

SZAKDOLGOZAT

Lantos Erika
2014

Nyugat-magyarországi Egyetem
Geoinformatikai Kar

Vízszintes mozgásvizsgálati célú mérések a sóskúti mikrohálózatban

SZAKDOLGOZAT

Konzulens:

dr. Tarsoly Péter
adjunktus
dr. Földváry Lóránt
egyetemi docens

Készítette:

Lantos Erika
nappali tagozat
Földmérő/földrendező szak
Geoinformatikai szakirány

Székesfehérvár

2014
NYILATKOZAT

Alulírott **Lantos Erika Anita** (neptun kód: XXXXXXXXXX) jelen nyilatkozat aláírásával kijelentem, hogy a

Vízszintes mozgásvizsgálati célú mérések a sósikúti mikrohálózatban című

szakdolgozat

(a továbbiakban: dolgozat) **önálló munkám**, a dolgozat készítése során betartottam a szerzői jogról szóló 1999. évi LXXVI. tv. szabályait, valamint az egyetem által előírt, a dolgozat készítésére vonatkozó szabályokat, különösen a hivatkozások és idézések tekintetében¹.

Kijelentem továbbá, hogy a dolgozat készítése során az önálló munka kitétel tekintetében a konzulenszt illetve a feladatot kiadó oktatót **nem tévesztettem meg**.

Jelen nyilatkozat aláírásával tudomásul veszem, hogy amennyiben bizonyítható, hogy a dolgozatot **nem magam készítettem**, vagy a dolgozattal kapcsolatban szerzői jogsértés ténye merül fel, a Nyugat-Magyarországi Egyetem **megtagadja a dolgozat befogadását és ellenem fegyelmi eljárást indíthat**.

A dolgozat befogadásának megtagadása és a fegyelmi eljárás indítása nem érinti a szerzői jogsértés miatti egyéb (polgári jogi, szabálysértési jogi, büntetőjogi) jogkövetkezményeket.

Székesfehérvár, 2013.05.26.

.....

Lantos Erika Anita

*Nyugat-magyarországi Egyetem
Geoinformatikai Kar*

Szakdolgozat száma:

¹1999. évi LXXVI. tv. 34. § (1) A mű részletét - az átvevő mű jellege és célja által indokolt terjedelemben és az eredetihez híven - a forrás, valamint az ott megjelölt szerző megnevezésével bárki idézheti.

36. § (1) Nyilvánosan tartott előadások és más hasonló művek részletei, valamint politikai beszédek tájékoztatás céljára - a cél által indokolt terjedelemben - szabadon felhasználhatók. Ilyen felhasználás esetén a forrást - a szerző nevével együtt - fel kell tüntetni, hacsak ez lehetetlennek nem bizonyul.

Tartalomjegyzék

1.	Bevezetés.....	3
2.	Mozgásvizsgálati hálózat kialakítása	4
2.1	Mozgásvizsgálatok alapelve, csoportosítása	4
2.1.1	Mozgásvizsgálatok alapelve:.....	4
2.1.2	Mozgásvizsgálatok csoportosítása:.....	5
2.2	Vízszintes értelmű mozgásvizsgálatok módszerei.....	7
2.3	A sóskúti hálózat geológiai viszonyai.....	9
2.4	Hálózat kialakítása.....	10
2.5	Hálózat állandósítása	11
2.5.1	Állandósítási szempontok	11
2.5.2	Állandósítás Sós-kúton.....	13
3.	Hálózatban végzett mérések	15
3.1	Korábbi iránymérések és eredményei.....	15
3.2	Hálózatban végzett korábbi távmérések és eredményei.....	16
3.3	Korábbi GNSS mérések a hálózatban.....	16
3.4	A 2014-ben végzett mérések	17
3.4.1	Mérés tervezése	17
3.4.2	Mérés során alkalmazott műszerek és módszerek	20
3.4.2.1	GNSS mérésnél alkalmazott műszerek	20
3.4.2.2	Irány- és távmérésnél alkalmazott műszer	21
3.4.3	Mérések végrehajtása.....	22
4.	Mérési eredmények feldolgozása és vizsgálata.....	25
4.1	GNSS mérés feldolgozása.....	25
4.2	Irány- és távmérés feldolgozása	31
4.2.1	Hálózatkiegyenlítés GeoCalc Programmal	33
4.2.2	Vízszintes hálózatkiegyenlítés GeoEasy programmal	39
4.3	Megbízhatósági mérőszámok.....	44
4.4	Az eredmények értékelése	46
5.	Hálózat mozgásvizsgálata.....	47
5.1	Pillérdőlés vizsgálat.....	47
5.2	Mozgásvizsgálat lineáris regresszióval.....	51
6.	A kapott eredmények összehasonlítása	54

7.	Összefoglalás, értékelés.....	56
8.	Köszönetnyilvánítás	58
9.	Irodalomjegyzék.....	59
10.	Mellékletek	60

1. Bevezetés

Szakdolgozatom témájának a sósikúti törésvonal vízszintes mozgásvizsgálatát választottam. A témaválasztás során arra törekedtem, hogy a Karon korábban még nem vizsgált mozgásvizsgálati problémával foglalkozzam. Olyan feladatot szerettem volna készíteni, amely a geodézia több témakörét átfogja és a mérnökgeodézia egyik legizgalmasabb fejezetével, a mozgásvizsgálatokkal foglalkozik.

Eötvös Loránd már 1912-ben felismerte, hogy léteznek olyan erők, amelyek a kéregmozgásoknál jelentős szerepet játszanak. Kutatásai során a kontinentális táblák vízszintes mozgását vizsgálta. A kor előrehaladtával 1950-ben Bendefy László [2] kísérte meg Budapest területén a szekuláris (évszázados) felszínmozgások mind vízszintes mind függőleges összetevőinek számszerű meghatározását. Azt is megállapította, hogy a kéregmozgások csak minimális része radiális irányú, olyan térségekben, mint hazánk területe kizárólagosan függőleges értelmű elmozdulások nem következnek be. Budapest környékén a vízszintes elmozdulások tízszer akkora, mint a függőleges értelmű mozgások. Lukács Tibor [9] a Mecsekben vizsgálta a vízszintes kéregmozgásokat. Tanulmányai során megfogalmazta, hogy az ilyen értelmű eredmények különböző módszerek alkalmazása esetén eltérőek lehetnek.

Joó István [8] szerint a régi és új háromszögelési hálózatunk azimutértékeinek és hosszegységeinek összehasonlítása során tapasztalható megváltozásokban a vízszintes kéregmozgásoknak is szerepe lehet.

A kéregmozgások meghatározásához figyelembe kell vennünk más tudományágak következtetéseit is.

Ha az a célunk, hogy a magyarországi vízszintes kéregmozgások jelenlegi mértékét meghatározzuk, földtudományi adatok és ismeretek felhasználásával, akkor a korszerű geodéziai módszereket kell előtérbe helyezni.

A dolgozatban be szeretném mutatni a mozgásvizsgálatok célját, a vízszintes értelmű mozgásvizsgálatok módszereit, a sósikúti hálózatot és tulajdonságait, valamint kialakítását és annak módszerét.

A feladat ismertetése során először a mikrohálózatban végzett mérési módszereket tárgyalom. Céлом a hálózat (ezen keresztül a vizsgálati terület) vízszintes értelmű mozgásának meghatározása, a kapott eredmények kiértékelése, értelmezése és összevetése korábbi mérési eredményekkel.

2. Mozcásvizsgálati hálózat kialakítása

2.1 Mozcásvizsgálatok alapelve, csoportosítása

Mozcásvizsgálatokat különböző objektumok elmozdulásának és alakváltozásának meghatározására geodéziai, fotogrammetriai vagy egyéb más mérési módszerek alkalmazásával végzünk [5].

Célok szerint a mozcásvizsgálat vonatkozhat:

- a) a vizsgált létesítmény várható mozcásának előrejelzésére,
- b) már bekövetkezett mozcások okainak feltárására,
- c) épületek, szerkezetek tervezésének elősegítésére (laboratóriumi körülmények között vagy már elkészült szerkezeteken végzett mérések alapján),
- d) műszaki használatba vételre (pl.: hidak és egyéb mérnöki szerkezetek terhelés próbája),
- e) tudományos kutatásokra,
- f) igazságügyi szakértésre.

2.1.1 Mozcásvizsgálatok alapelve:

A különböző objektumok mozcása bonyolult fizikai folyamatok összessége. Ahhoz, hogy ezeket a folyamatokat mérni tudjuk, majd a mérési eredményeinket feldolgozzuk és matematikailag kezelni tudjuk, különböző egyszerűsített feltevéseket kell alkalmaznunk [5].

Az első feltevés szerint, a vizsgált objektumot vizsgált pontjaival helyettesítjük. A pontokra méréseket végzünk, a pontok mozcásából következtünk az egész létesítmény mozcására.

A második feltevés szerint, a méréseinkhez mozdulatlan alappontok állnak rendelkezésünkre. Mivel az alappontokat mozdulatlannak tekintjük, így a mérésekből következtethetünk az objektum mozcására.

A harmadik feltevés az, hogy a mérés ideje alatt a vizsgált objektumot mozdulatlannak tekintjük. Ez a feltevés nyújt alapot ahhoz, hogy a mozcásvizsgálati mérések feldolgozásakor mérési időpontról, nem pedig mérési időtartamról beszéljünk.

2.1.2 Mozcásvizsgálatok csoportosítása:

A mozgásvizsgálatokat csoportosíthatjuk a vizsgálat célja, a leírás jellege, a mozgások időbeli lefolyása, mérések időbeli eloszlása, az alkalmazott mérési módszerek, valamint a mozgásvizsgálattal meghatározott koordináta iránya szerint [5].

- Mérnökgeodéziában a leírás jellege szerint megkülönböztetünk:
 - a) kinematikai mozgást, és
 - b) kinetikai mozgást.

Kinematikai mozgásvizsgálatkor a mozgást jellemző mennyiségeket az idő függvényében adjuk meg. Geodéziai mérések során ilyenkor a mérés időpontját is meg kell állapítani.

Kinetikai mozgásvizsgálat során a mozgást jellemző mennyiségeket az erő vagy azzal arányos mennyiség függvényében határozzuk meg. Ilyenre példa egy híd próbaterhelése.

- Mozcások időbeli lefolyása szerint megkülönböztetünk:
 - a) rezgéseket,
 - b) gyors mozgásokat,
 - c) lassú mozgásokat,
- A mérések időbeli lefolyása szerint megkülönböztetünk:
 - a) esetenkénti, és
 - b) folyamatos méréseket.

Esetenkénti mérés során a pont pályájának csak korlátozott számú pontját határozzuk meg, míg folyamatos mérés során a pálya teljes szakaszát vizsgáljuk.

- Az alkalmazott mérési módszerek szerint:
 - a) geodéziai,
 - b) fotogrammetriai,
 - c) beépített műszerekkel (pl.: nyúlásmérőbélyeg, extenzométer) történő mérésekre tudjuk bontani.
- A mozgásvizsgálattal meghatározott koordináta alapján:
 - a) egyirányú elmozdulás: egyetlen irányba eső vízszintes koordináta meghatározás történik. (pl. épületek csúszása esetén y vagy x koordináta meghatározása),

- b) függőleges elmozdulás: csak magassági koordináta meghatározás történik (épületek süllyedésvizsgálata esetén z koordináta),
- c) vízszintes elmozdulás: meghatározásra kerül az épület mindkét vízszintes koordinátája (y, x),
- d) térbeli elmozdulás: meghatározzák a vizsgált pontok mindhárom koordinátáját (y, x, z),
- e) általános irányú elmozdulás: néhány esetben közvetlenül mérik a forgási komponenseket is.

2.2 Vízszintes értelmű mozgásvizsgálatok módszerei

A vízszintes értelmű mozgásvizsgálatok módszereinek kiválasztása függ, a vizsgált objektum alakjától és környezetétől, továbbá a meghatározni kívánt mozgásösszetevő irányától.

A mozgásvizsgálati technikák közös tulajdonsága, hogy a mérésekhez alappontok létesítése történik úgy, hogy azokból egyrészt a vizsgálati pontok elmozdulása, másrészt az alappontok egymáshoz való viszonya megállapítható legyen.

A vízszintes mozgásvizsgálati méréseknél a leggyakrabban alkalmazott módszerek[5]:

1) Távolságmérés:

A módszer abban az esetben alkalmazható, ha a mozgás iránya ismert, s ezzel az iránnyal párhuzamos távolságok közvetlenül mérhetők. A nagy pontosságú távolságméréshez hagyományosan invárszalagot, esetleg invárdrótot vagy elektrooptikai távmérőt, újabban pedig leginkább interferométert használnak.

2) Egyenesremérés:

Akkor alkalmazhatjuk ezt a módszert, ha a vizsgált pontok közel egy egyenesen helyezkednek el és a mozgás irány merőleges erre az egyenesre. Az egyenesre mérés módszerét kiterjedten alkalmazzák épületek, gátak mozgásvizsgálatához.

3) Függőleges vetítés:

A vetítés akkor alkalmazható mozgásvizsgálati célra, ha az objektum egymás felett elhelyezkedő pontjainak elmozdulását kell meghatározni egymáshoz vagy az alapponthoz viszonyítva. Ilyen feladat lehet, magas építmények (torony, kémény) különböző erőhatásokra bekövetkező mozgásának vizsgálata. A vetítést optikai vetítővel vagy függővel végzik. Ha a vetítés az építmény belsejében történik célszerű alkalmazni a lézerrel kiegészített optikai vetítőket.

4) Poláris koordinátamérés

Alkalmazására akkor kerülhet sor, ha a vizsgálati pontokra a távolságmérés minden alkalommal biztosítható. Tekintve, hogy a mérőállomások a legelterjedtebb geodéziai műszerek, nem szélsőpontossági igény esetén gyakran alkalmazzák.

5) Előmetszés:

Akkor alkalmazható módszer, ha a vizsgált létesítményen viszonylag sok pont van, és ezek az egyes mérési alkalmakkor nem hozzáférhetők. Alkalmazása

magasabb építményeknél terjedt el. Alkalmazható műszere a másodperc-teodolit vagy nagy pontosságú szögmérést biztosító mérőállomások.

6) Hátrametszés:

Alkalmazásának feltétele, hogy a vizsgálati pontokon minden mérési alkalommal fel lehessen állni műszerrel. Általában abban az esetben alkalmazzák, ha az elmozdulások nagymértékűek, és viszonylag nagy területre terjednek ki.

7) Sokszögelés:

Elsősorban vonalas létesítmények mozgásvizsgálatakor alkalmazott módszer. Az alkalmazás feltétele az, hogy minden alkalommal a vizsgálati pontokon fel lehessen állni mérőállomással.

8) Hálózat létesítése:

Nagy kiterjedésű objektumok vizsgálatakor kerül sor hálózat létesítésre. A hálózatok lehetnek háromszögelési, tisztán hossz méréses vagy vegyes hálózatok, újabban koordinátaméréses (GNSS) hálózatok. A létesítés feltétele, hogy legalább három mozdulatlan alapponttal rendelkezzen. Ez alól kivételt jelentenek a GNSS mozgásvizsgálati hálózatok, amelyek koordinátákat az egyes mérések alkalmával abszolút értelemben biztosítanak.

Az általam végzett vizsgálat egy mikrohálózatban történt. Mivel a hálózatot vízszintes értelemben mértem, ezért irány- és távolság mérésre került sor minden kombinációban. A mérést mérőállomással végeztem el. Másik módszernek a statikus GNSS mérést választottam. Ezt a módszert alkalmazzuk mozgásvizsgálati hálózatok létesítésekor és mérésekor, mivel biztosítja a szélső pontossági igények kielégítését. Hátránya azonban a hosszú mérési időtartam. A két mérési módszerrel kapott eredmények és már meglévő eredmények kerülnek összehasonlításra a későbbiekben.

2.3 A sóskúti hálózat geológiai viszonyai

A vizsgálat terület földrajzilag a Budai-hegység nyugati szélén fekszik a sóskúti fennsíkon. A lemeztektonikai viszonyokra vonatkozóan fontos tudni, hogy a fennsíkot uralkodóan ÉNY-DK- i irányú törések több részre osztják. A törésvonal területén a felszíni erózió következtében völgyek alakultak ki [1].

A Budai hegységet felépítő alaphegységi triász képződmények a sóskúti-fennsík területén már a mélybe süllyedtek. A jura és kréta korban mivel a terület szárazföld volt, ebből a korszakból a képződmények hiányoznak. Az eocén kor idején a terület kiemelkedett, ezért a területet exogén (külső erő) erők formálták. Az oligocén elején a terület mélybesüllyedése miatt agyagok és homokkövek keletkeztek.

A miocén kor végén a területen a szarmata mészkő megjelenés volt jelentős. Az említett mészkő likacsos, durvaszemű, jól faragható fagyálló és kiváló teherbírású kőzet, melyet a település határában bányásznak. A község határában működő bányában megfigyelhető a mészkőösszet 12-30° nagyságú DNY- i irányú dőlése. A mészkőtakaró felépítése és település területén nem egyenletes.

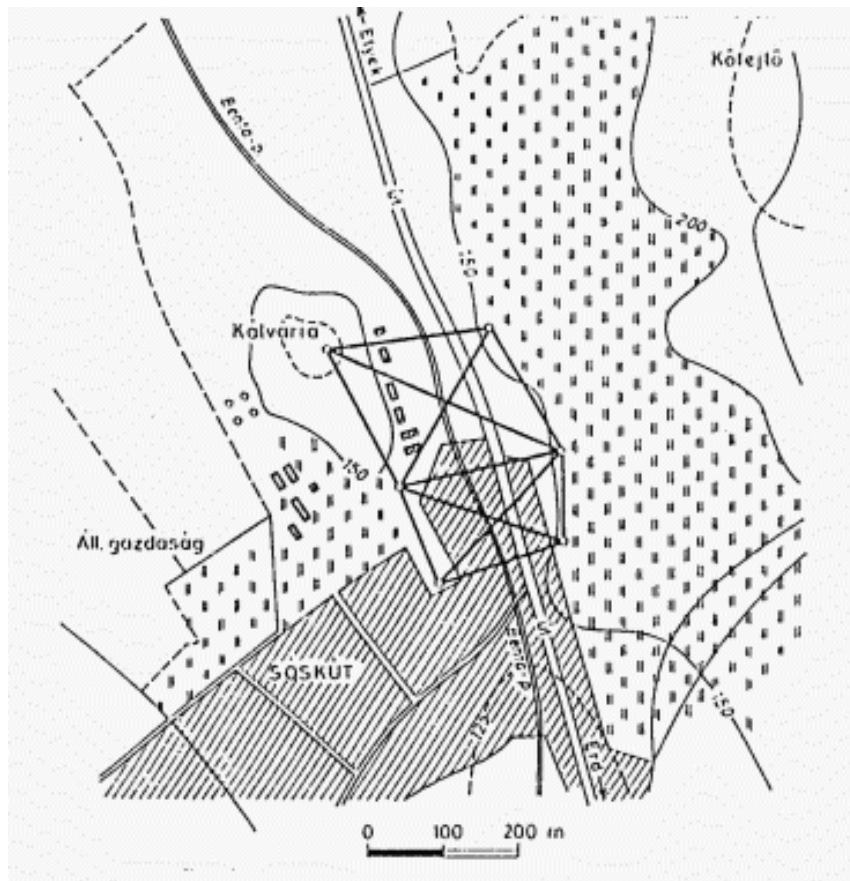
A sóskúti bánya környezetében a lemeztektonikai mozgások következtében kialakult a Benta-patak, mely É-D-i irányú. A sóskúti bánya mentén oldalirányú elmozdulások következtek be, amelyek mentén torlódás és vonszolódás is megfigyelhető. Az oldalirányú elmozdulások a mészkőtömegekben a tufa mállásából keletkezett bentonit rétegek vízzel történő telítődése miatt következtek be.

2.4 Hálózat kialakítása

A Budapesti Műszaki Egyetem Geodézia Intézete Dr. Miskolczi László tanulmányaira alapozva kéregmozgások vizsgálatára és kimutatása céljára 1984-ben mikrohálózatot hozott létre Sósút község határában [7].

A hálózat egy feltételezett lemeztektonikai törésvonal mentén helyezkedik el, célja a törésvonal mentén bekövetkező változások követhetők legyenek. A hálózat hat pontból áll, három a feltételezett törésvonal jobb oldalán, másik három pedig a baloldalon helyezkedik el (2.1. ábra). A hálózat kialakítása lehetővé teszi a különböző geodéziai műszerekkel történő szélső pontosságú mérések elvégzését.

Mivel ezen a területen a kéregmozgások kimutatására évtizedek szükségesek, a hálózat pontjait úgy kellett kialakítani, hogy azok a külső hatásoktól és egyéb rongálódásoktól védve legyenek, valamint fennmaradásuk hosszú időn át biztosított legyen.



2.1. ábra: A sósúti mozgásvizsgálati hálózat elhelyezkedése [3]

2.5 Hálózat állandósítása

Mivel a mozgásvizsgálati hálózatokban a vizsgált objektumot pontjaival modellezzük, fontos, hogy külön tudjuk választani a pontok saját mozgását az objektum mozgásától. Tekintve, hogy mozgásvizsgálati célra objektummal együttmozgó pontok alkalmasak, a pontok kijelölése és állandósítása során gondosan kell eljárni. Az állandósítás szempontjait a következőkben a [7] tanulmány alapján mutatom be.

2.5.1 Állandósítási szempontok

Első szempontként azt kell biztosítani, hogy a vizsgálati pont szoros kapcsolatban legyen a vizsgálandó objektummal, ezáltal azzal teljesen együtt mozogjon. Azaz a pontnak nem lehet saját mozgása a vizsgálandó objektumhoz képest, vagy ez a saját mozgás csak elhanyagolhatóan kismértékű lehet.

A hazai vízszintes értelmű kéregmozgás-vizsgálati kísérletek és az országos méretű magassági kéregmozgás-vizsgálatok eredményeiből következtetve megállapítható, hogy a hazánk területén előforduló kéregmozgások vízszintes összetevője évtizedes időtartamra vonatkoztatva is csak milliméter nagyságrendű lehet. Ezt figyelembe véve olyan pontjeleket kell alkalmaznunk az állandósítás során melyeknek saját mozgásuk nem haladja meg a tizedmilliméter nagyságrendet.

Az állandósítás nem elhanyagolható követelménye az egyértelműség. Biztosítani kell, hogy a vízszintes meghatározáshoz alkalmazott mérőműszerek és a megírányozandó jelek vízszintes értelemben minden mérés alkalmával szigorúan azonos módon legyenek a ponton elhelyezhetők. Az ilyen jellegű központosítás műszerállványokat használva is elérhető, mégis célszerűbb megoldás az, ha a mérőműszereket a mérés időtartama alatt véglegesen beépített nagy tömegű szerkezetre rögzítjük. Az is fontos, hogy a méréskor a pont felett a megírányozandó jel ne kerüljön olyan magasra, hogy minden alkalommal levetítésre legyen szükség, valamint a külső és belső irányai lényegesen ne legyenek különböző magasságban. Az összelátás biztosítására már a tervezés során törekedni kell.

Mivel vizsgálati hálózatban több évtizedes vizsgálatokra van szükség a mozgások kimutatására, ezért olyan pontjelölést kell választani, melynek fennmaradása hosszú időn át biztosított. A pontjelek pusztulását általában a pontjel anyaga, a rá ható erők vagy emberi tevékenység okozza. A természeti hatások közül elsősorban a fagyhatástól és a korróziótól kell védenünk a felszínbe helyezett pontjeleket. Megfelelő megoldás lehet, ha a pontjel anyagát és tömegét választjuk meg úgy, hogy ezek megfelelő védelmet nyújtsanak.

Elméletileg ugyan őrpontok alkalmazásával az elpusztult pontjelek visszaállíthatók, erre a lehetőségre azonban nem szívesen támaszkodunk. Az őrpontokkal a pontjelnek a közvetlen környezetéhez viszonyított mozdulatlanságát ellenőrizzük (ha az őrpontok legalább olyan stabilak, mint a vizsgálati pontok).

Nem elhanyagolható szempont a pontjelek kialakítása sem. Fontos, hogy az észlelő személy rajtuk a szükséges méréseket normális testhelyzetben tudja elvégezni. Gyakorlati tapasztalat ugyanis, hogy a mérés közbeni kényelmetlenség hátrányosan befolyásolja a mérési eredményeket.

A szempontoknál a gazdaságosságot is meg kell említeni. Egyértelmű, hogy mind az anyagigény, mind a kialakítási mód tekintetében a kevésbé költséges megoldást kell választani.

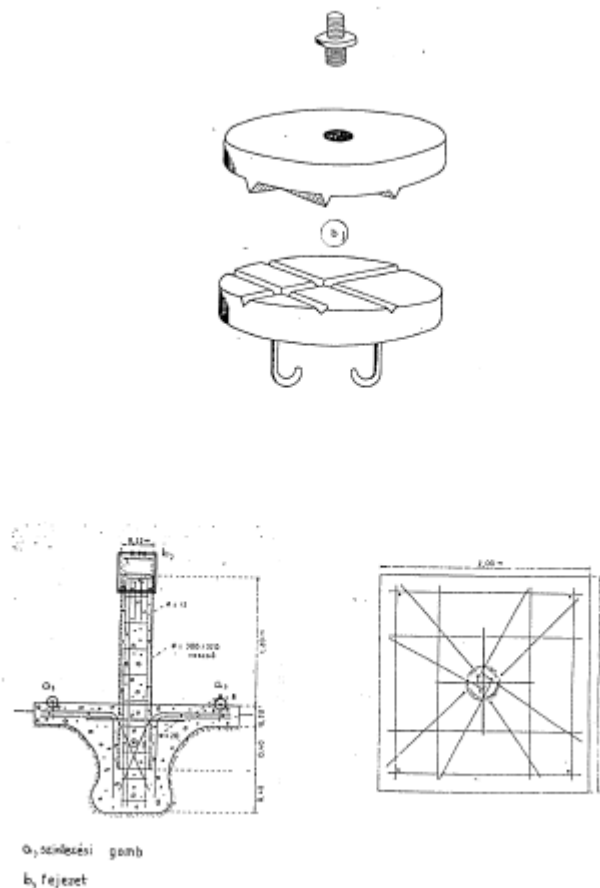
2.5.2 Állandósítás Sóskúton

A sóskúti hálózatban pontjelölés céljából pilléreket alakítottak ki. A pillérek kialakítását ismét a [7] tanulmány részletezi.

A pontok helyét a feltételezett törésvonal mentén, légifénykép-interpretáció alapján jelölték ki. A végleges pontjelek kijelölésekor ügyeltek arra, hogy a pontjelek gépjárművel jól megközelíthetők legyenek.

A pontjel függőleges mérete 2,2-2,5 m, melyből 1,2 m –talpazat és észlelőpillérként- a terepszint fölé emelkedik.

A sziklába mélyített mintegy 0,8 m mély és 0,8 m átmérőjű, kör alakú üreget betonnal töltötték ki, ebbe állították központosan és függőlegesen a 180 cm hosszú 300/320 mm átmérőjű vascsövet (2.2. ábra).



2.2. ábra Egy sóskúti pillér kialakítása [3]

A cső belsejében kengyelekkel összefogott három szál betonvas fut végig és folytatódik a betonvas aljáig. A vascsövet további vasalások rögzítik a betontömbhöz. Ez látható a 2.2. ábra 2. ábráján. Az észlelőszíntként szolgáló talapzatban a betonvasakat a vascsőhöz csatlakoztatva sugárirányban, illetve rácshálószerűen helyezték el. A pontjel olyan monolit vasbeton- szerkezet, amely a környező sziklatömbhöz képest stabil, vagyis azzal együtt mozog. A sértetlen fennmaradás érdekében a pontjel terepszint feletti részét kör alakúra tervezték, elkerülve minden letörhető élet és szögletet. Az emberi és környezeti hatásoktól való védelem érdekében a pilléreket ellenálló fémköpeny veszi körül.

A fémköpenyt a korrózió elleni védelem érdekében világos színű festéssel óvják, egyúttal visszaverő réteget képez, ami az egyoldalú felmelegedéssel szemben is védelmet biztosít.

A mérőműszerek és a megírányozandó jelek minden mérési alkalomkor azonos módon történő elhelyezését a különleges kialakítású pillérfejezet biztosítja. A fejezet a pillér testében helyezkedik el, kör alakú idom, melynek felső síkján mintegy 20 mm széles 17 mm mély, ék keresztmetszetű hornyok vannak. Ez látható a 2.2. ábra 1. ábráján. Mivel a pontjel egyszerű elemekből tevődik össze önmagában nem tudja biztosítani azt a szabatos egyértelműséget, amelyet elvárnak tőle.

A mérések során ezért a fejezet kiegészül egy összekötő elemmel, amit a műszerekkel együtt szállítanak a terepre. Ez a kiegészítő idom kör alakú és a fejezettel azonos méretű, azzal az egyértelmű különbséggel, hogy ugyanaz az alakzat, ami a pillérfejezeten a horony aljában van, ezen az idomtesten olyan kiálló bordázat, mely a horonyba pontosan beleillik. Mivel az alakzat nem körszimmetrikus az illesztés csak egyetlen módon lehetséges.

Az összekötő idom közepén kb. 30 mm átmérőjű menetes furat van. A tulajdonképpeni ponthelyet ennek a függőleges tengelye jelenti, nem pedig a hornyok illetve bordák metszéspontja. Az összekötő idomtestből és az összekötő csavarokból több darab készült, mivel a mérések során egyszerre több hálózati pont vesz részt a mérési folyamatokban. A pillér normális helyzetben való használatát az észlelőpillér négyzet alakú talpazata teszi lehetővé. A talpazat minden sarka közelében egy szintezési gombot helyeztek el, ezek egy részét a vizsgálati pontok közötti magasságkülönbség meghatározására illetve magasságváltozások megállapítására, valamint a pontjelek esetleges dőlésének megállapítására alakították ki. Mindegyik pillérhez négy őrpont tartozik, amelyek a pillérektől 5-15 m távolságban helyezkednek el.

3. Hálózatban végzett mérések

A hálózat kialakítása óta számos különböző mérést végeztek eltérő időpontokban különböző technológiákkal. Ezek vázlatos áttekintése következik a továbbiakban.

3.1 Korábbi iránymérések és eredményei

Kezdetben, amíg a nagypontosságú elektro-optikai távmérők elterjedése nem volt jellemző a hálózatban irányméréseket egy WILD T3 teodolittal végeztek. Ez a teodolit nagypontosságú háromszögelési munkákhoz készült, így ez volt a legalkalmasabb műszer a hálózati oldalak egymással bezárt szögeinek meghatározására. Ilyen szögméréseket végeztek 1984-1992 között. Hosszú idő kihagyása után egy projekt keretében ismét szögmérésre került sor, különböző jeltárcsákra 1999-ben és 2000-ben [3].

Egy diplomaterv keretében szabatos szögmérés történt 1999 őszén és 2000 tavaszán. A szögmérést három fordulóban, két távcsőállásban és két koincidenciával végezték el. A mérések feldolgozása során a kiegyenlítést elvégezték csak iránymérési hálózatként, majd csak a távmérés eredményeivel illetve együttes kiegyenlítést is végeztek irány- és távmérési hálózatként. A kapott eredmények alapján megállapították, a hálózat mozdulatlanságát valamint a hálózati pontok saját mozgását is ki nem mutatható mértékűnek találták.

A hálózatban 2008-ban ismét történtek mérések egy újabb diplomaterv keretében. Ekkor irány- és távmérésre került sor mérőállás segítségével [11]. A mérési eredményekből megállapították a hálózati pontok valamint a hálózat mozdulatlanságát is. Ugyanebben az évben egy másik diplomamunka keretében GNSS mérés is történt [10], ez első alkalommal lehetővé tette különböző technológiák eredményeinek összehasonlítását.

A fent említett mérési eredményekkel együtt hálózatomérési eredmények az alábbi évekből álltak rendelkezésre (többnek körülményeit nem is igazán ismerjük): 1985, 1991, 1992, 1999, 2000 és 2008. Dolgozatomban mérési eredményeim összehasonlítási alapját ezen idősorok eredményei képezték.

3.2 Hálózatban végzett korábbi távmérések és eredményei

A hálózatban végzett távmérésekre kezdetben a Karlsruhei Műszaki Egyetemmel való együttműködés keretében került sor [3]. 1985-ben egy MEKOMETER 3000, 1986-ban egy GEOMENSOR és 1991-ben MEKOMETER 5000 típusú távmérővel mérték meg a hálózat oldalainak hosszát. Az Akadémiai Kutatási Pályázat (AKP) projekt keretében 1999 őszén és 2000 tavaszán a soproni MTA Csillagászati és Földtudományi Kutatóközpont Geodéziai és Geofizikai Intézet (GGKI) munkatársai végeztek méréseket DI2002 távmérővel.

A mérési eredmények alapján a pillérek elmozdulása nem volt kimutatható.

3.3 Korábbi GNSS mérések a hálózatban

A GPS technológia hazánkban való megjelenése után a sósikói mikrohálózat volt az első, ahol méréseket végeztek mozgásvizsgálati célból. Az első ilyen mérésre 1990-ben került sor. A mérést 2 db GEOTRACER 100 egyfrekvenciás vevővel végezték. A következő mérés 1996-ban volt, két TRIMBLE 4000SE műszerrel. 1997-ben minden évben a Karlsruhei Műszaki Egyetem Felsőgeodézia Tanszékével közösen végeztek méréseket a hálózatban kétfrekvenciás vevőkkel [3]. Ezt követően 2008-ban volt a hálózat GNSS vevőkkel megmérve [10].

Az előzetes vizsgálatok szerint csak azokat a GPS méréseket érdemes a mozgásvizsgálatba bevonni, amelyek megbízhatósági mérőszámai ismertek és amelyek kétfrekvenciás GPS vevővel és geodéziai antennával voltak mérve. A vizsgálatból kiesett a 1990-es mérés, mivel csak a pontok koordinátái voltak meg a pontossági mérőszámok hiányoztak. A vizsgálatokból kivonták továbbá az 1996-os mérést is, mert azok a vevők nem geodéziai antennával voltak felszerelve. A vizsgálatokba csak az 1997 utáni méréseket vonták be.

A vizsgálatok során az 1-es, 2-es, pillér mozgása volt kimutatható, melyek jó egyezést mutattak a dőlésvizsgálat eredményével. Az 1-es pillérnél 1,9 mm, a 2-es pillérnél pedig 1,5 mm mozgást állapítottak meg.

3.4 A 2014-ben végzett mérések

3.4.1 Mérés tervezése

A mozgásvizsgálatok tervezése a következők szerint történhet [5].

Mozgásvizsgálatok tervezése:

- a feladat egyértelmű megfogalmazása,
- a mozgásokkal kapcsolatos információ összegyűjtése,
- a pontossági követelmények meghatározása,
- a mérési időpontok megválasztása,
- az egyes mérési alkalmak időszükségletének megállapítása,
- a mérendő pontok helyének és állandósítási módjának meghatározása,
- az alkalmazott mérési technológia és mérőműszerek kiválasztása.

A feladat pontos megfogalmazása a mérés célját határozza meg. Tartalmaznia kell:

- a vizsgált objektum egyértelmű megadását,
- a mozgás leírásának jellegét,
- a mérések kívánt időtartamát.

A mozgással kapcsolatos információk a mérések pontosságának és végrehajtásának időszükségletének meghatározásához, valamint a mérési alkalmak megválasztáshoz szükségesek.

A pontossági követelmények meghatározása során a vizsgálattal elérendő célt kell figyelembe venni. A követelmények meghatározása során vagy a vizsgálandó objektum egészére egységes követelményeket adunk meg vagy az objektum kritikus részeire adunk meg szigorúbb pontossági követelményeket.

A mérési időpontok megválasztása csak esetenkénti mérések során fordul elő.

A mérési alkalmak időszükségletének megállapítása nagyban függ a mozgás sebességétől és a külső kötöttségektől.

A mérendő pontok helyének és állandósítási módjának meghatározása során a vizsgált objektumon a mérendő pontok számának és helyének kiválasztásakor több szempontot is figyelembe kell venni. Fontos szempont az objektum alakja, mérete, a méréshez szükséges idő, valamint az elérendő pontosság is.

Az alkalmazott mérési technológia és műszerek kiválasztása során figyelemmel kell lenni az előírt pontossági követelményekre, a mérési időtartamra, valamint a gazdaságosságra is

A tervezésnél előírt folyamatokat figyelembe véve első lépésként a feladat megfogalmazása történt meg szakdolgozati kiírás formájában. A feladat a sósikúti hálózat vízszintes értelmű mozgásvizsgálata.

A mozgással kapcsolatos információk előző mérési eredménynek formájában, valamint előző tanulmányokból rendelkezésre álltak. Az eredmények alapján megállapítható, hogy ezen a területen a mozgások kimutatására évtizedek szükségesek, ezért szélső pontosságra törekedtünk. Ezen eredményeket figyelembe véve a mérés időtartamának meghatározása elhanyagolható volt.

A pontossági követelmények tekintetében a sósikúti hálózatban az iránymérésekre szabtuk meg a lehetőség szerinti legnagyobb pontossági elvárást és ennek megfelelően választottuk ki a Geoinformatikai Kar műszerparkjából a későbbiekben ismertetésre kerülő mérőállomást (lásd 3.4.2.2. fejezet).

A mérési időpontok megválasztásánál elsősorban az játszott szerepet, hogy az időjárás mennyiben kielégítő a mérések elvégzéséhez. Mind a GNSS mind az irány- és távmérés esetén az időjárási viszonyok megfelelőek voltak, valamint a sósikúti hálózatban néhány évenként, kissé rendszertelen időszakokban ismétlődő mérések a jellemzőek.

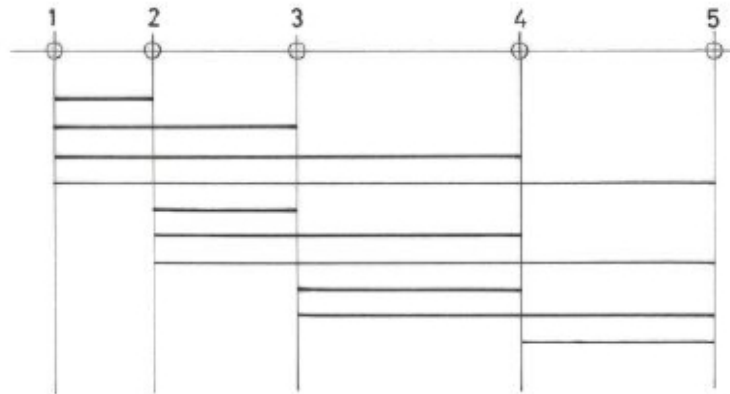
A mérési alkalmak időszükségletének megállapításánál figyelembe vettük a mozgás sebességét. A sósikúti hálózat mozgásai egészen kicsinyek, szinte tekinthetjük statikus hálózatnak is. Az időszükséglet meghatározása az általam végzett mérések közül a statikus GNSS mérésekre értelmezhető, amelyet valamennyi ponton egy időben végzett 4-5 órás mérési időtartamban megfelelőnek ítéltünk meg.

A mérendő pontok helyének megválasztása illetve állandósítása nem volt szerves része a tervezésnek, ugyanis a feladat megfogalmazásában egyértelmű volt a hálózat helye illetve pontjai, melynek állandósítása már 1984-ben megtörtént. A pontok összeláthatóságának vizsgálata azonban szükség volt. A hálózat 4 és 5 pontjai közé az elmúlt évek során egy fa nőtt, a pontok összeláthatósága gyakorlatilag megszűnt, ezért irányvágásra volt szükség.

A „gazdaságossági” szempont a Karon elérhető műszerekre korlátozta a választást. Mint kiderült a mérőállomás választása megfelelő volt, de egy ATR-rel (Automatikus célkövetés) ellátott műszer (amelyet 2008-ban használtak) [11] sokkal jobban megfelelt volna a célnak.

A GNSS méréshez használni kívánt műszerek kiválasztásánál arra törekedtem, hogy lehetőleg egyforma típusú vevőket válasszak a műszerek használata illetve a feldolgozás megkönnyítése érdekében.

A tervezés során miután az irány-és távméréshez a megfelelő műszer kiválasztása megtörtént, illetve az alkalmazni kívánt prizmákat is kiválasztottuk összeadóállandó meghatározást kellett végezni. A vizsgálatot a Pirosalma utcai főépület udvarán végeztük el négy Sokkia prizmára. A vizsgálat menete úgy zajlott, hogy közel azonos távolságokban és azonos magasságban felállítottam az öt műszerlábat, melyekre műszertalpat helyeztem fel. A műszertalpon található talpcsavarokkal az állótengelyt függőlegessé tettem, majd négy állványra prizmát helyeztem az ötödikre pedig a műszert.



3.1. ábra: Összeadóállandó meghatározása minden kombinációban [12]

A távolságokat minden kombinációban háromszoros ismétléssel mértem le. A mérési eredményeket jegyzőkönyvben rögzítettem. A számítást is jegyzőkönyvben végeztem el. Az összeadóállandó meghatározása a következő képlettel számítható[12]:

$$c = - \frac{\sum p_{ij} \cdot t_{ij}}{\sum p_{ij}}$$

Ahol, $p_{ij} = n - 2(j - i)$,

- t_{ij} : az i . pontról a j . pontra mért távolság, mindig az alacsonyabb számú pontról a magasabb számúra vonatkoztatva $i < j$,
- p_{ij} a mért távolság súlya, mely mindig egész szám, de lehet negatív is.

A mérési és számítási eredményeket az 1. számú melléklet tartalmazza.

3.4.2 Mérés során alkalmazott műszerek és módszerek

3.4.2.1. GNSS mérésnél alkalmazott műszerek

A méréstervezéskor törekedtem arra, hogy a hat észlelőpillérre azonos márkájú GPS vevők kerülhessenek. A vevők nem voltak teljesen azonosak. A GEO-ról kapott műszerek 2 db Topcon Hyper Pro vevő (lásd 3.2. ábra), a BME műszerei 2 db Topcon Hiper II vevő, a Navicom Kft. rendelkezésünkre bocsájtott egy Topcon Legacy vevőt, valamint egy Topcon Hiper GGD vevőt.



3.2. ábra: Topcon Hyper Pro vevők [6]

A Topcon Hyper vevő néhány fontosabb tulajdonsága [6]:

A műszer egy saját bázisos RTK-nak (Real Time Kinematic- valós idejű meghatározás) kiépíthető 2G (GPS, GLONASS) vevő. Rendelkezik integrált belső akkumulátorral és antennával is. Mivel mindkét egységet az antennába építették, így nem kell külön csatlakoztatásáról gondoskodni. A vevő képes statikus, kinematikus és RTK mérésre is. A statikus és saját bázisos RTK méréshez a vevőt konfigurálni kell.

A Karon lévő vevőket még a mérés előtti nap beállítottuk a következő paraméterek szerint:

- Elevation mask-Kitakarási szög: 15°
- Logging rate- adatrögzítési intervallum: 15 s

A felszerelés hat vevőből, hat műszertalpból, egy adatrögzítőből valamint a hat közdarabból állt. Az antenna magasság meghatározásához mérőszalagot használtunk.

3.4.2.2 Irány- és távmérésnél alkalmazott műszer

Az irány- és távmérés során alkalmazott műszernek egy Leica TC 1800-as mérőállomást (3.3. ábra) választottam, mert a feladat megoldásánál megkívánt pontossági követelményeknek ez a műszer felel meg a legjobban.



3.3. ábra: Leica TC 1800 mérőállomás [6]

A TC 1800-as műszer a Karon lévő műszerek közül az egyik legpontosabb, szabatos irány-és távmérésre szolgáló műszer. A műszer néhány fontosabb tulajdonsága [6]:

Íránymérés középhibája	1''
Távmérés középhibája	1mm + 2ppm
Távolságok kijelzésének élessége	0.1 mm
Kéttengelyű kompenzátor pontossága	0.3''

A műszer nem motoros, nem célfelismerő és nem célkövető. A bekapcsolás után az állótengely egy elektronikus libellával tehető függőlegessé. A tápellátást két GEB87 típusú belső akku biztosítja. A belső akku 600 szög-és távmérést tesz lehetővé.

Mindkét oldalon található LCD kijelző 8 sorban jeleníti meg az alfanumerikus adatokat.

A műszerben lehetőség van különböző beállítások elvégzésére:

CAL: kalibrálás (műszerhibák: kollimáció hiba indexhiba, fekvőtengelyferdeség meghatározás),

CONF: Konfigurálás (dátum, idő, műszernév stb.),

DATA: adatmenedzser (adatok megtekintése, manuális adatbevitel, fájl törlés),

SETUP: álláspont beállítások (álláspont adatainak és a tájékozás megadása),

MEAS: mérési beállítások (összeadó- és szorzóállandók, távmérési módok, prizmák megadására) van lehetőség.

A 'MEAS' menüpont alatt lehet kiválasztani pl. 'All' menüpontot, ami megméri a távolságot és rögzíti az előre definiált rekordot. A 'Dist' feliratú gomb megnyomásával megtörténik a távmérés, azonban a mérési adat rögzítését a 'Rec' gombbal végezhetjük el. Ez a fajta elkülönítés teszi lehetővé, hogy egyes pontokra csak iránymérés is végezhető legyen.

A **TARGET** funkcióbillentyű segítségével az irányzott pontra vonatkozó beállítások végezhetőek el.

A **PRISM** funkcióbillentyű a prizma kiválasztásra szolgál.

A **PPM** billentyű választásakor a meteorológiai illetve szorzóállandó értéke adható meg.

A **SETUP** menü alatt van lehetőségünk bevinni az álláspont adatait (pontszámot, műszermagasságot, koordinátákat) és itt nullázható a vízszintes körleolvasás vagy állítható egy adott értékre.

A mérési adatok PCMCIA kártyán kerülnek tárolásra MS DOS formátumban. A kártyán tárolt adatok vagy megfelelő kártyaolvasón vihetők át PC-re vagy a műszerhez csatlakoztatott soros kábelén keresztül.

3.4.3 Mérések végrehajtása

A GNSS mérés végrehajtására 2014.03.01.-jén került sor. A megérkezés után terepbejárás következett, amely során először a 4-es pillért kerestük fel. A pillérre felhelyeztük a közdarabot, majd a műszertalpat és a műszertalpra a vevőt. Az állótengelyt függőlegessé tettem a talpcsavarok segítségével. A vezérlőegység segítségével el kellett indítani a TopSurv programot. Következő lépésként létrehoztam az új munkaterületet, melynek a 'sokkut' nevet adtam, majd a 'Next' funkciót választottam. Következő ablaknál lehet kiválasztani a munkaterülethez tartozó konfigurációs beállításokat, itt a statikus funkciót választottam. Következő panelen lehet megadni a következő funkciókat:

- elevation mask- kitakarási szög,
- logging rate- adatrögzítési intervallum,
- Ant type: antenna típusa,
- Ant Ht: antenna magasság.

A megfelelő értékek megadása utána a 'Next' opcióra kattintva megjelenik a mérési paraméter ablak, a 'Finish' gomb megnyomásával létrehoztuk a munkaterületet.

A beállításoknál a bázis funkciót választottuk, lemértük az antenna magasságot majd a 'Start' gombbal elindítottam a mérést. A következő az 5-ös pillér volt, ahol a beállításoknál már rover funkciót választottam, majd az előzőekben leírtak szerint jártam el. Következésként a 6-os pilléren végeztem el a már leírt folyamatot, majd a 3-as, 2-es és végül az 1-es pillér következett. A 4 és az 5 pontokon a Hiper II vevőkkel, a 6 és 3 pontokon a Hyper Pro vevőkkel, a 2 ponton a Legacy-val míg az 1 ponton a Hiper GGD vevővel mértem. A mérés időtartama, ami alatt mind a hat vevő mért 4-5 óra volt. A mérés befejezése után a pillérekről eltávolítottuk a vevőket valamint a közelemeket és elhagytuk a helyszínt.

Az irány- és távmérés elvégzésére 2014.04.12-én került sor. Magunkkal vittük a hat pillérhez tartozó közelemet, valamint egy Leica TC 1800-as mérőállomást, öt Sokkia prizmát, egy szabatos szintezőlécet és egy Leica NA 3000 szabatos szintezőműszert a pillérdőlés megállapításához szükséges mérés elvégzéséhez.

A pillérek megközelítésére nagy segítséget jelentett a gépkocsi, mert az 1-es, 2-es és 3-as pontszámú pillérek elhelyezkedése könnyű megközelítést tesz lehetővé valamint a terepi adottságok is lehetővé teszik a pillérek közötti egyszerű közlekedést. Nagyobb gondot a 4,5 és 6-os pillérek megközelítése jelent. Bár a 4-es és 5-ös pillérekhez egy darabon közös út vezet a 6-os pillér elkülönítve egy dombon található. A pillérek megközelítése csak gyalogosan lehetséges. A pillérek közötti közlekedést nehezített a vízmosságok illetve árkok kialakulása is.

A mérés megkezdése előtt minden pillérre elhelyeztük a megfelelő közelemet, melyek segítségével a pillérekre már a prizmák illetve a műszer is felhelyezhető volt. A prizmák forgatását öt hallgató társam segítségével tudtuk kivitelezni.

A mérést az 1-es pilléren kezdtem meg, miután a műszertalpat és műszert felhelyeztem az összekötőelemre. Első lépésként a talpcsavarok segítségével a műszerben található elektronikus libellával az állótengelyt függőlegessé állítottam. A tényleges mérés megkezdése előtt néhány beállításról még gondoskodni kellett (összeadóállandó, hőmérséklet). A beállítások után definiáltam az álláspontot, kiválasztottam a prizma típusát majd megadtam az irányzott pont számát és elvégeztem az irányzást. A paránycsavarok segítségével az irányszálakat a prizma közepére állítottam, majd megnyomtam a mérés elvégzéséhez szükséges 'All' gombot, mellyel mind az irány- mind a távolságmérés rögzítésre került. Az első távcsőállásban végzett mérés után a távcsövet áthajtottam és az alhidádét átforgattam 180°-kal, hogy a mérést a második távcsőállásban is el tudjam végezni. A mérés végrehajtása három fordulóban történt (I. és II.

távcsőállásban), minden kombinációban irány- és távmérést végeztem. A mérési eredmények a műszerben kerültek rögzítésre. A mérés végeztével az 1-es pillérre kényszerközpontosan prizma került, a mérés a 2-es pilléren folytatódott. A mérési folyamat az 1-es pillérhez hasonlóan zajlott 3-as, 4-es, 5-ös és végül a 6-os pillérrel bezárólag.

Az irány- és távmérést követően minden pillérnél szintezést végeztünk a pillérdőlés megállapításához. Mivel minden pillért egy 2x2 m-es beton talapzat vesz körül, melynek négy sarkában egy-egy szintezési gomb található a feladat könnyedén elvégezhető volt. Az állandósítás során különös gondot fordítottak arra, hogy az egymással szemben lévő gombok egy egyenesre kerüljenek, melynek metszéspontja a pillér középpontja is egyben. A feladat végrehajtása úgy zajlott, hogy a pillértől egy tetszőleges pontban felálltam a szintezőműszerrel, az állótengelyt függőlegessé tettem, majd minden pillérnél, minden szintezési gombra bárkódos lécről történt a leolvasás. A mérés befejeztével minden pillérről eltávolítottuk a közelemet majd visszahelyeztük a pillérekre a védőkupakot (nem mindegyik esetben voltak meg).

4. Mérési eredmények feldolgozása és vizsgálata

4.1 GNSS mérés feldolgozása

A GPS mérések feldolgozása a II. kiegyenlítési csoport szerint történik. A II. kiegyenlítési csoport a mérések (L) és az ismeretleneket jelentő paraméterek (x) közötti felállított közvetítő egyenleteken alapszik. A közvetítő egyenletek olyan geometriai feltételek, amelyeknek a kiegyenlítés után a kiegyenlített mérési eredményekre (U) már teljesülniük kell. Ahány mérést végzünk, annyi közvetítő egyenletet lehet felírni, legyen a mérések száma n . Az egyenletek alakja az alábbi:

$$U = f(x_1, x_2, \dots, x_m)$$

Ahol m a paraméterek számát jelöli. Az m darab közvetítő egyenletből kialakítható egy egyenletrendszer, amelyben figyelembe vesszük, hogy a kiegyenlítés utáni, már minden geometriai igényt kielégítő mérési eredményeket (U) a nyers mérési eredmények (L) valamilyen mértékű megjavításával (v) kapjuk, tehát

$$U = L + v$$

Átrendezés után közvetítő egyenletekből kapott egyenletrendszer az alábbi:

$$Ax + l = v$$

Ahol:

- A az alakmátrix (gyakorlatilag a paraméterek együttható mátrixa)
- l a tiszta tag vektor (az előzetes és mért mennyiségek eltérései)

A legkisebb négyzetek módszerével a javítási egyenleteket a javítások súlyozott négyzetösszegének minimalizálásával kapjuk. A megoldás a fenti egyenletekből valamilyen súlymátrix (P) felvétele után az alábbiakban bemutatott módon számítható (csak a főbb összefüggéseket ismertetem).

$$x = -(A^T P A)^{-1} (A^T P l)$$

Javítások számítása

$$Ax + l = v$$

Kiegyenlített mérések számítása

$$U = L + v$$

Az ezt követő pontossági mérőszámok meghatározása a 4.3 fejezetben kerülnek tárgyalásra.

A GPS mérések feldolgozása Leica Geo Office programban történt. A feldolgozás előtt a nyers mérési fájlokat RINEX (lásd 4.1. ábra) fájlra kellett átalakítani, hogy a program a fájlokat kezelni tudja. Az átalakítást a jps2rin converter-rel végeztem el. Első lépésként a fájlok kiterjesztését kellett megváltoztatni *.jps formátumra, hogy a konvertálás elvégezhető legyen. A konvertálás során két fájl keletkezik:

- egy mérési fájl (kiterjesztése évszám utolsó két jegye és O)
- pályaadat fájl (kiterjesztése évszám és N)

Az átalakítás során a mérési fájlt módosítani kellett, mert a mérés során nem minden vevőt tudtunk beállítani.

2.11	OBSERVATION DATA	M (MIXED)	RINEX VERSION / TYPE
Topcon Tools 8.2.3		11-APR-14 15:41	PGM / RUN BY / DATE
build November 09, 2012	by (c) Topcon	Positioning Systems	COMMENT
log0101aa_Q4N4			MARKER NAME
-Unknown-	-Unknown-	-Unknown-	MARKER NUMBER
8R8IEUEQ4N4	Topcon		OBSERVER / AGENCY
-Unknown-	-Unknown-		REC # / TYPE / VERS
			ANT # / TYPE
4092909.6254	1395597.3065	4672949.1314	APPROX POSITION XYZ
0.0000	0.0000	0.0000	ANTENNA: DELTA H/E/N
1	1		WAVELENGTH FACT L1/2
2014	3	1	TIME OF FIRST OBS
2014	3	1	TIME OF LAST OBS
1.000			INTERVAL
16			LEAP SECONDS
39			# OF SATELLITES
7	C1	P1	# / TYPES OF OBSERV
G 1	4234	4234	PRN / # OF OBS
G 2	12585	12580	PRN / # OF OBS
G 3	2887	2887	PRN / # OF OBS
G 4	13956	13956	PRN / # OF OBS
G 5	8215	8215	PRN / # OF OBS
G 7	14804	14804	PRN / # OF OBS
G 8	10952	10952	PRN / # OF OBS
G 9	10187	10187	PRN / # OF OBS

4.1. ábra: RINEX fájl fejléc

A kiegészítéseket és módosításokat a fejlécben kellett elvégezni. Első lépésként a pontszámot kellett beírni, amit a 'MARKER NAME' sor kezdetén lehetett elvégezni (4.2. ábra).

2.11	OBSERVATION DATA	M (MIXED)	RINEX VERSION / TYPE
Topcon Tools 8.2.3		11-APR-14 15:41	PGM / RUN BY / DATE
build November 09, 2012	by (c) Topcon	Positioning Systems	COMMENT
4			MARKER NAME
			MARKER NUMBER

4.2. ábra: Pontszám módosítása

A pontszám változtatás során ügyelni kellett arra, hogy a megjegyzés helye ne változzon, pontosan ugyanott kezdődjön, ahol eredetileg.

Második lépésként meg kellett adni az antenna típusát, ezt az 'ANT#TYPE' sorban az ismeretlen antennát át kellett írnom Topcon Hyper névre (lásd 4.3. ábra).

```

2.11      OBSERVATION DATA      M (MIXED)      RINEX VERSION / TYPE
Topcon Tools 8.2.3      11-APR-14 15:41      PGM / RUN BY / DATE
build November 09, 2012 by (c) Topcon Positioning Systems      COMMENT
4      MARKER NAME
      MARKER NUMBER
      OBSERVER / AGENCY
      REC # / TYPE / VERS
      ANT # / TYPE
-Unknown-      -Unknown-      -Unknown-
8R8IEUEQ4N4      Topcon
-Unknown-      Topcon Hyper

```

4.3. ábra: Antenna típusának megadása

Végül az antenna magasságot kellett megadni, amit a terepen feljegyeztem (4.4. ábra).

```

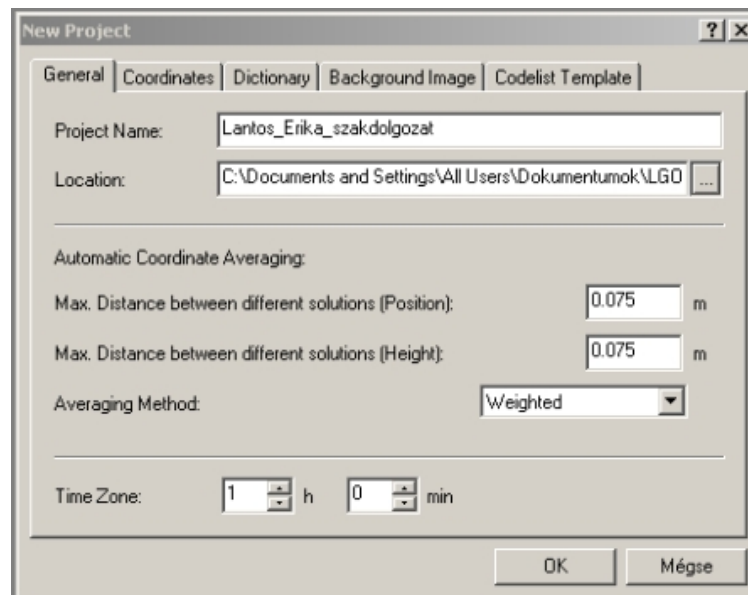
2.11      OBSERVATION DATA      M (MIXED)      RINEX VERSION / TYPE
Topcon Tools 8.2.3      11-APR-14 15:41      PGM / RUN BY / DATE
build November 09, 2012 by (c) Topcon Positioning Systems      COMMENT
4      MARKER NAME
      MARKER NUMBER
      OBSERVER / AGENCY
      REC # / TYPE / VERS
      ANT # / TYPE
      APPROX POSITION XYZ
      ANTENNA: DELTA H/E/N
-Unknown-      -Unknown-      -Unknown-
8R8IEUEQ4N4      Topcon
-Unknown-      Topcon Hyper
4092909.6254 1395597.3065 4672949.1314
0.210      0.0000      0.0000

```

4.4. ábra: Antenna magasság megadása

Minden pilléren lévő vevővel végzett mérési fájlban ezeket a módosításokat el kellett végezni. Ezek után a Leica Geo Office (innenről: LGO) már kezelni tudta a fájlokat.

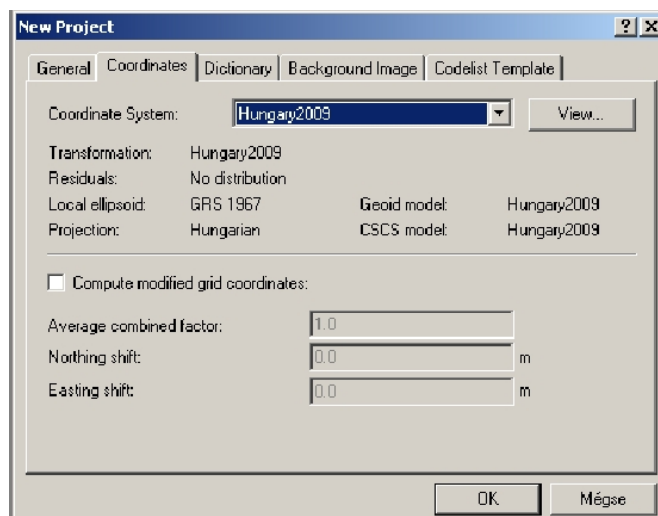
A feldolgozás első lépésként a programban egy projektet kellett létrehozni (4.5. ábra).



4.5. ábra: Projekt létrehozása LGO programban

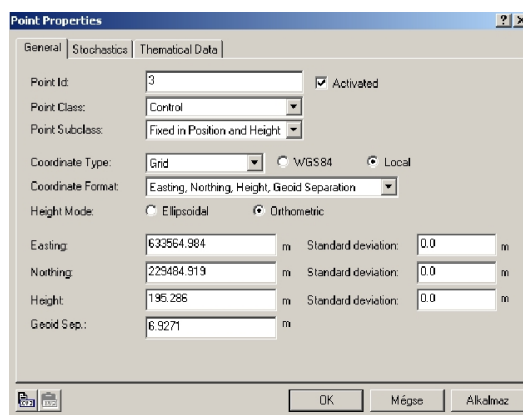
A projekt létrehozása során meg kellett adni a koordinátarendszert is, amely szerint a program már a megfelelő vonatkozási rendszerben értelmezi a mérési eredményeket (4.6. ábra). A programban előre definiálva van az Egységes Országos Vetületi Rendszer, a

helyi ellipszoid, a geoid modell valamint a CSCS (Country Specific Coordinate System Model) modell is. A Geoid modell a magassági eltérés rács értékeit tartalmazza, a CSCS modell pedig a vízszintes eltérés rács értékeit.



4.6. ábra: Koordinátarendszer beállítások

Az említett beállítások után a létrehozott projektbe importálni kellett a már átalakított RINEX fájlokat. Az importálás után lehetőség van megtekinteni a behívott adatokat az 'Adjustment' fül alatt. A 'Point' fül alatt lehet megtekinteni a pontok tulajdonságait, valamint a tulajdonságok alatt egyéb beállításokat is el lehet végezni. Ez a menüpont alatt van lehetőség az adott illetve új pontok megadására. Adott pontként a 3-as pontot választottam (követve a 2008-as mérés feldolgozását [10]) 'Point Class' pont alatt a 'Control' lehetőséget adtam meg. A koordináta típusnál a 'Local' pontot választottam. A koordinátáknál megadtam a 3-as pont EOVS koordinátáit egy korábbi mérés eredményéből (4.7. ábra).

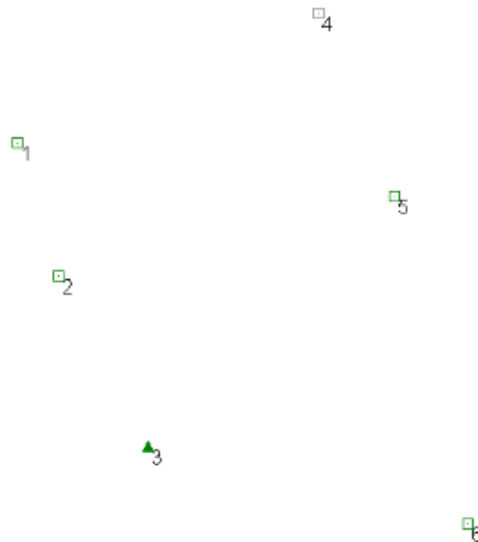


4.7. ábra: Hármas pont tulajdonságai

Következő lépésként a megadott antenna fáziscentrum értékeit kellett megadni L1 és L2 frekvencián egyaránt. Ez az érték Topcon Hyper vevők esetében:

- L1 frekvencián: 0.1059[m]
- L2 frekvencián: 0.0971[m]

Az 'Adjusment' fül alatt megtekintettem a pontok elhelyezkedését (4.8. ábra).

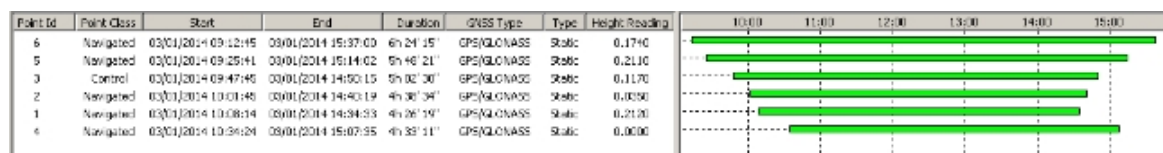


4.8. ábra: Pontok elhelyezkedése

A feldolgozás következő lépéseként a számítás paramétereinek beállítása következett. A beállítások során a következő számítási paramétereket adtam meg (4.9. ábra):

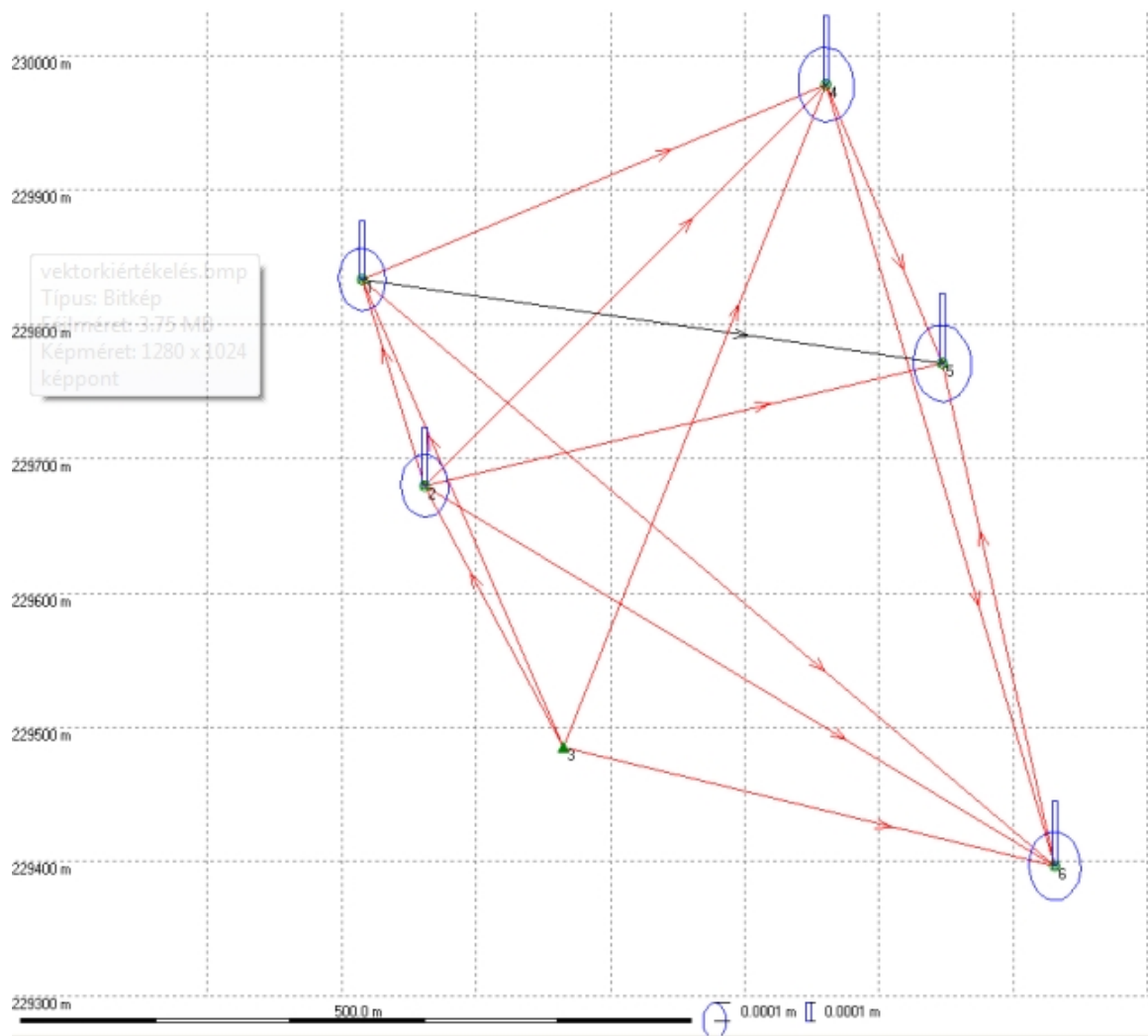
- Cut-off angle: 15°,
- Ephemeris: broadcast,
- Solution type: GPS fix, GLONASS float,
- GNSS type: Automatic,

A beállítások után a 'GPS Process' fül alatt kijelöltem a számítandó vektorokat.



4.9. ábra: Számítandó pontok

A számítás elindítás előtt még a számítás típusát automatikusra kellett állítani. A számítás során a program minden kombinációban elvégezte a pontok között vektorszámítást. A számítás végeztével megjelentek a pontok között vektorok, amelyet a következő ábrán szemléltetek (4.10. ábra).



4.10. ábra: Vektorkiértékelés

A kiértékelés után lehetőség van beállítani, hogy a képernyőn milyen tulajdonságok jelenjenek meg. Beállítottam, hogy jelenjenek meg az abszolút és relatív hibaellipszisek is. A számítások végeztével egy külön fülön megjelennek a kiértékelés adatai, vagyis az új pontok számított koordinátái. A kapott eredményeket exportálással lehet kivinni szövegfájlba. Az exportálás során is van lehetőség beállítani, hogy milyen adatokat szeretnénk még a koordinátákon kívül kiexportálni illetve milyen vetületi rendszerben kívánjuk a koordinátákat szemlélni. A koordináták mellett megadtam a koordináta középhibákat is.

4.2 Irány- és távmérés feldolgozása

Önálló vagy szabad hálózatként nevezzük azokat a hálózatokat, amelyek nem kapcsolódnak ismert alapponthoz.

Az önálló hálózatok lehetnek vízszintes-, magassági-, térbeli hálózatok vagy más hálózatok is. Ezeket a hálózatokat a közvetett mérések kiegyenlítésével egyenlítjük ki.

Az önálló vízszintes hálózatok kiegyenlítésénél három szabadságfok van, amelyek megkötése nélkül a kiegyenlítés nem végezhető el. Egyrészt meg kell kötni valamely pont koordinátáit (ez két eltolási paraméter rögzítését jelenti), másrészt meg kell kötni egy innen kiinduló irányt (ami egy elforgatási paraméternek felel meg). A három szabadságfok megkötése után a hálózat már kiegyenlíthető a legkisebb négyzetek módszerének II. kiegyenlítési csoportja szerint.

A II. kiegyenlítési csoport szerinti kiegyenlítés legnagyobb hátránya, hogy a megkötött koordináták nem paraméterek, ennek megfelelően javítást sem kapnak, így adott koordinátákra pontossági mérőszámok sem származtathatók. Ez a többi pontra vonatkozó középhibákat is torzítja, jellemzően a kezdőponttól távolabb eső pontokra nagyobb hibákat eredményezve. A probléma azonban feloldható, ha kényszerfeltételi egyenleteket vezetünk be, vagyis a IV. kiegyenlítési csoport szerint történik a feldolgozás. Közvetett mérések kiegyenlítése során bevezethetünk a meghatározott paraméterek között fennálló kényszereket. A kényszerfeltételek a meghatározandó paraméterek olyan matematikai kapcsolatai, melyeknek a kiegyenlítés során ellentmondás nélkül teljesülniük kell. A feldolgozás során defektusok (szabadságfokok) számával megegyező kényszerfeltételi egyenletet kell felírni; jelen esetben ez három. A három kényszerfeltételi egyenlet a korábban megfogalmazottaknak megfelelően a kezdő pont két eltolására, valamint az egyik irány megkötésére kell felírunk.

Általánosabb alakban a kényszerfeltételi egyenletek az alábbi formulával adhatók meg:

$$C^T x + w = 0$$

Az egyenletben

- C a kényszerfeltételek együttható mátrixa,
- x a paraméterek vektora és
- w a kényszerfeltételek tiszta tag vektora.

A kényszerfeltételi egyenletek a II. kiegyenlítési csoportnál ismert közvetítő egyenleteket egészítik ki egy nagyobb egyenletrendszerrel.

A javítási egyenletek általános alakja:

$$Ax + l = v$$

A két egyenletrendszerből levezethető a IV. kiegyenlítési csoport normál-egyenletrendszere:

$$\begin{bmatrix} A^T P A & C \\ C^T & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ k \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} A^T P l \\ w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Ebben az egyenletrendszerben előforduló új változók:

- k a korreláta vektor és
- P a súlymátrix.

A feldolgozás során az egyenlet bal oldalának első tagját képező normál mátrix, valamint a bal oldal utolsó tagját képező normál-egyenletrendszer tiszta tag vektora a mérésekből ismert, egyedüli ismeretlen a paraméterek és a korrelátákat tartalmazó vektor. A IV. kiegyenlítési csoport sajátja, hogy a normálmátrix mindig invertálható, nincs szükség pszeudo-inverz képzésre. A fenti normál-egyenletrendszer megoldása:

$$\begin{bmatrix} x \\ k \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} A^T P A & C \\ C^T & 0 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} A^T P l \\ w \end{bmatrix}$$

Az eredményül kapott x paraméterekből és a k korrelátákból a kiegyenlítés javításai, valamint a kiegyenlített mérési eredmények meghatározhatók.

Hatpontos vízszintes hálózat esetében a kényszerfeltételi egyenlet együtthatómátrixa a következők szerint alakul:

$$C^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 \\ x_1 & y_1 & x_2 & y_2 & x_3 & y_3 & x_4 & y_4 & x_5 & y_5 & x_6 & y_6 \end{bmatrix}$$

A kényszerfeltételi egyenletek w tiszta tag vektora zérus vektor, tehát:

$$w = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

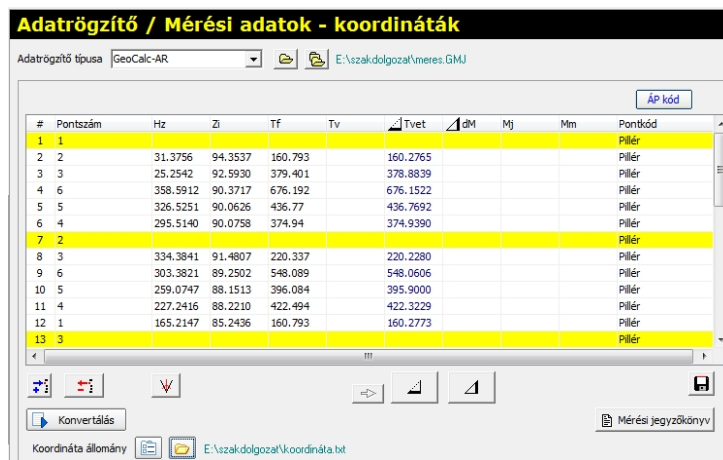
Az irány- és távmérések feldolgozását mind GeoCalc, mind Geoeasy program segítségével elvégeztem (lásd 5 és 6 számú melléklet). A feldolgozó szoftverek hálózat kiegyenlítő moduljáról részletes információ nem állt rendelkezésre. Nyilvánvaló azonban, hogy mindkét program a IV. kiegyenlítési csoport szerint végzi a kiegyenlítést, mivel minden pont koordináta középhibával jellemzett.

4.2.1 Hálózatkiegyenlítés GeoCalc Programmal

Az irány- és távmérés feldolgozásának első lépéseként a három fordulóban mért eredményeket (lásd 2. számú melléklet) kiközepelem, a ferde távolságokat vízszintesre redukáltam.

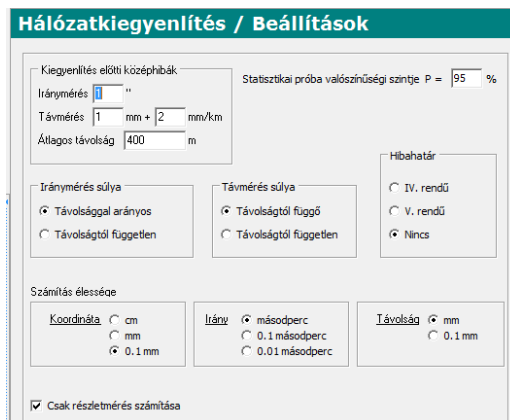
A kiegyenlítéshez felhasznált mérési eredményeket a 3. számú melléklet tartalmazza.

A program megnyitása után a 'Mérési adatok- koordináták' fül alatt van lehetőség a mérési eredmények behívására. Az eredmények megjelenése után el kell végezni a távolságredukció számítását (lásd 4.11. ábra).



4.11. ábra: Mérési adatok importálása és redukció számítása

Ebben az ablakban lehetőség van a mérési jegyzőkönyv kimentésére pdf formátumban. A felhasználni kívánt koordináta állományt is itt tudjuk behívni. Következő lépésként a konvertálást kellett elvégezni. A konvertálás után a 'Hálózatkiegyenlítés' modul alatt tudjuk a kiegyenlítést elvégezni. A kiegyenlítés előtt a kiegyenlítés súlymátrixának felvételéhez szükséges változókat kellett megadni a programnak. A változók beállítását a következő ábra szemlélteti (4.12. ábra).



4.12. ábra: Kiegyenlítési paraméterek beállítása GeoCalc programban

A változók beállítása után a 'Munkaterület' modul alatt megjelenik az állomány, amit az előzőekben ismertetett módon hívtam be, valamint megjelenik a koordinátaállomány is.

Következő lépésként az előzetes számításokat kellett elvégezni (lásd 4.14. ábra)

Az 'Előzetes számítások' modul tartalmazza valamennyi pontot. Fehér színnel jelennek meg az előzetes koordinátákkal megadott pontok, sárga színnel pedig az új pontok még ismeretlen koordinátáinak helye. Következő lépésként az előzetes koordináták számítását kellett elvégezni lásd (4.15. ábra). A program az új pontok koordinátáit poláris pontként számítja.

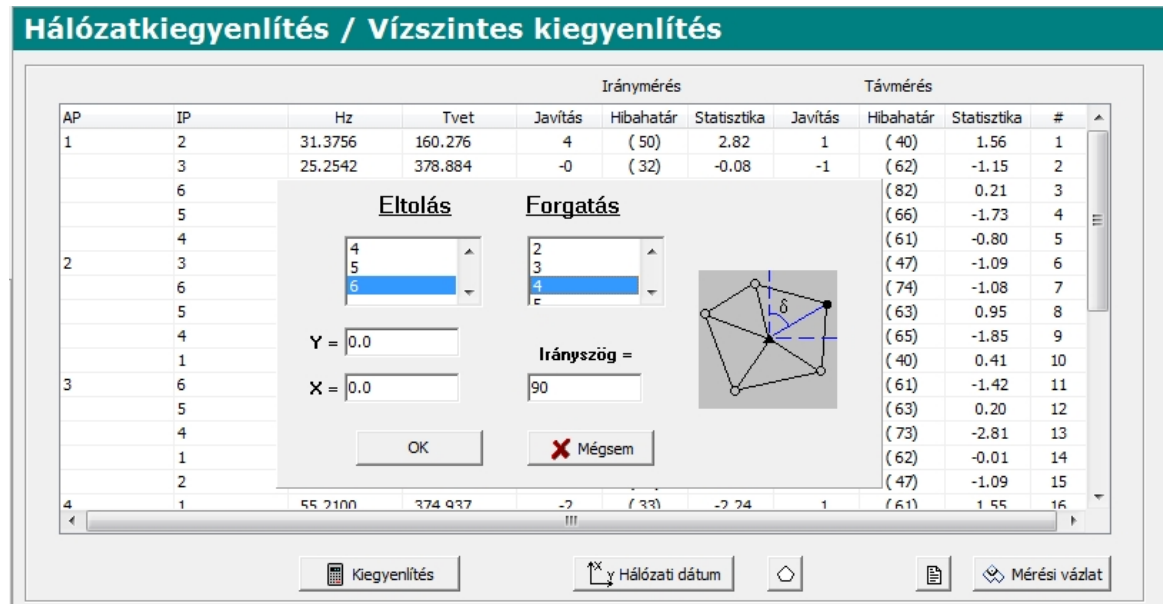
4.15. ábra: Előzetes koordináták

Itt már minden pontnak van előzetes koordinátája. Ezután a 4-es és 6-os pontokat is ismeretlen pontra beállítva a IV. kiegyenlítési csoport szerinti kiegyenlítés elvégezhető. A következő panelon a kiegyenlítés menüvel találkozunk. A kiegyenlítésnél megjelennek a mért vízszintes szögek és a redukált távolságok. Számításra kerülnek valamennyi pont koordinátái, az irány- és távmérés javítás értékei valamint azok pontossági mérőszámai, amit a következő ábra szemléltet. (4.16. ábra)

Hálózatkiegyenlítés / Vízszintes kiegyenlítés										
			Íránymérés				Táv mérés			
AP	IP	Hz	Tvet	Javítás	Hibahatár	Statisztika	Javítás	Hibahatár	Statisztika	#
1	2	31.3756	160.276	4	(50)	2.82	1	(40)	1.56	1
	3	25.2542	378.884	-0	(32)	-0.08	-1	(62)	-1.15	2
	6	358.5912	676.152	-1	(24)	-1.02	0	(82)	0.21	3
	5	326.5251	436.769	-0	(30)	-0.55	-2	(66)	-1.73	4
	4	295.5140	374.939	0	(33)	0.03	-1	(61)	-0.80	5
2	3	334.3841	220.228	2	(43)	2.03	-1	(47)	-1.09	6
	6	303.3821	548.061	-3	(27)	-4.68	-1	(74)	-1.08	7
	5	259.0747	395.900	1	(32)	0.92	1	(63)	0.95	8
	4	227.2416	422.323	3	(31)	4.16	-2	(65)	-1.85	9
	1	165.2147	160.277	-3	(50)	-2.45	0	(40)	0.41	10
3	6	93.4940	376.789	-3	(33)	-3.14	-1	(61)	-1.42	11
	5	34.4838	402.023	0	(32)	0.00	0	(63)	0.20	12
	4	11.4702	531.025	-1	(27)	-1.78	-2	(73)	-2.81	13
	1	326.5207	378.883	2	(32)	2.48	-0	(62)	-0.01	14
	2	322.2123	220.228	4	(43)	3.29	-1	(47)	-1.09	15
4	1	55.2100	374.937	-2	(33)	-2.24	1	(61)	1.55	16

4.16. ábra: Vízszintes hálózatkiegyenlítés

A kiegyenlítés eredményét lehetőség van kimenteni pdf formátumban a jegyzet alakú ikon megnyomásával. Utolsó lépésként a 'Hálózati dátum' funkciót választottam (4.17. ábra).



4.17. ábra: Hálózati dátum beállításai

A hálózati dátum önálló hálózatok elhelyezésével és tájékozásával kapcsolatos számítások elvégzését jelenti. A számítással síkbeli egybevágósági transzformáció történik.

Az eltolás felirat alatti listából kiválasztottam azt a pontot, ahova el szerettem volna tolni a hálózatot, amit a korábbi évek gyakorlatainak megfelelően a 6-os pontban adtam meg. A forgatás felirat alatt megadtam azt a pontot, melynek irányszögét szerettem volna rögzíteni és ez a 4-es pont volt, melyre 90°-ot adtam meg, ezzel biztosítottam, hogy az y tengely keresztül menjen a 4-es ponton ($x_4=0$).

Az eredményeket szemlélve megfigyelhető volt, hogy a távolságokban jelentős eltérések vannak, ezért a távolságokat egy méretarány korrekcióval meg kellett javítani, melynek eredményét a 4. számú melléklet tartalmazza. Alapul a 2000-ben meghatározott koordinátákat vettük, mert ezen koordináták alapulnak a MEKOMETER-es távolságméréseken (ugyanígy jártak el korábbi tanulmányok is, így pl. [11] is 2008-ban).

Az arányossági tényező számítása a következő lépések szerint határozható meg:

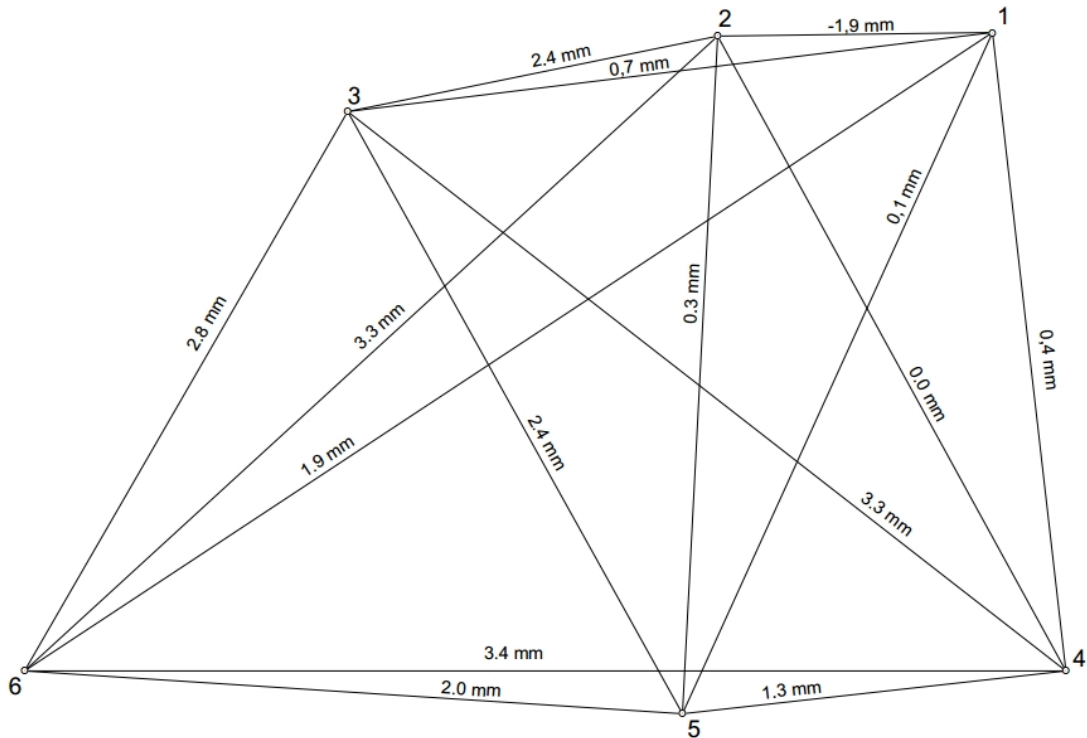
$$t_{12} = \sqrt{(Y_1 - Y_2)^2 + (X_1 - X_2)^2}$$

Ezen képlet alapján számítjuk ki a távolság kombinációkat. A távolságkombinációkat mind a 2000-es mind a 2014-es koordinátákból meghatároztuk.

Következő lépésként ezen távolságok eltérésének számítása következik.

$$\Delta t_{(2000-2014)} = t_{12(2000)} - t_{12(2014)}$$

A $\Delta t_{(2000-2014)}$ távolságkülönbségeket a 4.18. ábra jeleníti meg. Az eltérések láthatóan szabályosak, így feltételezhető a távmérő mérőfrekvenciájának pontatlansága. Ezt kiküszöbölendő valamennyi távolságra méretarány korrekciót meghatározva korrigáltuk azt.



4.18. ábra: Távolság változások

Az egyes távolság kombinációkhoz tartozó arányossági tényező a következő módon számítható:

$$m_{12} = \frac{\Delta t_{12(2000-2014)}}{t_{12(2014)}}$$

Miután minden kombinációra meghatároztuk ezt a korrekciót, ezek átlagaként megkapjuk az arányossági tényezőt a teljes hálózatra vonatkozóan.

$$mh = \frac{\sum m}{n}$$

ahol:

- m a méretarány korrekció minden kombinációra
- n távolság kombinációk száma

Ahhoz, hogy a javított távolságokat megkapjuk, a méretarány korrekcióval megszorozzuk az idei távméréseket. A számítás eredményét a 4. számú melléklet tartalmazza.

$$t_{12(javitott)} = t_{12(mért)} \cdot (1 + mh)$$

A távolságok javítása után az előzőekben ismertetett módon a kiegyenlítés ismét elvégeztem, immár a javított távolságokkal.

A hálózati dátum beállítása után a kiegyenlítés eredményét kimentettem pdf formátumba (lásd 5. számú melléklet).

A kiegyenlítésből nyert koordinátákat a 4.1. táblázat mutatja.

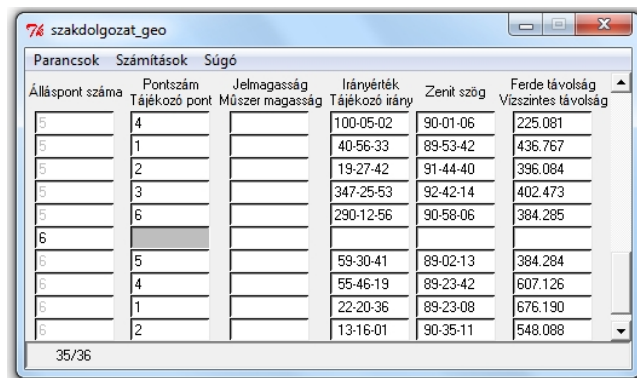
Pontszám	Y	X
1	564,2999	372,4882
2	404,0374	370,3020
3	188,2302	326,4023
4	607,0935	0,0000
5	383,4123	-25,0612
6	0,0000	0,0000

4.1. táblázat: Koordináták a GeoCalc-kal végzett kiegyenlítésből

4.2.2 Vízszintes hálózatkiegyenlítés GeoEasy programmal

Különböző programok összehasonlítása céljából a kiegyenlítési feladatot elvégeztem GeoEasy program segítségével is.

A program megnyitás után a mérési eredményeket kellett manuálisan bevinni, hiszen a háromfordulós mérést egy fordulós méréssé közepeltem. A távolságok megadása a GeoCalc programban már redukált távolságok szerint történt. A program eltérése már abban is mutatkozik a GeoCalc programétól, hogy (kissé szokatlanul) minden műveltet külön ablakban lehet elvégezni. A mérési eredmények megadása a következő ablakban történt (lásd 4.19. ábra).



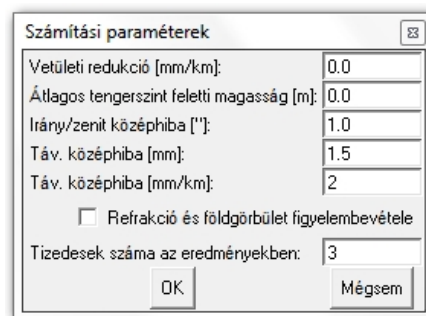
The screenshot shows the '76 szakdolgozat_geo' window with a menu bar (Parancsok, Számítások, Súgó) and a data table. The table has columns for 'Álláspont száma', 'Pontszám', 'Tájékoztató pont', 'Jelmagasság', 'Műszer magasság', 'Írányérték', 'Tájékoztató irány', 'Zenit szög', and 'Ferde távolság'. The data is as follows:

Álláspont száma	Pontszám	Tájékoztató pont	Jelmagasság	Műszer magasság	Írányérték	Tájékoztató irány	Zenit szög	Ferde távolság
5	4				100-05-02		90-01-06	225.081
5	1				40-56-33		89-53-42	436.767
5	2				19-27-42		91-44-40	396.084
5	3				347-25-53		92-42-14	402.473
5	6				290-12-56		90-58-06	384.285
6								
5	5				59-30-41		89-02-13	384.284
5	4				55-46-19		89-23-42	607.126
5	1				22-20-36		89-23-08	676.190
5	2				13-16-01		90-35-11	548.088

At the bottom left of the window, it says '35/36'.

4.19. ábra: Mérés eredmények GeoEasy programban

A mérési eredmények megadása után a kiegyenlítés változóit (számítási paramétereket) kellett megadni. A számítási paraméterek megadása az előző programnál ismertetett értékek szerint történt, mely a következő ábrán szemléltethető (4.20. ábra).



The 'Számítási paraméterek' dialog box contains the following fields and options:

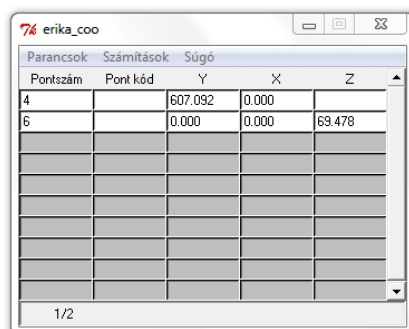
- Vetületi redukció [mm/km]: 0.0
- Átlagos tengerszint feletti magasság [m]: 0.0
- Írány/zenit középhiba ["]: 1.0
- Táv. középhiba [mm]: 1.5
- Táv. középhiba [mm/km]: 2
- ☐ Refrakció és földgömbület figyelembevétele
- Tizedesek száma az eredményekben: 3
- Buttons: OK, Mégsem

4.20. ábra: Számítási paraméterek megadása

A számítási paraméterek megadása után itt is szükség van egy kezdőpont (6-os) és egy kezdőirány (4-es) megkötésére. Tekintettel arra, hogy a kezdő irány nem adható meg csak valamely pont egyik koordinátájának megkötésével ennek a pontnak is meg kell adni mind a két koordinátáját. Előzetesen a 4-es pont koordinátáját úgy számoltam ki, hogy

mivel a 6-os és 4-es pontok közötti távolság ismert volt és azt vízszintesre redukáltam, majd közepeltem ez lett a 4-es pont y koordinátája.

A kezdeti beállításoknál a koordináta panel a következő képen nézett ki.

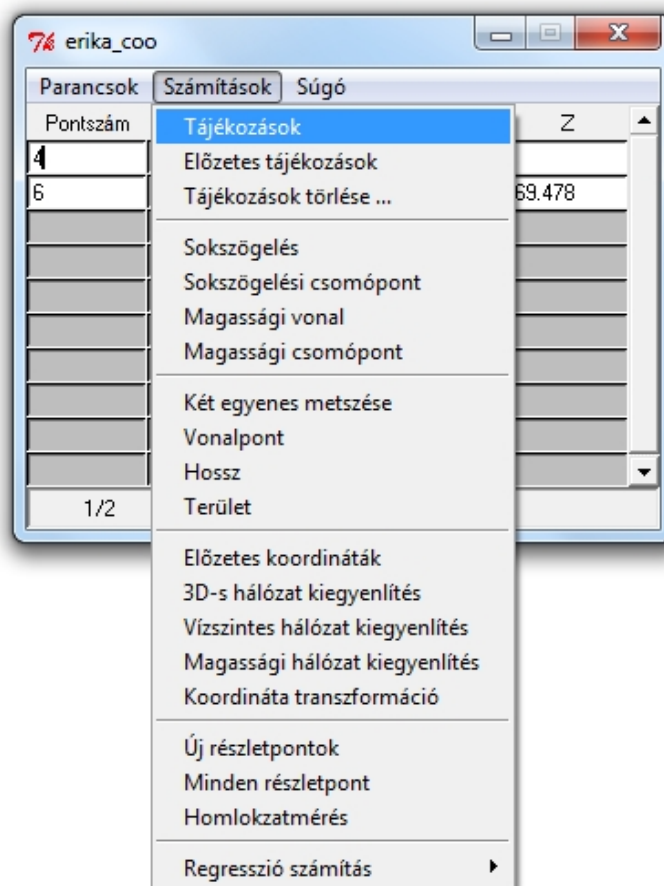


Pontszám	Pont kód	Y	X	Z
4		607.092	0.000	
6		0.000	0.000	69.478

1/2

4.21. ábra: Kezdeti koordináták megadása

Következő lépésként a számítások előtt a tájékozások elvégzését kell végrehajtani. Ezt a műveletet a főpanel 'Számítások' menüpont alatt lehet kiválasztani, amelyet a következő ábra szemléltet (4.22. ábra)



4.22. ábra: Tájékozás elvégzése

A tájékozások eredményét az 'Eredmény' panel jeleníti meg. Ez látható a következő ábrán (4.23. ábra).

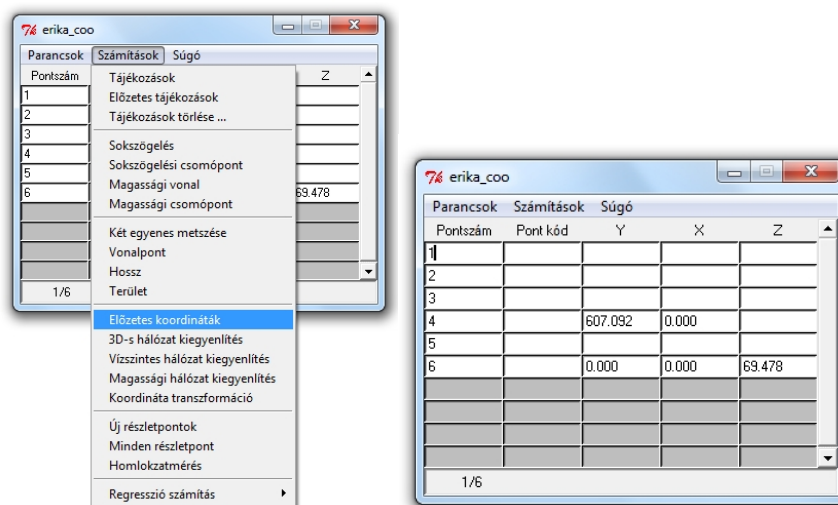
```
2014.05.21 19:43 - C:/Users/Erika/Desktop/GNSS/geoeasy kiegy/erika.geo adatok betöltve

2014.05.21 19:50 - Tájékozás - 4
Pontszám Pontkód Irányérték Irányszög Táj.szög Távoltság e" e"max E (m)
6 331-54-10 270-00-00 298-05-50 607.092 0 30 0.000
Középtájékozási szög 298-05-50
```

4.23. ábra: Tájékozás eredménye

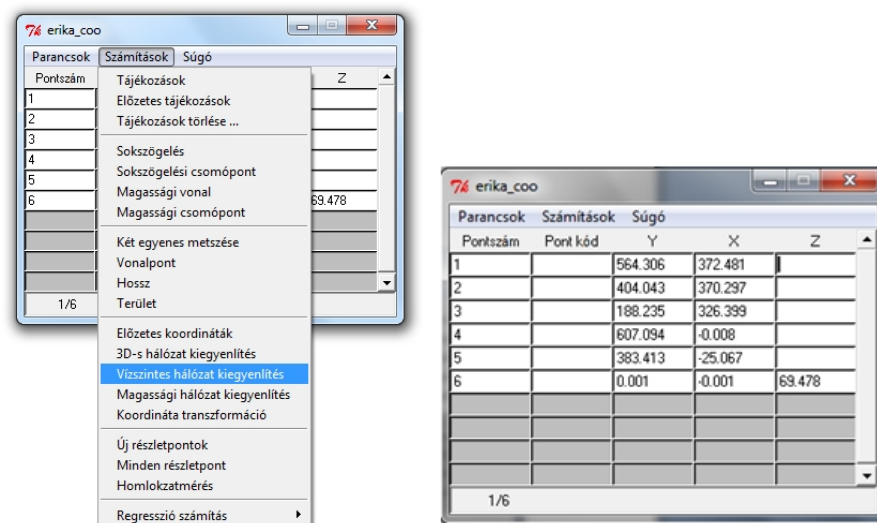
Azonban a tájékozás elvégzése után előzetes koordinátákat számítunk a programmal valamennyi ismeretlen pontra, amelyek csak az 'Eredmény' panelen jelennek meg.

Az előzetes koordináták megadása látható a következő ábrán (4.24. ábra).



4.24. ábra: Előzetes koordináták megadása

A vízszintes hálózat kiegyenlítés funkciót választva a kiegyenlítés megtörténik és megjelennek a panelon a kiegyenlített koordináták (lásd 4.25. ábra)



4.25. ábra: Vízszintes hálózat kiegyenlítés és kiegyenlített koordináták

A vízszintes hálózatkiegyenlítés lehetőséget ad az ismeretlenek definiálására, így lehetőség van a kiegyenlítést II. kiegyenlítési csoport szerint kiegyenlíteni (ekkor a 4-es és 6-os pontokat nem adjuk meg ismeretlennek). Ha a IV. kiegyenlítési csoport szerint szeretnénk a kiegyenlítést elvégezni, akkor az említett pontokat is új pontként definiáljuk. A IV. kiegyenlítési csoport szerinti kiegyenlítés eredményét az 6. számú melléklet tartalmazza. Az eredmények rövid értelmezését azonban itt tárgyalom.

Az *a priori* és *a posteriori* hibák aránya 1.133-ra adódott, az ezek egyezőségére végzett statisztikai próba 90%-os konfidencia szinten megfelelőnek bizonyult. Ez alatt a kiegyenlített paraméterek (koordináták) előzetes és kiegyenlítés utáni értékei szerepelnek, valamint a kiegyenlített koordináták megbízhatósága is. A középhibák értékei 0,5 és 0,6 mm nagyságrendűek lettek. Ezt követik a kiegyenlített tájékozási ismeretlenek, amelyek 0,8'' és 0,9'' megbízhatósággal jellemezhetők. A következő táblázat a hibaellipsziseket mutatja, melyből jól látható, hogy elég homogén megbízhatóságot sikerült elérnem, hiszen minden ponton a hibaellipszisek szinte kört mutatnak. A fél-nagy tengelyek (a) és fél-kistengelyek (b) értékei mindenhol 0,5 mm és/vagy 0,6 mm értékűre alakultak.

A kiegyenlített mérések kilistázása után a javítások értékeinek bemutatása és azok minősítése következik. A javítások értékei alapján egyedül egy esetben mondható a javítás értéke „nagy”-nak, ami mérési pontatlanságot feltételez. Ilyen javítások esetében a program „k”, „m” vagy „mk” jelölést tesz, ami a mérés pontosságának kritikusságára, annak szintjeire utal. Ezen kritikusnak minősített mérések megtartásáról vagy elhagyásáról a feldolgozást végző személy dönt. Tekintettel arra, hogy a kiegyenlítés megbízható és homogén eredményeket adott, továbbá a kritikusság mértéke is kicsi volt (csak „m” besorolást kapott) feleslegesnek ítélt meg, ezen mérési eredmény elhagyását.

Az utolsó vizsgálat a Kolgomorov-Szmirnov teszt, melynek eredménye 88.5% lett. Ez a vizsgálat a javítások normalitásvizsgálatát végzi és 88.5%-ban normális eloszlásúnak találtatott, ami nagyon magas értéknek számít. Ez a vizsgálat azért fontos, mert a legkisebb négyzetek módszere szerinti kiegyenlítés egy előzetes feltételezése a hibák normális eloszlásának feltételezése, amit a feldolgozás esetében meg is erősített. Azért, hogy a kapott eredmények GeoCalc programmal végzett kiegyenlítéssel összehasonlíthatók legyenek, síkbeli egybevágósági transzformációval a 6-os pontba, valamint az y tengely irányát a 4-es pont irányába transzformáltuk. A transzformációs listát a (7. számú melléklet) tartalmazza. Mivel az elforgatás során egészen kis szöggel

kellett számolnunk, a szög nagyságát radiánban az ívhossz (x irányú koordináta eltérése a 4-es pontnak) és a sugár (a 4-es és 6-os pontok távolsága) hányadosaként számoltam.

A transzformáció egyenlete:

$$\begin{bmatrix} Y \\ X \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \frac{x_4}{t_{46}} & -\sin \frac{x_4}{t_{46}} \\ \sin \frac{x_4}{t_{46}} & \cos \frac{x_4}{t_{46}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y \\ x \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} y_6 \\ x_6 \end{bmatrix}$$

A transzformációval kapott koordinátákat a 4.2. táblázat ismerteti.

Pontszám	Y	X
1	564,3001	372,4884
2	404,0375	370,3025
3	188,2303	326,4017
4	607,0934	0,0000
5	383,4125	-25,0614
6	0,0000	0,0000

4.2. táblázat: Koordináták a GeoEasy programmal végzett feldolgozásból

A két programmal történő kiegyenlítés után ITR4 szoftverrel két meghatározási tervet készítettem. Az egyik vázlat a mérési eredményeket ábrázolja geometriailag, a másik vázlaton a kiegyenlítés meghatározási terve szerepel, melyet a 8. és 9. számú melléklet tartalmaz.

4.3 Megbízhatósági mérőszámok

A hálózatok kiegyenlítésének részét képezi a kiegyenlített mennyiségek pontossági és megbízhatósági mérőszámainak meghatározása is. A pontossági mérőszámok a kiegyenlített mennyiségek kovarianciamátrixából határozhatók meg. A megbízhatósági mérőszámok a kiegyenlített mennyiségeket terhelő még kimutatható legkisebb durva hiba értékével jellemezhető [4].

A pontossági és megbízhatósági mérőszámok közül ismertetném a leggyakrabban előfordulókat.

1) Súlyegység középhibája

A súlyegység középhibája dimenzió nélküli mennyiség, mely számszerűleg egyezik az egység súlyú mérés középhibájával. Az m_0 *a priori* középhiba értéke: 1.000000.

$$m_0 = \sqrt{\frac{v \cdot P \cdot v}{f}}$$

ahol: - f a fölös mérések száma

Írány- és távmérési hálózat esetén:

$$f_L = n_L + n_T - p_1 - 2 \cdot p + 3$$

ahol:

- n_L az iránymérések száma,
- n_T a távolságmérések száma,
- p_1 az álláspontok száma,
- p a hálózat pontjainak száma.

2) Koordináta-középhibák

A koordináta-középhibák meghatározásához ismernünk kell a kiegyenlített paraméterek súlykoefficiens-mátrixát.

$$Q_{XX} = (A \cdot P \cdot A)^{-1}$$

Ebből a koordináta-középhibák a következő módon számíthatók:

$$m_{XX} = m_0 \cdot \sqrt{q_{XX}}$$

ahol:

- m_0 a súlyegység középhibája,
- q_{xx} a súlykoefficiens-mátrix főátlójában lévő elemek.

3) Kiegyenlített mérési eredmények középhibái:

A középhibák meghatározásához szükség van a kiegyenlített mérési eredmények súlykoefficiens-mátrixára. Ez így számolható:

$$Q_{UU} = A \cdot Q_{XX} \cdot A$$

A kiegyenlített mérési eredmények középhibái:

$$m_{UU} = m_0 \cdot \sqrt{q_{UU}}$$

ahol:

- m_0 a súlyegység középhibája,
- q_{UU} a súlykoefficiens-mátrix főátlójában szereplő elemek.

4) Javítások középhibái

A középhibák számításához meg kell határoznunk a javítások súlykoefficiens-mátrixát.

$$Q_{VV} = P^{-1} - Q_{UU}$$

Ebből a javítások középhibái már számíthatók:

$$m_{VV} = m_0 \cdot \sqrt{q_{VV}}$$

ahol:

- m_0 a súlyegység középhibája,
- q_{VV} a súlykoefficiens-mátrix főátlójában lévő elemek.

4.4 Az eredmények értékelése

Az egyes feldolgozó szoftverekkel kapott koordinátákat a 4.1. és 4.2. táblázat tartalmazza. A megbízhatósági mérőszámok közül a legfontosabb a kiegyenlített koordináták középhibája. Az egyes feldolgozás mellékleteiben ezek megtalálhatók. Összességében mindkét programról elmondható, hogy közel azonos eredményeket mutat, jellemzően 0,6 mm- nek becsülte a GeoCalc program illetve egy koordináta esetében volt 0,5 mm. A GeoEasy programmal történt feldolgozásban négy koordináta esetében volt 0,5 mm érték. A statisztikák megfelelnek a két szoftverrel végzett felmérés eredményeinek is: az említett két táblázatot összehasonlítva látható, hogy az egyes koordináták eltérése néhány tized mm értéke sehol nem haladja meg a 0,5 mm-t.

Bár mindkét feldolgozó szoftver nagy mozgásteret a feldolgozó számára, tapasztalatom szerint ugyanolyan paraméterezésre törekedve (különösen a súlyozás terén van erre lehetőség) a két szoftver elfogadhatóan azonos eredményeket adott.

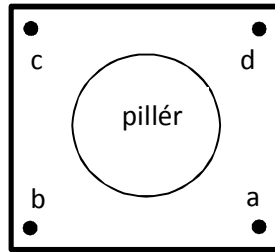
A továbbiakban gyakorlatilag szabadon megválasztható, mely feldolgozás eredményeivel végezzük a vizsgálatokat, hiszen az eredmények közel azonosak. Választásom azonban a GeoCalc programból kapott eredményekre esett.

5. Hálózat mozgásvizsgálata

5.1 Pillérdőlés vizsgálat

A hálózati pontok kialakítása lehetővé teszi, hogy a pillérek dőlését szintezéssel meghatározhassuk [3]. A dölések meghatározását felsőrendű szintezéssel végeztük el, a pillérek talapzataiba beépített szintezési gombok magasságának meghatározásával (lásd 10. számú melléklet). Ezek a magasságok egy helyi rendszerben értelmezettek, a nulla magasságúnak kiválasztott gombhoz képest.

Első lépésként meghatározzuk az ac illetve bd szintezési pontok (a két átló irányában) magasságkülönbségeit az idén végzett mérésekből (ezt i indexszel jelöljük), amit összevetek korábbi 0 viszonyítási időpontokban meghatározott magasságkülönbség értékekkel (lásd 5.1. ábra).



5.1. ábra: A pillér és a szintezési gombok elhelyezkedése az alapon

$$\Delta H_0^{a-c} = H_0^c - H_0^a$$

$$\Delta H_0^{b-d} = H_0^d - H_0^b$$

$$\Delta H_i^{a-c} = H_i^c - H_i^a$$

$$\Delta H_i^{b-d} = H_i^d - H_i^b$$

Ezután történik a dölések mérési időpontok közötti változásainak meghatározása, amely az adott átló irányában való dőlésről nyújt információt.

$$\Delta \Delta H_{0-i}^{a-c} = \Delta H_i^{a-c} - \Delta H_0^{a-c}$$

$$\Delta \Delta H_{0-i}^{b-d} = \Delta H_i^{b-d} - \Delta H_0^{b-d}$$

Ha a pillérek geometriai adatai ismertek, a két átló irányában a vízszintes elmozdulás már meghatározható.

$$d_{0-i}^{a-c} = h \operatorname{tg} \alpha_{0-i}^{a-c} = \frac{h}{t} \Delta \Delta H_{0-i}^{a-c}$$

$$d_{0-i}^{b-d} = h \operatorname{tg} \alpha_{0-i}^{b-d} = \frac{h}{t} \Delta \Delta H_{0-i}^{b-d}$$

Ahol:

- h a pillér magassága,
- t a szintezési pontok távolsága.

Az átlókban történt elmozdulásokból számítható a pillér fejezetének elmozdulása.

$$d_{0-i} = \sqrt{(d_{0-i}^{a-c})^2 + (d_{0-i}^{b-d})^2}$$

A pillér dölések vizsgálatát excel tábla segítségével végeztem el (lásd 11. számú melléklet). A számításhoz használt pillér magasságok korábbi mérésekből ismertek voltak, melyet a következő táblázat mutat.

Pillér száma	Pillér magassága [m]
1	1,227934
2	1,349525
3	1,251338
4	1,256521
5	1,194628
6	1,248046

5.1. táblázat: Pillérek magasság

A szintezési pontok távolsága pontosan 2m (legalább is korábbi tanulmányok is ezen névleges értékkel végezték el a pillérdőlés számítását, lásd pl.[11]). Ezek alapján a számítások a következő táblázat utolsó oszlopában található magasságkülönbség értékeket eredményezte. A táblázatban az 1. átlóirány a mindenkor ac irány megfelelője, míg a 2. átlóirány a bd irányra vonatkozik.

Átlóirányok	2014
1.pont, 1. átlóirány	-5353
1.pont, 2.átlóirány	-3487
2.pont, 1. átlóirány	-4419
2.pont, 2.átlóirány	-1967
3.pont, 1. átlóirány	1034
3.pont, 2.átlóirány	-2796
4.pont, 1. átlóirány	2579
4.pont, 2.átlóirány	-3068
5.pont, 1. átlóirány	8628
5.pont, 2.átlóirány	-10535
6.pont, 1. átlóirány	2089
6.pont, 2.átlóirány	-4083

5.2. táblázat: Pillérenként a mért magasságkülönbségek mm-ben

A következő táblázatban hasonlítom össze a mért eredményeket előző évek magasságkülönbségeivel (lásd 5.3. táblázat). Valamennyi magasságmeghatározás értékéből irányonként az átlagértéket levontam és azt tüntettem fel a táblázatban. A táblázatot vizsgálva megfigyelhető, meggyőző mértékben valamely irányba következetesen egyik pillér esetében sem lehet kimutatni mozgást. A korábbi adatok alapján az 1. pillér 2. átlóirányában volt tapasztalható dőlés, ezt azonban az idei mérés nem támasztotta alá. A dőlési folyamat vagy megállt, vagy a korábbi 3 mérési epochából korai volt dőlésre következtetni.

Átlóirányok	1988	2000	2008	2014
1.pont, 1. átlóirány	-0,47375	0,07625	0,09125	0,30625
1.pont, 2.átlóirány	2,55500	0,01500	-1,49500	-1,07500
2.pont, 1. átlóirány	0,84625	-0,68375	0,03125	-0,19375
2.pont, 2.átlóirány	1,08625	-0,19375	-0,34875	-0,54375
3.pont, 1. átlóirány	-0,07125	0,07875	-0,06625	0,05875
3.pont, 2.átlóirány	0,16125	-0,21875	0,04625	0,01125
4.pont, 1. átlóirány	-0,46375	0,04625	0,26125	0,15625
4.pont, 2.átlóirány	-0,22500	0,19500	-0,08500	0,11500
5.pont, 1. átlóirány	0,30250	0,00250	-0,07750	-0,22750
5.pont, 2.átlóirány	-0,32500	-0,28500	0,19500	0,41500
6.pont, 1. átlóirány	-0,56750	0,10250	0,22250	0,24250
6.pont, 2.átlóirány	0,48125	0,05125	-0,37375	-0,15875

5.3. táblázat: Pillérdölések mm-ben

Mivel a későbbi összehasonlítás során a legnagyobb hangsúlyt a legutóbbi, 2008-as meghatározásra végzem, a pillérdölések szempontjából is ezzel az epochával való összehasonlítás bír jelentőséggel. A két epocha közötti eltérése maximális értéke 0,4 mm, ez is épp a vitatható megbízhatóságú 1. pont 2. átlóirányába esik (lásd 5.4 táblázat $\Delta\Delta H_{0-i}$ oszlopa), így összességében jelentős pillérdőlés nem mutattunk ki.

A következő táblázatban a pillérdőlés következtében fellépő vízszintes elmozdulás mértékét határozom meg a feljebb ismertetett összefüggések alapján.

Átlóirányok	ΔH_0 (2008) [0,01 mm]	ΔH_i (2014) [0,01 mm]	$\Delta\Delta H_{0-i}$ (2014-2008) [mm]	vízszintes elmozdulás [mm]	d_{0-i} (teljes elmozdulás) [mm]
1.pont, 1. átlóirány	-5374,5	-5353,0	0,215	0,093	0,205
1.pont, 2. átlóirány	-3529,0	-3487,0	0,420	0,182	
2.pont, 1. átlóirány	-4396,5	-4419,0	-0,225	-0,107	0,142
2.pont, 2. átlóirány	-1947,5	-1967,0	-0,195	-0,093	
1.pont, 1. átlóirány	1021,5	1034,0	0,125	0,055	0,057
3.pont, 2. átlóirány	-2792,5	-2796,0	-0,035	-0,015	
4.pont, 1. átlóirány	2589,5	2579,0	-0,105	-0,047	0,100
4.pont, 2. átlóirány	-3088,0	-3068,0	0,200	0,089	
5.pont, 1. átlóirány	8643,0	8628,0	-0,150	-0,063	0,112
5.pont, 2. átlóirány	-10557,0	-10535,0	0,220	0,093	
6.pont, 1. átlóirány	2087,0	2089,0	0,020	0,009	0,095
6.pont, 2. átlóirány	-4104,5	-4083,0	0,215	0,095	

5.4. táblázat: Vízszintes elmozdulások a pillérdölések következtében mm-ben

5.2 Mozgásvizsgálat lineáris regresszióval

A hálózat mozgásvizsgálata kétféle módszerrel történhet. Mindkét módszer matematikai-statisztikai alapokon nyugszik, de lényegüket tekintve különbözőek egymástól. A kétféle számítási módszer lehetőséget ad az eredmények összehasonlítására.

A lineáris regresszió módszerével a 1985 és 2014 közötti mérési időpontok és a hozzájuk tartozó koordináták kapcsolatát vizsgáltuk [10].

Valamely vizsgált pont Y és X koordinátái paraméteresen és a t időpontok a következők:

i	t_i	Y_i	X_i
1	1985	Y_{1985}	X_{1985}
2	1991	Y_{1991}	X_{1991}
3	1992	Y_{1992}	X_{1992}
4	1999	Y_{1999}	X_{1999}
5	2000	Y_{2000}	X_{2000}
6	2008	Y_{2008}	X_{2008}
7	2014	Y_{2014}	X_{2014}

5.5. táblázat: Vizsgált pontok koordinátái és a t időpontok

Folyamatos mozgást feltételezve, a mérési időpontok és a hozzájuk tartozó koordináták sztochasztikus kapcsolatát lineáris függvény esetén a korrelációs együttható jellemzi.

A lineáris függvény maga a regressziós egyenes.

A t_i , Y_i értékpárok alapján a korrelációs együttható a következő összefüggéssel írható fel:

$$R_{Yt} = \frac{\sum_{i=1}^k (t_i - a_t) \cdot (Y_i - a_Y)}{(k-1) \cdot S_t \cdot S_Y}$$

ahol:

$$- \text{ a mintaközép: } a_t = \frac{\sum_{i=1}^k t_i}{k} \quad a_Y = \frac{\sum_{i=1}^k Y_i}{k}$$

$$- \text{ tapasztalati szórásnégyzet: } S_t^2 = \frac{\sum_{i=1}^k (t_i - a_t)^2}{k-1} \quad S_Y^2 = \frac{\sum_{i=1}^k (Y_i - a_Y)^2}{k-1}$$

A regressziós egyenes egyenlete a következő alakban írható fel:

$$Y = a_Y + R_{Yt} \cdot \frac{S_Y}{S_t} \cdot (t - a_t) = g + h \cdot t$$

Az $Y = g + h \cdot t$ alakú egyenlet a pont mozgásának Y irányú vetülete. A mozgás sebessége a pályaidő szerinti első differenciálhányadosa. Ennek megfelelően a sebesség Y irányú összetevője a következő módon írható fel:

$$v_Y = h = R_{Yt} \cdot \frac{S_Y}{S_t}$$

A fenti összefüggések segítségével leírhatók a t mérési időpontok és az X koordináták kapcsolatát jellemző korrelációs együtthatók és a regressziós egyenesek is.

A t_i , X_i értékpárok alapján a korrelációs együttható a következők szerint számítható:

$$R_{Xt} = \frac{\sum_{i=1}^k (t_i - a_t) \cdot (X_i - a_X)}{(k-1) \cdot S_t \cdot S_X}$$

ahol: - a mintaközép: $a_t = \frac{\sum_{i=1}^k t_i}{k}$ $a_X = \frac{\sum_{i=1}^k X_i}{k}$

- tapasztalati szórásnégyzet: $S_t^2 = \frac{\sum_{i=1}^k (t_i - a_t)^2}{k-1}$ $S_X^2 = \frac{\sum_{i=1}^k (X_i - a_X)^2}{k-1}$

A regressziós egyenes egyenlete a következő:

$$X = a_X + R_{Xt} \cdot \frac{S_X}{S_t} \cdot (t - a_t) = g + h \cdot t$$

A sebesség X irányú összetevője:

$$v_X = h = R_{Xt} \cdot \frac{S_X}{S_t}$$

A pont eredőirányú sebességét a v_Y és v_X összetevők felhasználásával a következők szerint számíthatjuk.

$$v = \sqrt{v_Y^2 + v_X^2}$$

A hálózat mozdulatlanságának eldöntéséhez a R_{Yt} , R_{Xt} , v_Y , v_X és v paramétereket, valamint a kiegyenlítésből származó koordináta középhibákat használtam fel. A mozgás megállapítására az R és v értékekre felállított kritériumok alapján következtethetünk.

Esetünkben a megengedett koordináta-középhi 1,0 mm volt, a mozgás sebessége a $v_{\max} < 0,5$ mm/év értéket és a korrelációs együtthatóra $|R| < 0,95$ értéket állítottuk fel, követve a sós-kúti mozgásvizsgálat szakirodalomban lévő kritériumokat [1]. Ahol az R illetve v érték meghaladja a megengedett értéket, ott mozgás tételezhető fel. A lineáris

regresszió számítását a fent említett összefüggéseket alkalmazva excel program segítségével végeztem el. A számítás menetét a 12. számú melléklet tartalmazza.

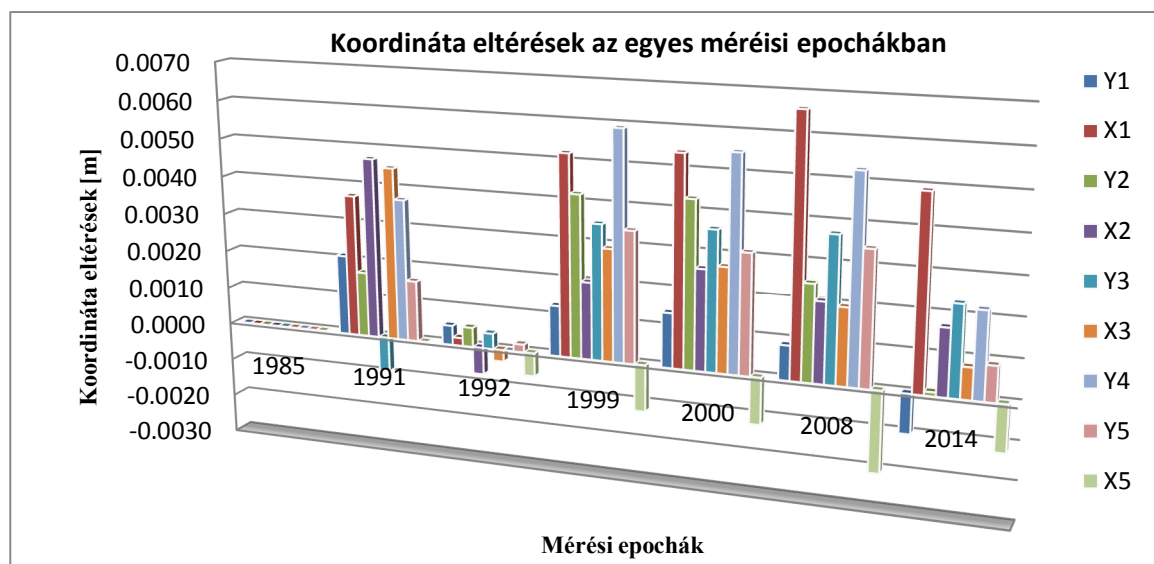
A regressziós egyenes számításának eredményét az 5.6. táblázat mutatja.

Pontszám	$R_{Yt[mm]}$	$R_{Xt[mm]}$	$V_{Y[mm/év]}$	$V_{X[mm/év]}$	$V[mm/év]$
1	-0,37	0,77	-0,04	0,20	0,20
2	0,17	0,20	0,03	0,03	0,05
3	0,71	0,24	0,14	0,04	0,14
4	0,45	0,00	0,11	0,00	0,11
5	0,44	-0,82	0,07	-0,06	0,09
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

5.6. táblázat: Lineáris regresszió számítási eredményei

A megadott kritériumok közül egyik mutató sem éri el a kritikus értéket: minden sebesség érték jóval a meghatározott 0,5 mm/év alatt van és a szignifikanciát mutató korrelációs együttható sincs 0,95 közelében. A vizsgálat alapján egyik ponton sem észleltünk kimutatható mértékű mozgást.

Bár kimutatható mozgást nem észleltünk, vizuálisan az alábbi 5.2. ábrán megjelenítettem az egyes pontok koordinátáinak időbeli változását. A tapasztalt eltérések 2008-as eredményekhez képest legfeljebb 1-2 mm-sek, amelyek a szigorú mérési előírások betartása és a körültekintő feldolgozás mellett is lehet a mérések és a feldolgozás hibáinak együttes hatása.



5.2. ábra: Az egyes pontok különböző epochákban mért koordinátáinak eltérése az 1985 évi koordinátákhoz

6. A kapott eredmények összehasonlítása

A sósikúti hálózat valamennyi pontját két mérési technológiával határoztam meg. Eddig csak mérőállomással végzett irány-és távmérési hálózat koordinátáit használtam, mivel a korábbi éveknek megfelelő helyi koordinátákat ez a technológia szolgáltatott. A teljesség kedvéért a mérőállomásos koordináták összehasonlításra kerülnek a GNSS technológiával mért és meghatározott koordinátákkal. Ehhez azonban a GNSS mérésből rendelkezésre álló koordinátákat helyi rendszerbe kellett transzformálni. A transzformáció program listáját a 13. számú melléklet tartalmazza.

A GNSS koordináták a síkbeli egybevágósági transzformáció után helyi rendszerben a 6.1. táblázatban találhatók.

Pontszám	Y	X
1	564,2979	372,4884
2	404,0352	370,3021
3	188,2278	326,4029
4	607,0931	0,0000
5	383,4124	-25,0614
6	0,0000	0,0000

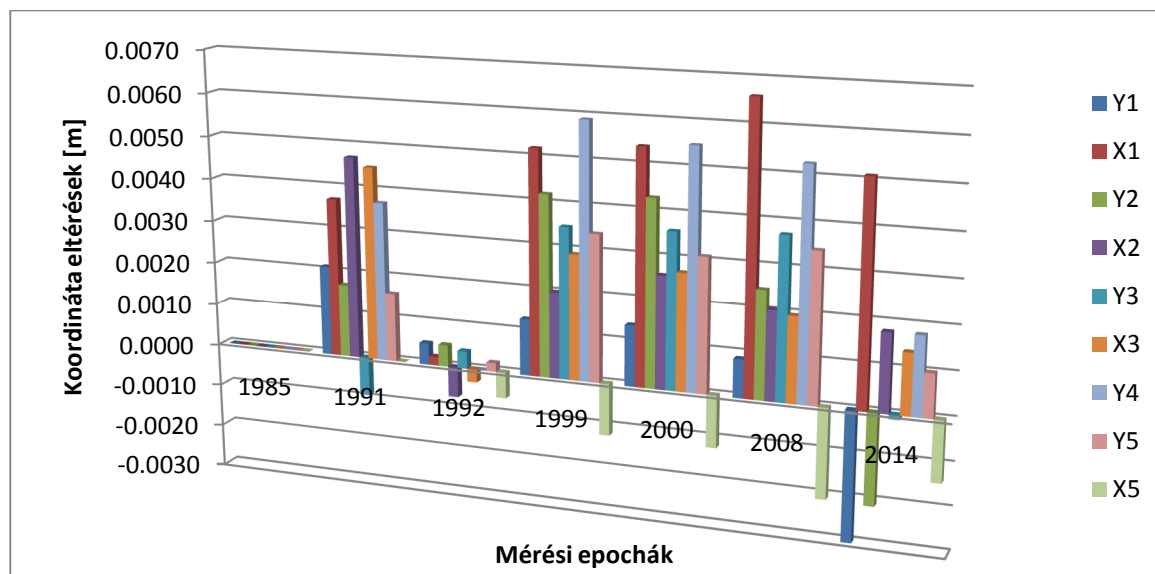
6.1. táblázat: Helyi rendszerű koordináták GNSS rendszerből

Összehasonlítva a mérőállomásos felmérésből kapott koordinátákat a GNSS mérésből származó koordinátákkal megállapítható, hogy az eltérések 1-2 mm nagyságrendűek, amit a 6.2. táblázat mutat. Ez az eltérés megfelel a korábbi tapasztalt eltéréseknek.

Pontszám	Δ_Y [mm]	Δ_X [mm]
1	2,215	0,058
2	2,270	0,382
3	2,448	-1,199
4	0,326	0,0000
5	0,156	0,015
6	0,0000	0,0000

6.2. táblázat: Eltérések a GNSS és mérőállomással (GeoEasy) nyert koordináták között

A táblázat alapján úgy tűnik, hogy a GNSS mérések szabályos eltérést mutatnak a mérőállomásos felméréshez képest. Eszerint a partfal egyik oldala Y irányban 2 mm-t elmozdult állapotban van a másik meghatározáshoz képest. Az eredmény megbízhatóságának vizsgálata céljából a 6.1. ábrán ezeket az eredményeket is összevettem a korábbi felmérések koordinátaival.



6.1. ábra: Az egyes pontok különböző epochákban mért koordinátáinak eltérése az 1985 évi koordinátáktól, 2014-ben a GNSS koordinátákat figyelembe véve

Az ábra értelmében úgy vélem, hogy jellegét tekintve teljesen megegyezik mérőállomások felmérés eredményével (lásd 5.2. ábra). A regressziós egyenes számítását is elvégezve (6.3. táblázat) szintén nem tapasztalható lényeges eltérés a GNSS mérésből és a mérőállomások felmérés adataiból számolt paraméterek között (lásd 5.6. táblázat)

Pontszám	$R_{Yt[mm]}$	$R_{Xt[mm]}$	$V_{Y[mm/év]}$	$V_{X[mm/év]}$	$V[mm/év]$
1	-0,54	0,79	-0,09	0,20	0,22
2	-0,11	0,21	0,03	0,04	0,04
3	0,37	0,15	0,07	0,02	0,08
4	0,40	0,00	0,10	0,00	0,10
5	0,46	-0,87	0,07	-0,07	0,10
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

6.3. táblázat: Lineáris regresszió számítási eredményei

7. Összefoglalás, értékelés

Szakdolgozatom célja az volt, hogy bemutassam a vízszintes mozgásvizsgálatok célját, a vizsgálatok módszereit, a sósíkú hálózat kialakítását és tulajdonságait valamint kialakítását. Átfogó képet szerettem volna adni egy teljes mozgásvizsgálat munkafolyamatáról és a készítendő munkarészekről, valamint az eredményekről egyaránt.

A **2. fejezetben** bemutattam a mozgásvizsgálati hálózat kialakítását, a vizsgálatok alapelvét és módszereit. Leírásra került a sósíkú hálózat geológiai viszonya, kialakítása és a hálózat állandósítása is.

A **3. fejezetben** került tárgyalásra a hálózatban eddig végzett mérések és azok eredményei. Ismertettem az általam végzett különböző mérési technológiákat (GNSS, mérőállomás) illetve a mérési folyamat végrehajtását.

A **4. fejezetben** a mérési eredmények feldolgozását mutattam be különböző programok segítségével. A GNSS mérés feldolgozása (LGO) programmal történt, a mérőállomásos mérést két különböző program segítségével (GeoCalc, GeoEasy) dolgoztam fel.

Tapasztalatom alapján a mérési módszertől és a feldolgozás módjától függetlenül pár milliméterre azonos eredményre jutottam.

Az **5. fejezet** szólt a mozgásvizsgálatok elvégzéséről. Az első vizsgálat során a pillérek dőlést kellett vizsgálni. A vizsgálatból megállapítható volt, hogy a hálózat pontjain egyértelmű mozgást nem lehetett kimutatni. Következő vizsgálat lineáris regresszióval történt a mozgás megállapítása céljából. A vizsgálat eredményei azt igazolták, hogy a meghatározott kritériumok alapján, mind a GNSS mind pedig a mérőállomással meghatározott eredmények szerint a hálózatot mozdulatlanak tekinthetjük.

A **6. fejezetben** az kapott eredményeket hasonlítottam össze a különböző technológiák szerint (GNSS, mérőállomás), melyekre közel azonos eredményeket kaptam.

Összességében elmondható, hogy a sósíkú törésvonal mentén továbbra sincs kimutatható mértékű mozgás. Az eredmények szerint a következő években sem várható jelentős mértékű változás.

A szakdolgozatom végeredményeként a 2014 évi felmérési epochához 3 koordinátaalista is megadható az egyes felmérési és feldolgozási eljárások függvényében.

Ezek az eredmények a 7.1.-7.3. táblázatban kerülnek megjelenítésre.

Pontszám	Y	X
1	564,2979	372,4884
2	404,0352	370,3021
3	188,2278	326,4029
4	607,0931	0,0000
5	383,4124	-25,0614
6	0,0000	0,0000

7.1. táblázat: 2014. évi koordináták a GNSS mérésből

Pontszám	Y	X
1	564,2999	372,4882
2	404,0374	370,3020
3	188,2302	326,4023
4	607,0935	0,0000
5	383,4123	-25,0612
6	0,0000	0,0000

7.2. táblázat: 2014. évi koordináták mérőállomásos felmérésből GeoCalc programmal feldolgozva

Pontszám	Y	X
1	564,3001	372,4884
2	404,0375	370,3025
3	188,2303	326,4017
4	607,0934	0,0000
5	383,4125	-25,0614
6	0,0000	0,0000

7.3. táblázat: 2014. évi koordináták mérőállomásos felmérésből, GeoEasy programmal feldolgozva

A táblázatokból jól látszik, hogy a különböző mérési technológiákból és különböző feldolgozási módszerekből közel azonos koordinátákat kaptam.

8. Köszönetnyilvánítás

Szeretnék köszönetet mondani kozulenseimnek Dr. Földvály Lórántnak és Dr. Tarsoly Péternek, hogy tudásukkal és tapasztalatukkal segítették szakdolgozatom elkészítést. Szeretném megköszönni Dr. Rózsa Szabolcsnak, Kiss Attilának, Pirkhoffer Katalinnak, Koseczky Ádámnak, Szöllősi Sándornak, Mosoni Gellértnek és Világi Árpádnak, hogy odaadó munkájukkal hozzájárultak a dolgozat megvalósulásához.

9. Irodalomjegyzék

1. Balog E. (2000): Szabatos szögmérés a sóskúti mozgásvizsgálati hálózatban, Diplomamunka, BME, Budapest, p 45
2. Bendefy L. (1958): Szekuláris mozgások Budapest térségében. Innen: „Budapest természeti képe” Akadémia Kiadó, Budapest, pp 325-351
3. Dede Károly és Szűcs László (2000): Geodéziai mérések a sóskúti hálózatban. Geomatikai közlemények III., pp 125-135
4. Detrekői Ákos (1991): Kiegyenlítő számítások, Tankönyvkiadó, Budapest, p 685
5. Detrekői Ákos-Ódor Károly (1998): Ipari Geodézia II. rész, Műegyetem Kiadó, Budapest, pp 398-404, pp 406-409, pp 419-426
6. Dr. Ágfalvi M., Bekk T., Dr. Busics Gy., Farkas R., Kiss A., Tarsoly P., Tóth Z., Dr. Vincze L. (2009): Geodéziai mérési praktikum kézirat, Székesfehérvár, pp 55-60, pp 130-132
7. Földváryné Varga M. - Miskolczi L.- Bottka L. (1985). Kéregmozgás-vizsgálati mikrohálózatok állandósításának kérdései. Geodézia és Kartográfia, 1985/4, pp 246-250
8. Joó I. (1979): Magyarország régi és új felsőrendű háromszögelési hálózata azimutértékeinek és hosszegységének összehasonlítása. Akadémiai doktori értekezés Budapest,
9. Lukács T. (1959): A geodézia szerepe a vízszintes kéregmozgás vizsgálatában. Geodézia és Kartográfia 1959/4
10. Mouchlis, G. (2008): Deformation Analysis using GNSS Observation, diplomamunka, BME, Budapest p. 61
11. Ntortzis, S. (2008): Horizontal Deformation Analysis using terrestrial observation in the Sósokút Network, diplomamunka, BME, Budapest, p. 69
12. Tarsoly Péter (2011) Geodézia (GED-11), iskolai jegyzet, NYME-GEO, p 30

10. Mellékletek

1. Összeadóállandó mérési és számítási jegyzőkönyv
2. Mérőállomással történt mérés irány- és távmérési jegyzőkönyv
3. Mérőállomással történt mérés irány-és távmérési jegyzőkönyv egy fordulóra közepelve
4. Méretarány tényező meghatározási jegyzőkönyv
5. GeoCalc 3.5 programmal történő kiegyenlítési jegyzőkönyv
6. GeoEasy 2.5 programmal történő kiegyenlítési jegyzőkönyv
7. Transzformációs programlista GeoEasy programmal történő számítás koordinátaiból történő transzformálásról
8. ITR 4 szoftverrel készített meghatározási vázlat a mérési eredményekről
9. ITR 4 szoftverrel készített meghatározási vázlat a vízszintes kiegyenlítésről
10. Pillérdőlés mérési jegyzőkönyv
11. Pillérdőlés számítási jegyzőkönyv
12. Lineáris regresszió számítási jegyzőkönyv (GeoCalc, GeoEasy,LGO)
13. Transzformációs programlista a LGO programból kapott EOVS rendszerű koordináták helyi rendszerbe történő transzformálásáról
14. Képek a sósúti hálózatról

Digitális mellékletek

1. Mérőállomással történt irány- és távmérési jegyzőkönyv Mérési jegyzőkönyv/meres.gmj formátumban, GeoCalc 3.5
2. Mérőállomással történt mérés irány-és távmérési jegyzőkönyv egy fordulóra közepelve Mérési jegyzőkönyv1/meres1.gmj formátumban, Geocalc 3.5
3. GNSS mérésből készült RINEX fájlok (6 db), Jegyzetömb
4. GNSS mérés feldolgozása Leica Geo Office programmal készült dokumentálása a 15/2013 VM rendelet alapján,
5. Transzformációs programlista GeoEasy programmal történő számítás koordinátaiból történő transzformálásról, Adobe Reader 9
6. Meghatározási vázlat, meghatározási vázlat.ibn, meghatározási vázlat.ipj, ITR4 szoftverrel szerkesztve

7. Meghatározási vázlat a vízszintes hálózatkiegyenlítéshez, meghatározási vázlat kiegyenlítés.ibn, meghatározási vázlat kiegyenlítés.ipj, ITR 4 szoftverrel szerkesztve
8. Pillérdőlés mérési jegyzőkönyv, Microsoft Excel
9. Pillérdőlés számítási jegyzőkönyv, Microsoft Excel
10. Lineáris regresszió számítási jegyzőkönyv (GeoCac, GeoEasy, LGO), Microsoft Excel
11. Transzformációs programlista a GNSS mérésből kapott EOVS rendszerű koordináták helyi rendszerbe történő transzformálásáról, Adobe Reader 9