: ismeretlen szerző*

Palmstrom, A. & Stille, H., 2018. Practical use of the concept of geotechnical categories in rock engineering. *Tunnelling and underground space technology*, 09, 79(1-11), pp. 1-17.

Rocscience, 2017. *Criterion, Generalized Hoek-Brown*. [Online]

Available at:

https://www.rocscience.com/help/rocddata/index.htm#t=rocddata%2FGeneralized_Hoek-Brown_Criterion.htm

[Hozzáférés dátuma: 24 szeptember 2019].

Rocscience, 2017. *Rock Mass Modulus*. [Online]

Available at:

https://www.rocscience.com/help/rocddata/index.htm#t=rocddata%2FRock_Mass_Modulus.htm

[Hozzáférés dátuma: 24 szeptember 2019].

Rocscience, 2017. *RS2*. [Online]

Available at: <https://www.rocscience.com/software/rs2>

[Hozzáférés dátuma: 24 szeptember 2019].

Rocscience, 2017. *Tunnel Lining Design*. [Online]

Available at:

https://www.rocscience.com/help/rs2/#t=tutorials%2FRS2_Tunnel_Lining_Design.htm

[Hozzáférés dátuma: 14 10 2019].

Szepesházi, R., 2008. *Geotechnikai tervezés*. Budapest: Business Media Magyarország Kft..

Török, Á., 2007. *Geológia mérnököknek*. első szerk. Budapest: Műegyetem Kiadó.

Vásárhelyi, B., 2001. Új eredmények a kőzet- és talajmechanikában: a Hoek-Brown törési határállapot. *Közúti és Mélyépítési Szemle*, 51(11), pp. 424-431.

Vásárhelyi, B., 2003. A módosított Hoek-Brown törési kritérium. *BKL-Bányászat*, 136(5), pp. 276-283.

Vásárhelyi, B., 2019. *Alagútépítési módszerek*. Budapest: BME.

7.2 Ábrajegyzék

1. ábra: A 2x1 sávós közúti alagút mintakeresztmetszelve	10
2. ábra: A 6 csomópontú háromszög végelemek és a megtámasztások	11
3. ábra: Fenner-Pacher jelleggörbe (Vásárhelyi, 2019)	13
4. ábra: Field Stress Vector Load	13
5. ábra: Nyomáscsökkentő tényezők stage-ként	13
6. ábra: Vlachopoulos és Diederichs féle diagram (Rocscience, 2017)	14
7. ábra: A GSI meghatározása kiegészítve a gyenge szilárdságú kőzetekre (Görög, et al., 2010)	18
8. ábra: Teljes feszültség	20
9. ábra: A helyes elmozdulási vektormező	21
10. ábra: Elmozdulás $D_1=2,07$ m-es alagút esetén	21
11. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=2,07$ m-es alagút esetén	22
12. ábra: Elmozdulás $D_1=4,14$ m-es alagút esetén	22
13. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=4,14$ m-es alagút esetén	23
14. ábra: Elmozdulás $D_1=6,21$ m-es alagút esetén	23
15. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=6,21$ m-es alagút esetén	24
16. ábra: Elmozdulás $D_1=8,28$ m-es alagút esetén	24
17. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=8,28$ m-es alagút esetén	25
18. ábra: Elmozdulás $D_1=10,35$ m-es alagút esetén	25
19. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=10,35$ m-es alagút esetén	26
20. ábra: Elmozdulás $D_1=12,42$ m-es alagút esetén	26
21. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=12,42$ m-es alagút esetén	27

22. ábra: Elmozdulás $D_1=14,49$ m-es alagút esetén.....	27
23. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=14,49$ m-es alagút esetén.....	28
24. ábra: Elmozdulás $D_1=16,56$ m-es alagút esetén.....	28
25. ábra: Plasztikus zóna vastagsága $D_1=16,56$ m-es alagút esetén.....	29
26. ábra: Elmozdulás durva mészkőben az alagút méretétől függően	30
27. ábra: A plasztikus zóna vastagsága durva mészkőben az alagút méretétől függően.....	31
28. ábra: Elmozdulás márgában az alagút méretétől függően.....	32
29. ábra: A plasztikus zóna vastagsága márgában az alagút méretétől függően.....	33
30. ábra: Elmozdulás tömött mészkőben az alagút méretétől függően	34
31. ábra: A plasztikus zóna vastagsága tömött mészkőben az alagút méretétől függően	35
32. ábra: Elmozdulás andezitben az alagút méretétől függően	36
33. ábra: A plasztikus zóna vastagsága andezitben az alagút méretétől függően	37
34. ábra: A plasztikus zóna kialakulásához tartozó elmozdulás nagysága	39

7.3 Táblázatjegyzék

1. táblázat: A geotechnikai kategorizálás javasolt módja kihajtás előtt (Palmstrom & Stille, 2018).....	7
2. táblázat: A geotechnikai kategorizálás javasolt módja kihajtás után (Palmstrom & Stille, 2018).....	8
3. táblázat: A vizsgált alagutak keresztmetszeti méretei.....	11
4. táblázat: Környezeti nyomások alakulása	12
5. táblázat: A vizsgálatok során alkalmazott kőzetfizikai paraméterek (Török, 2007).....	19
6. táblázat: A plasztikus állapot kialakulása a négy vizsgált kőzetben	38
7. táblázat: A modelleredmények alapján becsült geotechnikai kategóriák GSI függvényében	40