

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Geodezija,
smer Geodezija

Kandidat:

Jan Zorec

Analiza uporabnosti metod geodetske izmere GNSS za potrebe spremljanja premikov

Diplomska naloga št.: 862

Mentor:
prof. dr. Bojan Stopar

Somentor:
asist. mag. Oskar Sterle

Ljubljana, 21. 6. 2011

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **JAN ZOREC** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**»ANALIZA UPORABNOSTI METOD GEODETSKE IZMERE GNSS ZA
POTREBE SPREMLJANJA PREMIKOV«.**

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju FGG.

Ljubljana, 7.6. 2011

Jan Zorec

.....

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	528:336.225.67(043.2)
Avtor:	Jan Zorec
Mentor:	izr. prof. dr. Bojan Stopar
Somentor:	asist. mag. Oskar Sterle
Naslov:	Analiza uporabnosti metod geodetske izmere GNSS za potrebe spremljanja premikov
Obseg in oprema:	109 str., 27 pregl., 26 sl., 5 pril.
Ključne besede:	deformacijski monitoring, GNSS izmera, geodetska mreža, bazni vektor, terminska izmera, deformacijska analiza, ugotavljanje premikov

Izveček

Diplomska naloga predstavlja problematiko spremljanja stabilnosti (monitoringa) grajenih objektov in kritičnih, človeku nevarnih naravnih območij v sklopu geodetskih meritev. Glavni cilj naloge, ki je podkrepjen s praktičnim primerom spremljanja stabilnosti površine na območju male geodinamične mreže Premogovnika Velenje, je prikazati in podrobneje predstaviti metode in postopke deformacijskih raziskav, ki slonijo na dolgoročnih periodičnih meritvah, s poudarkom na uporabi globalnih navigacijskih sistemov (GNSS). Znotraj tega projekta je zajeta predstavitev GNSS tehnologije, ki omogoča visoko natančno določitev položaja točke ter nam tako olajša ugotavljanje/spremljanje premikov in deformacij večjih območij. Predstavljen je tudi postopek ugotavljanja premikov točk v geodetskih mrežah, kot vmesna faza med izravnavo opazovanj ter podrobno deformacijsko analizo. Osnovni cilj naloge je pokazati pomembnost upoštevanja dejanskih vektorjev hitrosti referenčnih točk v postopku izravnave posamezne terminske izmere ter podati ilustracijo enostavnega postopka za hitro, statistično oceno deformacij/premikov na obravnavanem območju.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 528:336.225.67(043.2)
Author: Jan Zorec
Supervisor: Assoc. Prof. Bojan Stopar, PhD
Co-supervisor: Assist. Oskar Sterle, MSc
Title: Analysis of the use of geodetic GNSS methods for monitoring movements
Notes: 109 p., 27 tab., 26 fig., 5 app.
Key words: geodetic monitoring, GNSS, geodetic network, base vector, deformation analysis, movements, error ellipse

Abstract

This thesis introduces the problem of monitoring of built facilities and critical, unfriendly natural areas within the geodetic measurements for the needs of geotechnical engineering. The main objective of the thesis, which is supported by practical examples of monitoring the stability area of the small geodynamical network Velenje Coal Mine, is to show and present the methods and the process of the deformation surveys that are based on long-term periodic measurements, with emphasis on the use of global navigation systems (GNSS). Within this project the presentation of GNSS technology is included. This technology nowadays enables us a high point of specifying the position and by that facilitating the monitoring of movements and deformations in this areas. Another thing presented in this thesis is the process of determining the point displacements in geodetic networks, as an intermediate stage between the adjustment of respective epoch measurements and in-depth deformation analysis. However the main objective of this thesis is to demonstrate the importance of respecting the actual velocity vectors of reference points in the process of balancing individual epochs and to provide an illustration of a simple procedure for the rapid, statistic based evaluation of deformation / movement in the region.

ZAHVALA

Za pomoč in strokovno usmerjanje ter potrpežljivost pri nastajanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Stopar Bojanu ter somentorju asist. mag. Sterle Oskarju.

Zahvala velja tudi podjetju Premogovnik Velenje d.d., ki mi je odstopilo podatke za uspešno izvedbo praktičnega dela ter mi s tem posredno omogočilo končanje diplomske naloge.

Posebna zahvala družini, ki mi je v prvi meri omogočila študij ter mi ves čas stala ob strani in me na tej poti podpirala. Prijateljem, predvsem pa puncu gre neizmerna zahvala za potrpežljivost pri nastajanju diplomske naloge.

Jan Zorec

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 PREDSTAVITEV DEFORMACIJSKIH RAZISKAV ZNOTRAJ GEODETSKE STROKE	3
2.1 NAMEN SPREMLJANJA OBJEKTOV IN KRITIČNIH OBMOČIJ TER POMEN DOLOČANJA PREMICOV	3
2.2 METODOLOŠKE OSNOVE MONITORINGA.....	5
2.2.1 Geodetski deformacijski monitoring.....	6
2.2.2 Načrtovanje poteka deformacijskega monitoringa.....	6
2.2.2.1 Predstavitev zahtev glede izvedbe monitoringa	7
2.2.2.2 Zahteve o natančnosti deformacijskega monitoringa	9
2.2.3 Pomen stabilizacije in izbira lokacije referenčnih točk.....	10
2.2.4 Pomen stabilizacije in izbira lokacije kontrolnih točk na objektu/območju.....	13
2.2.5 Pogostost terminskih izmer v okviru deformacijskega monitoringa.....	14
2.2.6 Interdisciplinarnost geodetskega deformacijskega monitoringa	15
2.2.7 Pogreški in omejitve geodetskih tehnik pri izvedbi deformacijskega monitoringa.....	16
3 METODE DEFORMACIJSKEGA MONITORINGA	18
3.1 GEODETSKE METODE.....	19
3.1.1 Klasične terestrične metode geodetske izmere.....	20
3.1.2 Metoda izmere s tehnologijo GNSS.....	21
3.1.2.1 Metode geodetske izmere GNSS	22
3.1.2.2 Osnovni princip določitve položaja s tehnologijo GNSS	23
3.1.2.3 Statična metoda izmere GNSS	24
3.1.2.4 Oprema pri izvedbi izmere s tehnologijo GNSS	26
3.1.2.4.1 Sprejemniki GNSS	26
3.1.2.4.2 Antene	27
3.1.2.4.3 Dodaten terenski instrumentarij.....	27
3.1.2.5 Programska oprema za obdelavo izmere GNSS	28
3.1.2.6 Natančnost določitve položaja in pogreški tehnologije GNSS	29
3.1.2.7 Prednosti tehnologije GNSS napram terestričnim metodam izmere pri izvedbi monitoringa.....	31
3.1.2.8 Slabosti tehnologije GNSS glede na terestrične metode izmere pri izvedbi monitoringa.....	31
3.1.2.9 Združevanje in kombiniranje terestričnih in satelitskih opazovanj	32
3.1.3 Primerjava različnih geodetskih metod izmere	33
4 PROJEKT VZPOSTAVITVE, IZMERE IN OBDELAVE MREŽE GNSS ZA POTREBE GEODINAMIČNIH RAZISKAV	34
4.1 PREDHODNA ANALIZA MREŽE GNSS	34
4.1.1 Rekognosciranje terena.....	37
4.1.2 Organizacija izmere	38
4.1.3 Bistveni kriteriji pri načrtovanju mreže za izvedbo monitoringa.....	38
4.2 IZMERA MREŽE GNSS	40
4.3 OBDELAVA OPAZOVANJ GNSS	40
4.3.1 Analiza kakovosti opazovanj pred izravnavo opazovanj vsake terminske izmere.....	42
4.4 IZRAVNAVA MREŽE GNSS PO METODI NAJMANJŠIH KVADRATOV	43
4.4.1 Analiza kakovosti izravnave geodetske mreže za posamezno terminsko izmero	43
4.4.2 Interpretacija rezultatov izravnave po metodi najmanjših kvadratov.....	45
5 UGOTAVLJANJE PREMICOV TOČK V GEODETSKI MREŽI IN DEFORMACIJSKA ANALIZA	47
5.1 OSNOVE DEFORMACIJSKE ANALIZE.....	47
5.1.1 Postopek deformacijske analize.....	48
5.2 STATISTIČNO TESTIRANE PREMICOV TOČK V GEODETSKI MREŽI	48

5.2.1 Ocena premika s pripadajočo natančnostjo.....	49
5.2.2 Določitev porazdelitvene funkcije testne statistike.....	52
5.2.3 Testiranje statistične značilnosti premikov.....	53
5.3 PREDSTAVITEV REZULTATOV DEFORMACIJSKIH RAZISKAV.....	54
5.4 INTERPRETACIJA IN VREDNOTENJE REZULTATOV DEFORMACIJSKIH RAZISKAV.....	54
5.5 DISTRIBUCIJA REZULTATOV DEFORMACIJSKIH RAZISKAV.....	55
6 SPREMLJANJE PREMIKOV TOČK MALE MREŽE PREMGOVNIKA VELENJE NA OSNOVI IZMERE GNSS.....	56
6.1 SPLOŠNO O PREMGOVNIKU VELENJE IN POSLEDICAH RUDARJENJA/IZKOPAVANJA.....	57
6.2 DEFORMACIJSKI MONITORING NA OBMOČJU PREMGOVNIKA VELENJE – MALA MREŽA PREMGOVNIKA VELENJE.....	58
6.2.1 Mala geodinamična mreža Premogovnika Velenje.....	59
6.2.3 Priprava za obdelavo opazovanj GNSS v MGMPV.....	66
6.2.4 Obdelava opazovanj GNSS v MGMPV.....	66
6.2.4.1 Obdelava in izravnava baznih vektorjev mreže.....	70
6.2.4.2 Izravnava mreže GNSS.....	75
6.2.5 Ugotavljanje premikov točk v geodetski mreži – MGMPV.....	79
6.2.6 Predstavitev rezultatov statistične značilnosti premikov.....	82
6.2.7 Primerjava rezultatov prvega in drugega načina obdelave.....	94
6.2.7.1 Grafični prikaz razlik premikov točk med obema obdelavama.....	98
6.3 VREDNOTENJE REZULTATOV DEFORMACIJSKEGA MONITORINGA MGMPV.....	101
7 ZAKLJUČEK.....	104
8 LITERATURA.....	106
9 PRILOGE.....	110

KAZALO SLIK

SLIKA 1: POTEK IZVEDBE DEFORMACIJSKEGA MONITORINGA.....	7
SLIKA 3 : PRIKAZ POLOŽAJA REFERENČNIH TOČK OZ. MREŽE	11
SLIKA 4: REFERENČNA TOČKA NA BETONSKEM STEBRU ZA IZMERO GNSS.....	12
SLIKA 5: TALNA STABILIZACIJA MERSKE TOČKE IN EKSCENTRIČNO STOJIŠČE.....	12
SLIKA 2: PRISILNO CENTRIRANJE GNSS ANTENE NA REFERENČNI/KONTROLNI TOČKI	14
SLIKA 7 : PRINCIP DOLOČITVE POLOŽAJA S TEHNOLOGIJO GNSS.....	23
SLIKA 8: OPREMA ZA STATIČNI NAČIN GNSS DOLOČITVE POLOŽAJA	28
SLIKA 9: OBLIKA MREŽE TER IZRAVNAVA POSAMEZNE TERMINSKE IZMERE	45
SLIKA 10: ELIPSA POGREŠKOV IZRAVNANIH KOORDINAT (HORIZONTALNI POLOŽAJ)	46
SLIKA 11: REALISTIČEN POGLED NA ŠIRŠE OBMOČJE PREMGOVNIKA VELENJE	56
SLIKA 12: PRIDOBIVALNI PROSTOR PREMGOVNIKA VELENJE Z VRISANO JAMSKO KARTO JAM, UGREZNINSKIMI JEZERI, KONTURAMI ODKOPANIH ETAŽ TER PRIBLIŽNIM OBMOČJEM MGMPV.	58
SLIKA 13: SKICA MALE GEODINAMIČNE MREŽE PREMGOVNIKA VELENJE.....	60
SLIKA 14: SKICA MREŽE 2005	62
SLIKA 15: SKICA MREŽE 2006	63
SLIKA 16: SKICA MREŽE 2008	64
SLIKA 17: SKICA MREŽE 2009	65
SLIKA 18: SKICA IZRAVNANIH VEKTORJEV IZMERE LETA 2005.....	72
SLIKA 19: SKICA IZRAVNANIH VEKTORJEV IZMERE LETA 2006.....	73
SLIKA 20: SKICA IZRAVNANIH VEKTORJEV IZMERE LETA 2008.....	74
SLIKA 21: SKICA IZRAVNANIH VEKTORJEV IZMERE LETA 2009.....	75
SLIKA 22: SKICA IZRAVNANE MREŽE ZA IZMERO LETA 2005	77
SLIKA 23: SKICA IZRAVNANE MREŽE ZA IZMERO LETA 2006	77
SLIKA 24: SKICA IZRAVNANE MREŽE ZA IZMERO LETA 2008	78
SLIKA 25: SKICA IZRAVNANE MREŽE ZA IZMERO LETA 2009	78
SLIKA 26: GRAFIČNI PRIKAZ RAZLIK PREMIOV TOČK MED OBEMA OBDELAVAMA	100

KAZALO TABEL

TABELA 1: ZAHTEVE O NATANČNOSTI GEODETSKEGA DEFORMACIJSKEGA MONITORINGA.	9
TABELA 2: PRIMERJAVA GEODETSKIH METOD V SKLOPU MONITORINGA.....	33
TABELA 4: PODATKI O DANIH TOČKAH – REFERENČNI TRENUTEK KOORDINAT 2003 01 01	67
TABELA 5: PODATKI O DANIH TOČKAH – REFERENČNI TRENUTEK KOORDINAT 2005 06 14.....	68
TABELA 6: PODATKI O DANIH TOČKAH – REFERENČNI TRENUTEK KOORDINAT 2006 10 04.....	68
TABELA 7: PODATKI O DANIH TOČKAH – REFERENČNI TRENUTEK KOORDINAT 2008 09 17.....	69
TABELA 8: PODATKI O DANIH TOČKAH – REFERENČNI TRENUTEK KOORDINAT 2009 10 07.....	69
TABELA 9: PODATKI O DANIH TOČKAH – REFERENČNI TRENUTEK KOORDINAT 2005 06 14.....	69
TABELA 10: PODATKI O DANIH TOČKAH – REFERENČNI TRENUTEK KOORDINAT 2006 10 04.....	69
TABELA 11: PODATKI O DANIH TOČKAH – REFERENČNI TRENUTEK KOORDINAT 2008 09 17.....	70
TABELA 12: PODATKI O DANIH TOČKAH – REFERENČNI TRENUTEK KOORDINAT 2009 10 07.....	70
TABELA 13: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2006 (ENAK VEKTOR HITROSTI).....	82
TABELA 14: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2008 (ENAK VEKTOR HITROSTI).....	83
TABELA 15: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2009 (ENAK VEKTOR HITROSTI).....	84
TABELA 16: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2006 PO VIŠINI (ENAK VEKTOR HITROSTI).....	85
TABELA 17: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2008 PO VIŠINI (ENAK VEKTOR HITROSTI).....	86
TABELA 18: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2009 PO VIŠINI (ENAK VEKTOR HITROSTI).....	87
TABELA 19: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2006 (DEJANSKI VEKTORJI HITROSTI).....	88
TABELA 20: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2008 (DEJANSKI VEKTORJI HITROSTI).....	89
TABELA 21: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2009 (DEJANSKI VEKTORJI HITROSTI).....	90
TABELA 22: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2006 PO VIŠINI (DEJANSKI VEKTORJI HITROSTI).....	91
TABELA 23: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2008 PO VIŠINI (DEJANSKI VEKTORJI HITROSTI).....	92
TABELA 24: PREMIKI TOČK V MREŽI MED LETOMA 2005 IN 2009 PO VIŠINI (DEJANSKI VEKTORJI HITROSTI).....	93
TABELA 25: RAZLIKE V PREMIKIH TOČK MED PRVIM IN DRUGIM NAČINOM OBDELAVE MED LETOMA 2005 IN 2006.....	95
TABELA 26: RAZLIKE V PREMIKIH TOČK MED PRVIM IN DRUGIM NAČINOM OBDELAVE MED LETOMA 2005 IN 2008.....	96
TABELA 27: RAZLIKE V PREMIKIH TOČK MED PRVIM IN DRUGIM NAČINOM OBDELAVE MED LETOMA 2005 IN 2009.....	97

1 UVOD

Na osnovi sodobnih geodetskih metod lahko določamo premike zemeljskega površja lokalnih razsežnosti, kot so plazovi, ugrezanje terena kot posledica rudarjenja, črpanja podtalnice ter gibanje zemeljske skorje zaradi recentne tektonike dotičnega območja. Prav tako nam omogočajo podrobno spremljanje zgrajenih/umetnih objektov. Deformacijska analiza je ključna pri vzpostavitvi posledično-vzorčnih odnosov med naravnimi in konstrukcijskimi dejavniki obravnavanih objektov ter pomembna informacija za analizo varnosti in/ali funkcionalnosti objekta.

V Sloveniji se redno izvaja spremljanje večjega števila družbeno-pomembnih inženirskih geotehničnih objektov, s katerimi razpolaga in upravlja država (hidroelektrarne, večji viadukti in mostovi, NEK, jezovi, območja večjih izkopavanj ipd.), za katero pa ni ustrezne zakonske podlage. Veljavni predpisi, še iz časov SFRJ, navajajo obvezno spremljanje premikov in deformacij le za visoke jezove, katerih gradbena višina presega 15 m, in temeljene objekte, katerih računski posedki presegajo 5 cm (Savšek et al., 2010). Odgovornost ter hkrati tudi dolžnost za preprečitev potencialne škode imetja ali celo izgubo človeškega življenja, kot posledico konstrukcijske napake ali nenadzorovanega izkoriščanja naravnih virov je v celoti na plečih države. Pomembni geotehnični objekti, ki so pogosto le posredni pokazatelj dinamičnih procesov, povezanih s stopnjo plazenja kamnin pod površjem pa tudi z tektonskimi premiki globlje v notranjosti zemlje, bi morali biti z zakonskimi akti vključeni v projekt monitoringa, ki razmere v stabilnosti kritičnih območij spremljajo ter ustrezno vrednotijo. V izogib nesrečam in zagotavljanju varnosti je potrebno sprejeti ustrezno zakonodajo, ki bo določala standardizirane postopke za izvedbo preventivnih meritev, podeljevala koncesijske pogodbe izvajalcem in pregledno razdelila odgovornosti med pristojne inštitucije ter na ta način zagotovila sprejem ustreznih pravilnikov ter pridobitev finančnih sredstev (Golob, 2008).

Naloga sloni na praktičnem primeru geodetskega periodičnega deformacijskega monitoringa, ki je podrobneje opisan v zadnjem poglavju. Teoretični del zajema načrtovanje, potek izvedbe in predstavitev rezultatov, na osnovi metod izmere GNSS temelječih deformacijskih raziskav. Teoretično, in tudi na praktičnem primeru Male geodinamične mreže Premogovnika Velenje je obdelana statična metoda izmere GNSS. Predstavljen je postopek ugotavljanja premikov točk v geodetskih mrežah, kot vmesna faza med izravnavo opazovanj ter podrobno deformacijsko analizo.

Podatki posamezne terminske izmere so obdelani ločeno za dva različna primera. V prvi obdelavi je za vse dane točke uporabljen enak vektor hitrosti spremembe položaja, medtem ko so v drugi obdelavi uporabljeni dejanski vektorji hitrosti sprememb položaja vseh treh referenčnih točk, kakor so bili prehodno določeni v okviru dveh večjih geodinamičnih mrež in sicer v t.i. Veliki in Razširjeni geodinamični mreži Premogovnika Velenje. Pričakovano sklepam, da bodo rezultati druge obdelave boljši. Temeljni cilj naloge je pokazati pomembnost kakovostnega geodetskega datuma v postopku izravnave posamezne terminske izmere ter preveriti uporabnost poenostavljenih postopkov deformacijske analize za hitro statistično oceno deformacij/premikov na manjšem območju.

2 PREDSTAVITEV DEFORMACIJSKIH RAZISKAV ZNOTRAJ GEODETSKE STROKE

2.1 Namen spremljanja objektov in kritičnih območij ter pomen določanja premikov

Določitev premikov in deformacij naravnih in antropogenih objektov ter njihova analiza je ena zahtevnejših in najbolj sofisticiranih nalog geodetske stroke (Savšek-Safič, 2002). Geodetske metode med drugim omogočajo določitev premikov in deformacij objekta ali opazovanega območja kot celote glede na stabilno okolico ter določitev meje nestabilnega območja. Pri tem se uporabljajo najzmogljivejša merska oprema in konceptualne ter programske rešitve, saj je pogosto zahtevana najvišja še dosegljiva natančnost meritev, ter na njihovi osnovi določenih koordinat ter premikov geodetskih točk. Številne nesreče in naravne katastrofe v preteklosti so pokazale določena tveganja ter probleme povezane z ugotavljanjem stabilnosti in potencialne nevarnosti grajenih objektov v času njihove izgradnje, med in po njej ter premikov tal, kot posledice bodisi nenadzorovanih posegov v prostor ali delovanja naravnih sil.

Med najbolj izpostavljenimi so objekti visokega tveganja, kot so jezovi, mostovi, tuneli ter razni nasipi, ki so največkrat podvrženi velikim silam in pritiskom, kar predstavlja izvor večine nastalih pomikov in deformacij. Podobno kot na samih objektih, se zaradi njihove teže oz lastnosti terena na katerem so zgrajeni, dogaja tudi v njihovi okolici, na primer v dolinah jezov, na območjih večjih mostov in viaduktov, na obrežjih umetnih akumulacij, pa tudi na naravnih območjih, kot so plazovi, področja ob tektonskih prelomnicah, na barjanskih tleh ter vplivnih območjih izkopavanj (rudnik). Ugotavljanje premikov in deformacijska analiza sta zelo pomembni tako iz tehničnih in varnostnih razlogov, kakor tudi z ekonomskega vidika. Zaradi stalnega pojavljanja premikov in deformacij v praksi ter glede na dejstvo, da absolutno stabilnih točk ni, je ugotavljanje velikosti, hitrosti ter periodičnosti njihovega pojavljanja izrednega pomena zlasti v gradbeništvu, rudarstvu in hidrotehniko pa tudi v različnih geo-znanostih (Savšek-Safič, 2002).

Geodetsko spremljanje stabilnosti grajenih objektov in njihove okolice ter raznih nevarnih območij oz. tako imenovani geodetski monitoring je postal zaradi zgoraj naštetih razlogov vse bolj pomemben in služi kot osnova za ugotavljanje obnašanja objekta ali izbranega območja zemeljske površine, kar dosežemo z določitvijo sprememb položaja ustrezno izbranih točk na objektu ali okoliški površini, ki jih med seboj povezujemo v mreže. Položaj merskih točk določa obliko mreže ter metodo izmere. Metode merjenja premikov/deformacij delimo na absolutne ali geodetske in relativne ali fizikalne (Stopar in Vodopivec, 1990). Izmero opravljamo periodično, torej večkrat, v vnaprej določenih časovnih intervalih ali neprekinjeno. Vedno torej opravimo večje število terminskih izmer. Časovni interval meritev moramo določiti za vsak objekt posebej. Pri objektih, za katere so predvidene večje deformacije in posledično tudi ogrožajo človeška življenja, moramo povečati pogostost geodetskih kontrolnih meritev ali v skrajnih primerih namestiti merske sisteme za kontinuirano spremljanje objekta. Pri tem je potrebno poudariti, da geodetske meritve ne omogočajo doličitve vseh sprememb objekta, ampak so samo del kontrolnega postopka, kjer so obravnavane skupaj z drugimi indikatorji sprememb (geotehniške meritve z induktivnimi merilci, ekstenziometri, klinometri, idr.).

Na osnovi primerjave posameznih terminskih izmer, lahko sklepamo na premike posameznih točk. Na nestabilnost sklepamo na osnovi velikosti, smeri in drugih parametrov premikov vseh značilnih točk opazovanega objekta ali nevarnega naravnega območja, pri čemer moramo biti še posebej natančni saj imajo napačne predpostavke o mirovanju točk v geodetski mreži največkrat hude posledice tako z vidika interpretacije ugotovljenih premikov kot tudi napovedovanja porušitve objektov, s čimer lahko preprečimo nesreče in posledično rešujemo človeška življenja oz. njihovo premoženje. Na osnovi že opisanih parametrov premikov se glede na posamezno izvedbo deformacijske analize izpeljejo količine, ki numerično podajajo stabilno, varnostno ali uporabniško shemo posameznega objekta.

Deformacijski monitoring pokriva več temporalnih segmentov (Golob, 2008):

- pred pojavom naravnih sil oziroma pred gradbenim posegom,
- med delovanjem naravnih sil oziroma med gradbenim posegom,

- merjenje posledic naravnih sil po končanem gradbenem posegu,
- po prenehanju delovanja naravnih sil (po potresih, poplavah);
- v času enakomernega vplivanja naravnih sil na gradbeni objekt, kar povzroči relativno izničenje premikov ali pojav stagnacije sprememb teh premikov ali
- celoten čas: neprekinjen monitoring 24 ur na dan, 365 dni v letu (na zelo kritičnih območjih, kot so: naseljena vulkanska območja, monitoring mostu na zelo vetrovnem območju, itd.).

Deformacijski monitoring prav tako pokriva tudi več prostorskih segmentov (Golob, 2008):

- na mestu izvora delovanja naravnih sil,
- na mestu efektivnega vpliv delovanja naravnih sil oziroma v neposredni okolici zgrajenega objekta;
- na vseh zaznavnih mestih vpliv delovanja naravnih sil oziroma v posredno prizadeti okolici zgrajenega objekta;
- na mestih, ki so glede na vpliv delovanja naravnih sil oziroma glede na zgrajen objekt relativno stabilna;
- posredno tudi na mestih, ki so glede na vpliv delovanja naravnih sil oziroma glede na zgrajeni objekt absolutno stabilna.

2.2 Metodološke osnove monitoringa

Osnovna strategija geodetskega monitoringa (spremljanja) je vzpostavitev geodetske mreže, ki vključuje tako točke na objektu oz. vplivnem deformiranem območju in referenčne točke na privzeto stabilnih tleh in nam služi za periodične kontrolne meritve, katere vsebujejo veliko opazovanj (koti, dolžine, spremembe višin). Mrežo sestavljajo reperji, trigonometrične ali točke GPS. Posamezne faze izmere se izravnavajo po ustrezni metodi, kar nam omogoči kakovostnejšo določitev približnih koordinat kontrolnih točk. Dobljene koordinate nam nato služijo za primerjavo s koordinatami v različnih časovnih epohah oz. intervalov na osnovi katere dobimo eno dimenzionalne (1D) približke, v primeru višinskih razlik, ter 2D oz. 3D v primeru premikov

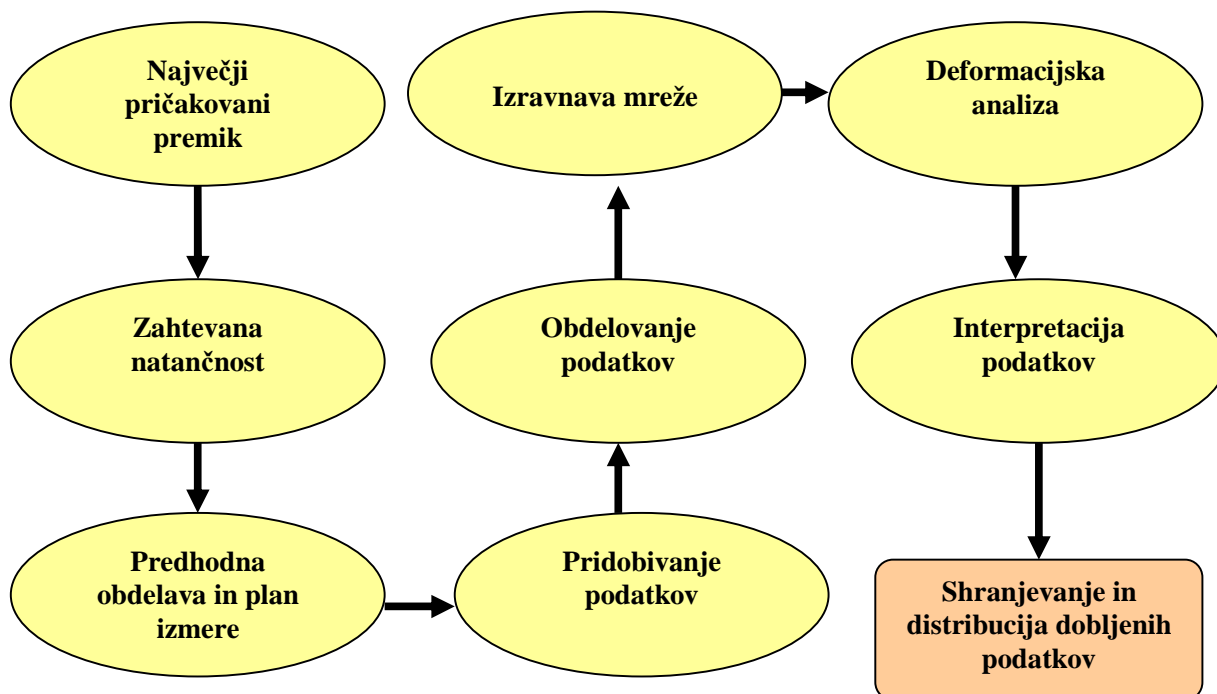
kontrolnih točk. Natančnost tako dobljenih koordinat in premikov je odvisna predvsem od geometrije geodetske mreže, natančnosti in skrbnosti opravljenih meritev, obdelave opazovanj in kakovosti izvedbe deformacijske analize.

2.2.1 Geodetski deformacijski monitoring

Običajna naloga geodetskega deformacijskega monitoringa je raziskava premikov in deformacij objekta ali obravnavanega kritičnega območja v prostoru in času. Realiziran mora biti tako, da strukturne in temeljne oziroma premike in deformacije tal predstavi na takšen način, da je zagotovljeno zanesljivo ugotavljanje sprememb položajev v horizontalnem in vertikalnem smislu. Poleg obnašanja obravnavanega objekta se spremlja tudi stabilnost terena v okolici objekta z namenom, da je pri analizi rezultatov moč pridobiti celovitejšo sliko trendov premikanja objekta. Izrednega pomena je tudi stopnja nadštevilnosti podatkov, iz katerih računamo pomike konstrukcije, saj si na ta način zagotovimo možnost kontrole meritev. Slednjo zagotovimo z nadštevilnimi opozovanji v več serijah. Tako se meritve izvedejo na čim več točkah, če je le-to v skladu z optimalnim načrtom izvedbe, deformacijskim in z gospodarnim ekonomskim načrtom. Merske metode, ki omogočajo želeno natančnost meritev in se najpogosteje uporabljajo pri določanju pomikov, so triangulacija, trilateracija, poligonometrija in GNSS za določanje pomikov v horizontalni ravnini ter geometrični nivelman za določanje vertikalnih premikov. Deformacijski monitoring poteka v periodičnih terminskih izmerah in lahko traja tudi vrsto let (Golob, 2008).

2.2.2 Načrtovanje poteka deformacijskega monitoringa

Pred samo izvedbo monitoringa moramo izdelati podroben načrt oz. shemo le-tega. Ta shema naj vključuje vse faze od ocene največjih pričakovanih premikov, določitve potrebne natančnosti določitve premikov, določitve potrebne natančnosti meritev, predhodne analize ter zajema podatkov pa do njihove obdelave, vrednotenja in distribucije.



Slika1: Potek izvedbe deformacijskega monitoringa (US Army Corps of Engineers, 2002).

Za uspešno opravljen geodetski deformacijski monitoring, torej vse od terenskih meritev pa do obdelave in distribucije dobljenih rezultatov, bi moral biti vsak objekt, ki je vključen v monitoring del skrbno načrtovanega plana, znotraj katerega se determinira instrumentalno- in meritveno shemo ter shemo obdelave in analize podatkov meritev ter zagotovi dokumentiranje načrta monitoringa in njegovega doslednega izvrševanja.

2.2.2.1 Predstavitev zahtev glede izvedbe monitoringa

Na osnovi velikosti pričakovanih premikov

Velikost pričakovanih premikov določa nivo zahtevane natančnosti in postopkov (izbor metod, obdelava podatkov) s katerimi bomo le-to uspeli zagotoviti. Poleg geodetskih postopkov na zagotovitev določenega kakovostnega razreda vplivajo tudi zahteve naročnika in problematika oziroma lastnosti in namen posameznega obravnavanega objekta. Slednje je pomembno

predvsem s finančnega vidika – torej da po nepotrebnem ne presegamo natančnosti, ki so za konkreten primer relevantne in s tem povezani povišani stroški izvedbe meritev.

Pričakovana velikost premikov in s tem nivo natančnosti se v splošnem pogojuje z (Golob, 2008):

- kakovostjo stabilizacije merskih točk (betonski steber),
- preciznostjo centriranja instrumentarija (prisilno),
- kalibriranostjo in kompariranostjo merske opreme,
- izbiro metode izmere GNSS (statična, hitra statična, RTK),
- izbiro kakovosti geodetskih sprejemnikov GNSS (frekventnost),
- trajanjem terminske izmere z izbrano metodo GNSS,
- kakovostjo uporabljenih tirnic satelitov GNSS (precizne),
- izbiro programske opreme za obdelavo meritev GNSS (komercialna ali znanstvena),
- upoštevanjem modelov atmosfere, modelov rotacije, premikanjem litosferskih plošč pri izvedbi izmere GNSS
- stopnjo natančnosti izravnanih koordinat,
- razsežnostjo ocenjevanja neznank (3D ali 4D prostor, glede na časovno komponento).

Neodvisno od velikosti pričakovanih premikov

Splošne zahteve glede izvedbe monitoringa so neodvisne od velikosti pričakovanih premikov in jih v primeru meritev GNSS običajno težko izpolnimo. To so (Golob, 2008):

- ohranitev identične geometrije geodetske mreže,
- izvedba identičnega plana meritev v posamezni terminski izmeri (nabor točk, meritev, metode izmere...),
- uporaba istega instrumentarija ter ostale merske opreme za isto točko v vseh terminskih izmerah – zaradi lažjega upoštevanja instrumentalnih pogreškov,
- obdelava ter principi prikaza rezultatov naj bodo enaki za vse terminske izmere.

2.2.2.2 Zahteve o natančnosti deformacijskega monitoringa

Spodnja razpredelnica podaja okvirne zahteve glede natančnosti izvedbe deformacijskega monitoringa. Te numerično prikazane zahteve predstavljajo relativne ali absolutne natančnosti opazovanih kontrolnih točk, ki jih zagotovimo z periodičnimi meritvami glede na zunanjo referenčno mrežo, ki mora biti vzpostavljena z natančnostjo katera presega potrebno natančnost določitve položaja kontrolnih točk.

Okvirne zahtevane o natančnosti določitve kontrolnih točk na objektih (US Army Corps of Engineers, 2002):

Betonski objekti: zapornice, jezovi, mostovi, viadukti, tunelski portali, idr.	
Dolgo-periodični premiki	3 mm
Relativni kratko-periodični odkloni Gibanj betonskih elementov pri spojih Formiranje/orientiranje monolitov	0.2 mm
Vertikalna stabilnost/posedanje	2 mm
Pobočni objekti: utrjena pobočja, zemeljsko-skalni jezovi, obrežni nasipi, idr.	
Stabilnost slemena/pobočja	20-30 mm
Orientiranje slemen	20-30 mm
Posedanje	10 mm

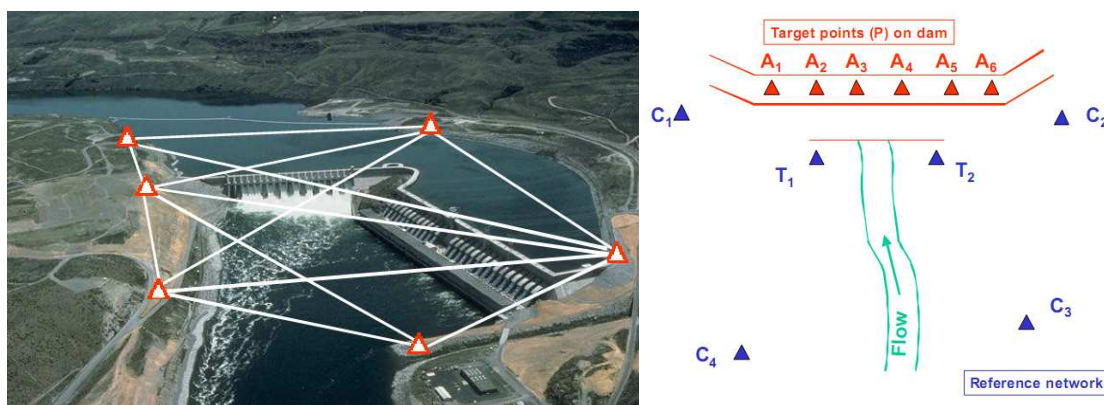
Tabela 1: Zahteve o natančnosti geodetskega deformacijskega monitoringa.

Zadostno natančnost opazovanj zagotovimo z veliko nadštevilnostjo meritev ter z naknadnimi numeričnimi postopki (izravnava, postopki za odkrivanje pogreškov) v njihovi obdelavi.

2.2.3 Pomen stabilizacije in izbira lokacije referenčnih točk

Deformacijski monitoring praviloma zahteva opazovanja merilnih mest na objektu na osnovi zunanjih referenčnih točk, ki so ustrezno temeljene na stabilnem terenu, zunaj območja pričakovanih premikov, hkrati pa čim bližje obravnavanemu objektu (zaradi zagotovitve potrebne natančnosti). Kot referenčne točke obravnavamo tiste, katerih premiki so napram premikom kontrolnih točk zanemarljivo (za faktor 3, 5 ali večkrat manjši) majhni. Z njimi vzpostavimo referenčno mrežo točk, ki predstavljajo koordinatni sistem, v katerem spremljamo premike objekta v najmanjših možnih časovnih intervalih (Golob, 2008). Referenčne točke torej predstavljajo osnovo za določevanje stabilnosti kontrolnih točk. Iz tega razloga je njihovo nenadzorovano premikanje v okviru izbrane deformacijske raziskave nedopustno oziroma v veliki meri onemogoča njeno kvalitetno izvedbo, saj se na ta način spremenijo lastnosti koordinatnega sistema, v katerem določamo koordinate in premike točk. Dobljeni premiki pa ne bodo ustrezali realni situaciji. Mesto in način stabilizacije referenčnih točk določi geodet s pomočjo geologa in gradbenika, saj morajo biti referenčne točke med celotno meritvijo objekta stabilne. Če ugotovimo premik ene od referenčnih točk, to točko privzamemo kot kontrolno in vse dotedanje izračune ponovimo tako, da te točke ne privzamemo kot stabilne (Savšek et al., 2010).

Število referenčnih točk je kritično za izboljšanje natančnosti določitve deformacije in njeno raziskovanje skozi različne faze terminske izmere. Za določanje vertikalne stabilnosti bi naj imeli vzpostavljene 3 (3 točke namreč v splošni geometriji enolično definirajo ravnino) do 4 referenčne točke, horizontalne pa vsaj 4 oziroma raje 6. Pri izmeri GNSS ni potrebe po medsebojni vidnosti točk, pomembno je, da je točka locirana tako, da na južni strani ni fizičnih ovir (relief, visoki objekti, drevesa), da ni postavljena v bližini motečih izvorov elektromagnetnega valovanja (transformatorske postaje, oddajniki), da v bližini ni problematičnih ravnih površin, ki povzročajo odboje satelitskega signala, idr. Mreža referenčnih točk je realizirana tako da objekt zajame z vseh strani in je enakomerno razporejena okoli objekta. Geometrijo referenčne mreže izboljšamo z dodatnimi stojšči na samem objektu ter z zgostitvijo referenčnih točk v okolici (US Army Corps of Engineers, 2002).

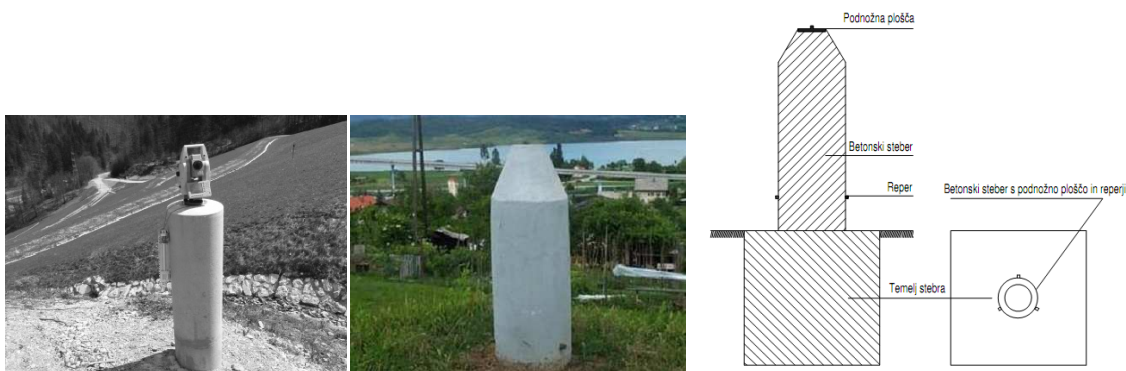


Slika 3 : Prikaz položaja referenčnih točk oz. mreže (US Army Corps of Engineers, 2002).

Kot je že bilo omenjeno zgoraj, v primeru premika referenčne točke le-ta ne more biti več uporabljena kot referenčna, ampak le kot kontrolna, razen če njen premik poznamo in ga lahko opišemo z znatno višjo natančnostjo od natančnosti določevanja koordinat kontrolnih točk. Prav zaradi možnosti premika oziroma namernega uničenja se moramo tudi tukaj držati znanega načela geodetske stroke, in sicer: načela nadštevilnosti in sprotne kontrole meritev (primerjava s predhodno terminsko izmero). Zato je priporočljivo vzpostaviti več referenčnih točk, kot je nujno potrebno za nemoteno izvedbo opazovanj, še posebej, če je objekt vključen v dolgotrajen monitoring, kjer stremimo k dejstvu, da referenčne točke ohranijo absolutni položaj glede na kontrolne točke skozi daljše časovno obdobje. V satelitski geodeziji je izbor referenčnih točk nekoliko manjšega pomena, kajti tu absolutno mrežo predstavljajo referenčne postaje na regionalni, državni ali meddržavni ravni. Pozorni moramo biti kadar vzpostavljamo svojo kontrolno mrežo za izvedbo statične izmere GNSS, kjer moramo vsaki točki zagotoviti takšno lokacijo, da imajo sprejemniki GNSS nemoten kontinuiran sprejem signala (US Army Corps of Engineers, 2002).

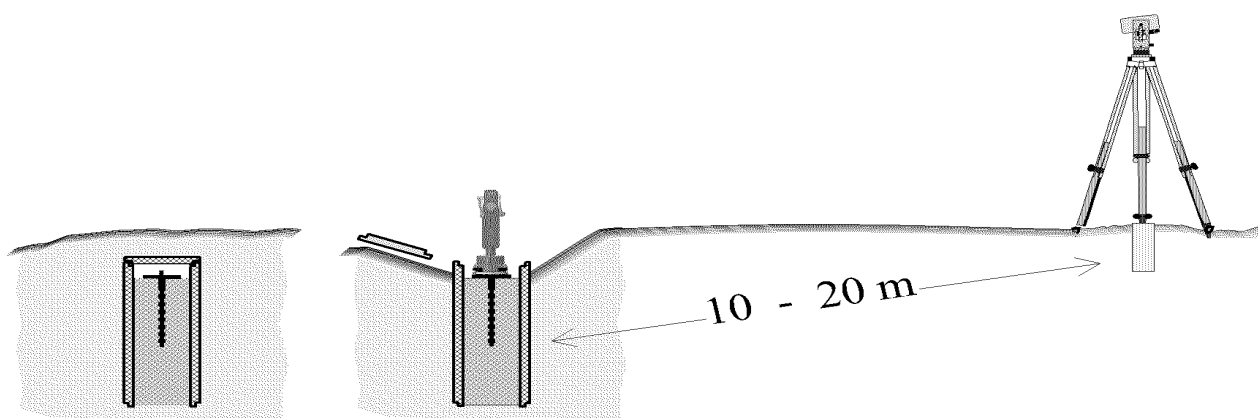
Zaradi vse pogostejšega kombiniranja geodetskih tehnik, stabilizacijo referenčnih točk in točk na objektu izvedemo tako, da se na njih lahko izvajajo tako meritve GNSS kot terestrične meritve. Referenčne točke stabiliziramo z armiranobetonskimi stebri, na geološko stabilnih tleh, ki omogočajo enolično in ponovljivo prisilno centriranje. Merski steber se nam nikakor ne sme lokalno premakniti ali nagniti, zato je treba izvesti kakovostno temeljenje, se predhodno

posvetovati z geologom, po potrebi pa tudi zagotoviti bočna zavarovanja za spremljanje stabilnosti posamezne referenčne točke (Savšek et al., 2010).



Slika 4: Referenčna točka na betonskem stebru za izmero GNSS (Savšek et al., 2010 in Koželj, 2007)

V urbanih naseljih, armiranobetonski stebri predstavljajo motnjo za okolje, zato za izvedbo izmere izberemo stabilizacijo referenčnih točk s klini iz nerjavečega jekla z dodatnim ekscentričnim stojiščem. Pri čemer je potrebno zagotoviti vidnost talnih klinov iz vseh ekscentričnih stojišč. Klin, katerega vrh je poravnan s stabilno podlago, omogoča prisilno centriranje reflektorja ali antene GNSS med meritvami ter čepov za varovanje navojev, ko ne izvajamo meritev. Stabiliziramo jih tako, da so varni pred uničenjem v daljšem časovnem obdobju (Vodopivec in Kogoj, 2005).



Slika 5: Talna stabilizacija merske točke in ekscentrično stojišče (Vodopivec in Kogoj, 2005).

2.2.4 Pomen stabilizacije in izbira lokacije kontrolnih točk na objektu/območju

Lokacije kontrolnih točk izberemo v fazi predhodne analize in sicer v sodelovanju z projektantom (gradbenikom, geotehnikom) ali geologom, ki pozna objekt oz. lastnosti obravnavanega območja. Z znanjem o karakterističnem obnašanju zgrajenega objekta, konstrukcijski stabilnosti in kritičnih pogojih nam svetuje pri izbiri lokacij in številu točk na objektu. Prav tako pozna kritična mesta na objektu, tako da bodo izbrane karakteristične točke, optimalno predstavljale obnašanje celotnega objekta ali le njegove kritične dele. Projektant na podlagi svojega znanja in predhodnih izkušenj določi pričakovane, (še) sprejemljive in kritične velikosti premikov točk na objektu ter pozna posledice, če le-ti prekoračijo te vrednosti. Geodet pozna pravila projektiranja geodetskih mrež, geodetske merske tehnike in potreben instrumentarij za njihovo izvajanje, metode analize kakovosti rezultatov, postopke deformacijske analize in vrednotenja pridobljenih rezultatov, zato predlaga metodo izmere, obliko geodetske mreže ter ustrezen instrumentarij, ki bo omogočil zagotovitev zahtevane kakovosti rezultatov (premikov) (Savšek et al., 2010).

Točke na objektu stabiliziramo na način, ki je varen pred uničenjem, ni moteč za okolje ter zagotavlja ustrezno stabilnost točk in ponovljivost meritev (Savšek et al., 2010). Ponavadi jih vzpostavimo na delih objekta, kjer so predvidene največje deformacije, v kombinaciji s nekaj točkami, ki nam na podlagi predhodnih izkušenj najboljše opišejo nepredvideno obnašanje objekta. V primeru pojava nepričakovanih deformacij vzpostavimo določeno število dodatnih kontrolnih točk na lokacijah, ki nam omogočajo najboljše možnosti za identifikacijo vzrokov nastalih pojavov.

Določitev lokacije kontrolnih točk pri izmeri GNSS je nekoliko drugačna kot pri terestrični metodi, saj moramo poleg vseh terestričnih zahtev zadovoljiti še nekatere druge pogoje:

- odsotnost fizičnih ovir,
- motečih ravnih površin in motečih izvorov elektromagnetnega valovanja.

Za izmero GNSS naj bodo kontrolne točke na objektu oz. območju stabilizirane z vgrajenim klinom, ki omogoča prisilno centriranje antene. Čep naj bo poravnan z nivojem okolice, da zmanjšamo

možnost uničenja točke. Za manj natančne izmere točke na objektu stabiliziramo z jeklenimi klini, ki omogočajo optično centriranje antene GNSS nad točko (s stativom). V obeh primerih moramo pri statični izmeri anteno sprejemnika GNSS vedno enako orientirati (praviloma proti severu) zaradi naknadnega upoštevanja ne-sovpadanja faznega centra z geometričnim centrom antene (Savšek et al., 2010).



Slika 2: Prisilno centriranje GNSS antene na referenčni/kontrolni točki (Savšek et al., 2010 in Rošer, 2009).

S kontrolnimi točkami moramo predstaviti obnašanje celotne konstrukcije objekta. Če je le mogoče mrežo kontrolnih točk povežemo oz. razširimo na večje območje okoli objekta na mrežo stabilnih referenčnih točk, na osnovi katerih lahko določamo absolutne premike. Število kontrolnih točk je seveda v veliki meri odvisno od velikosti spremljanega objekta (US Army Corps of Engineers, 2002).

2.2.5 Pogostost terminskih izmer v okviru deformacijskega monitoringa

V okviru časovnega ovrednotenja je potrebno določiti časovni interval meritev, znotraj katerega bo potek deformacije ali premika ustrezno registriran. Časovni interval meritev, je potrebno določiti za vsak objekt posebej, sploh kadar predvidevamo večje premike in deformacije, ki posledično celo ogrožajo človeška življenja. V omenjenih primerih je

potrebno povečati frekvenco izvajanja geodetskih kontrolnih meritev ali celo namestiti merske sisteme za kontinuirano spremljanje objekta, opremljene z alarmnimi sistemi, ki se sprožijo čim sta premik oziroma deformacija večja od dopustnih (Bogatin in Kogoj, 2006).

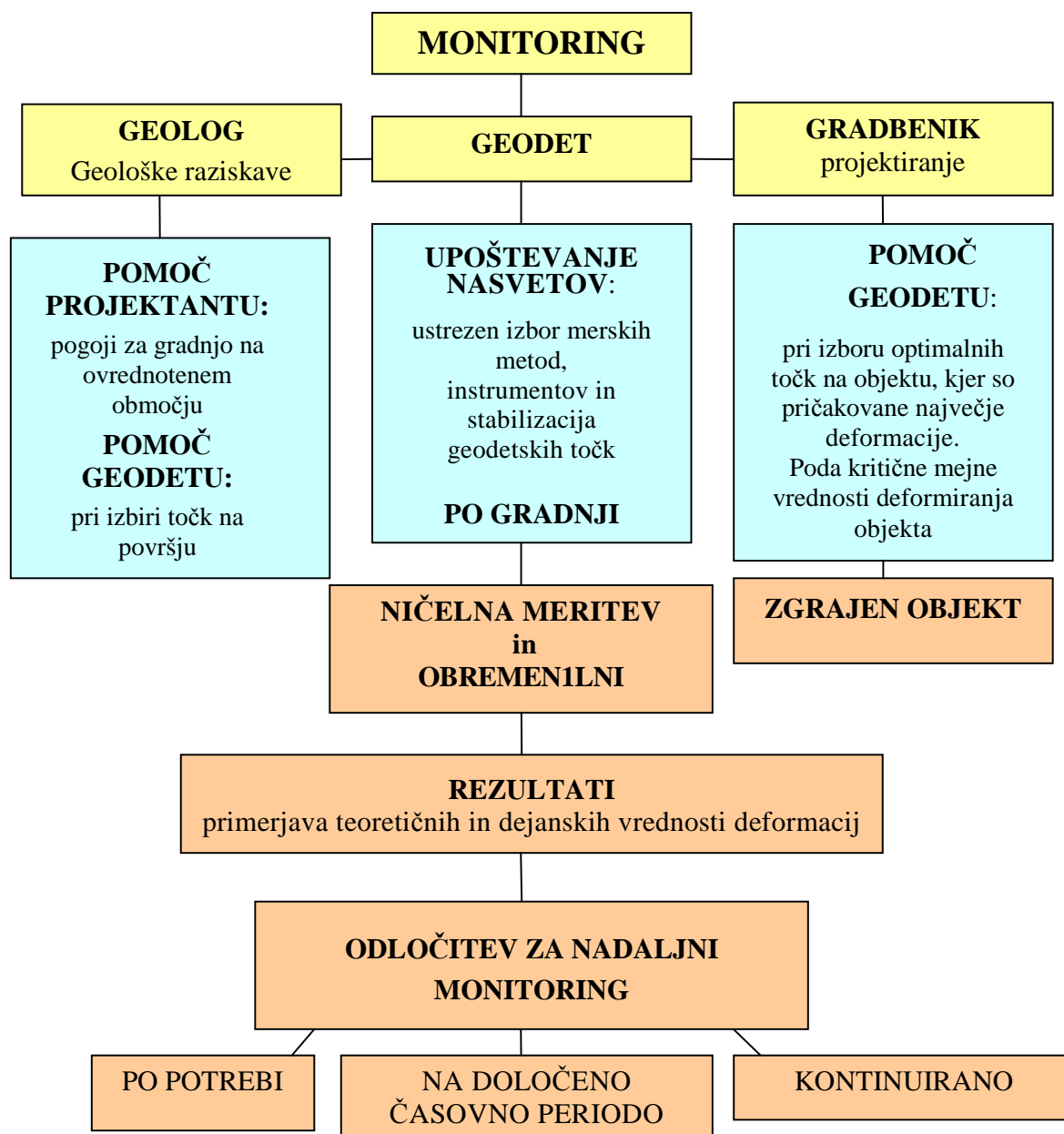
Frekvenca izvajanja meritev ali pogostost izmer se določi glede (Golob, 2008):

- trend gibanja objekta (velikost, hitrost, pospešenost),
- zahtevnost izmere (vrsta objekta, vrste deformacij),
- funkcionalnost ali nacionalna pomembnost objekta (nevarnost, vrednos objekta)
- starost oziroma stanje objekta ter
- ekonomsko-politične razloge.

Časovni interval med dvema zaporednima terminskima izmerama se lahko spreminja glede na spremembe navedenih dejavnikov.

2.2.6 Interdisciplinarnost geodetskega deformacijskega monitoringa

Opazovan objekt, vplivi in nastale spremembe so obravnavani kot celota v skupnem dinamičnem modelu. Obdelava in vrednotenje obdelanih podatkov deformacijskega monitoringa zahteva razširitev geodetovega znanja iz geologije, mehanike, geotehnike in podobnih ved, vendar pa ne gre pričakovati, da celoten proces izpelje sam, temveč se uspešno dopolnjuje gradbeniki, projektanti (geotehnik) in nenazadnje tudi z geologi. Za uspešno interdisciplinarno obravnavo procesov spreminjanja objektov, katerih posledica so premiki in deformacije le-teh, je potrebna standardizacija postopkov in terminologije (Bogatin in Kogoj, 2006).



Slika 6: Interdisciplinarnost geodetskega deformacijskega monitoringa

2.2.7 Pogreški in omejitve geodetskih tehnik pri izvedbi deformacijskega monitoringa

Pomembna naloga in hkrati tudi velika prednost geodetske stroke je v tem, da lahko na podlagi nadštevilnih opazovanj, podatkov o natančnosti merskega instrumentarija in posameznih

uporabljenih metod že vnaprej predpostavimo in izračunamo predvideno končno natančnost, odkrijemo morebitne nepravilnosti (pogreške) ter njihov izvor in vpliv na opravljena opazovanja.

Klasična teorija pogreškov ločuje grobe, sistematične in slučajne pogreške. Vse, razen slednjih, lahko v veliki meri odkrijemo in eliminiramo, medtem ko so slučajni vedno prisotni in jih obravnavamo kot naravno lastnost opazovanj. Grobi pogreški so največkrat posledica nepazljivosti pri merjenju (malomarnost operaterja) pa tudi zaradi uporabe neprimerne instrumentarije ali napačne metode dela. Njihovo odkrivanje je lahko drago in dolgotrajno, če se ga ne lotimo sistematično. Rezultati geodetske izmere bodo praktično uporabni, ko bo del vsake izmere spremljanje njihovega pojavljanja, odkrivanja in odstranjevanja. V splošnem lahko velja, da med samo izmero odkrijemo le grobe pogreške, ki izstopajo po velikosti (Grigillo in Stopar, 2003). Vsa opazovanja, ki imajo značaj grobih pogreškov, iz nadaljnjega računanja odstranimo. Sistematične pogreške odpravimo v tolikšni meri, kot nam to dopušča stohastični ali funkcionalni model. Odvisno od njegove sofisticiranosti pri zajemu spremenljivih količin (temperatura, tlak, vlaga) ter upoštevanja njihovih redukcij v izmerjenih vrednostih (Golob, 2008). Odpravljamo jih tudi z preizkušanjem oziroma rektifikacijo merskega pribora in z metodo dela.

Pogreški pri geodetskih meritvah so lahko npr. instrumentalnega, humanega, postopkovnega ali naravnega izvora. Instrumentalni pogreški so pogojeni z uporabljenimi mersko opremo, postopkovni so določeni z metodo izmere in načinom obdelave dobljenih opazovanj, naravne pa predstavljajo predvsem atmosferski pogoji in ukrivljenost Zemljinega površja. Velikokrat svoj vpliv doda še človek s svojo udeležbo v projektu geodetske izmere (načrtovanje izmere, preciznost operiranja z instrumentarijem, vrednotenje vplivov, izbiranje parametrov itd.) (Golob, 2008). Omejitve geodetskih tehnik pri izvedbi deformacijskega monitoringa so povezane predvsem z geometrijo geodetske mreže in izbiro mikrolokacije referenčnih točk.

3 METODE DEFORMACIJSKEGA MONITORINGA

Obstajajo različne metode merjenja premikov in deformacij, ki so odvisne od tehnike merjenja oziroma tipa instrumenta, s pomočjo katerega se meritev izvaja.

Metode merjenja premikov in deformacij so se v preteklosti delile na geodetske ali absolutne in fizikalne ali relativne metode. Razvoj merskih tehnik in elektronike pa je posledično povzročil razvoj številnih instrumentov, ki jih po stari delitvi ne moremo uvrstiti v nobeno skupino. Tako metode merjenja premikov/deformacij delimo glede na uporabljeni instrumentarij (Stopar in Vodopivec, 1990):

- geodetske metode: pri merjenju uporabljamo klasičen geodetski instrumentarij, kot so teodoliti, nivelirji, elektrooptični in laserski razdaljemetri, tehnologijo GNSS
- fizikalne metode: uporabljamo elektronske, optične, mehanske, hidrostatične instrumente, prirejene za merjenje geometrijskih in mehanskih količin (inklinometri, ekstenzometri, induktivni merilniki, merilni lističi, tiltmetri, pospeškometri, mikrometri, kapacitivni merilniki,...).

Vsaka od naštetih metod ima svoje prednosti in slabosti. Geodetska opazovanja nam preko stabilnih referenčnih točk, ki so med seboj povezane preko merjenih kotov in/ali dolžin, zagotavljajo nadštevilnost opazovanj ter omogočajo statistična testiranja, ki nam podajo njihovo natančnost in zanesljivost. Podajajo tudi globalno informacijo o obnašanju opazovanega objekta, torej dobimo rezultate v absolutnem smislu glede na okolico. Vse ostale metode so, bolj ali manj, relativne. Njihovi pristopi nam zagotavljajo natančnejše, vendar s spremembo položaja celega objekta, glede na izhodiščni položaj, obremenjene rezultate. Prav tako nam ne ponudijo možnosti statističnega preverjanja kakovosti, možna je le primerjava z drugimi neodvisnimi meritvami. (Stopar in Vodopivec, 1990).

V sklopu te diplomske naloge se bom posvetil predvsem tehnikam kontaktne geodetske izmere, ki vključujejo izvedbo meritev z neposrednim fizičnim stikom geodetskega instrumenta ali merske opreme z referenčnimi in kontrolnimi točkami obravnavanega objekta. Ne bom pa podrobno obravnaval ne-geodetskih (fizikalnih) metod in brezkontaktnih geodetskih postopkov, to je fotogrametričnih metod, metod laserskega skeniranja ter daljinskega zaznavanja.

3.1 Geodetske metode

Običajno so to posredne metode, saj koordinate točk dobimo na osnovi merjenih kotov, dolžin in višinskih razlik. Osnovo geodetskim merjenjem predstavljajo karakteristične točke, s katerimi idealiziramo obravnavani objekt/območje. Omenjenim točkam nato z ničelno meritvijo določimo prostorske koordinate, ki jih kasneje primerjamo z rezultati meritev kasnejših terminskih izmer. Iz razlike položaja točk v odnosu na ničelni položaj dobimo velikost nastalih pomikov/deformacij. Pri tem smatramo referenčne geodetske točke kot stabilne. Poleg prostorske moramo registrirati tudi časovno komponento, s katero dobimo pravilno kronološko predstavo o dogajanju na objektu.

V praksi se za določanje pomikov in deformacij uporabljajo vse geodetske metode, ki omogočajo doseganje zahtevane natančnosti meritev in določitve koordinat točk. Najpogosteje se uporabljajo metode triangulacije, trilateracije in poligonometrije za določanje horizontalnih premikov in metoda geometričnega nivelmana za določanje premikov v vertikalni ravnini. Vendar pa jih vedno bolj zamenjujejo metode satelitske geodezije (GNSS) ter daljinskega zaznavanja (metode za masovni zajem - lasersko skeniranje, fotogrametrija), ki nam omogočajo hkratno določitev vseh komponent premika, torej določitev pomika v 3-razsežnem prostoru. V naslednjih poglavjih sledi opis posamezne geodetske metode, vendar se bom osredotočil predvsem na tehniko satelitske izmere GNSS, ki je tudi predmet te diplomske naloge in je bila uporabljena v praktičnem primeru.

V sklopu deformacijskih raziskav spremljamo/ugotavljamo velike in tudi komaj zaznavne premike. Velikost pričakovanih premikov nam podaja zahteve o ustrezni stabilizaciji, signalizaciji, merski opremi in metodi izmere, s katerimi zagotovimo določitev premikov z ustrezno natančnostjo.

3.1.1 Klasične terestrične metode geodetske izmere

Pod pojmom klasična terestrična geodetska izmera smatramo izmero z uporabo klasičnih 'zemeljski' metod izmere, h katerim štejemo merjenje kotov (triangulacijo), merjenje dolžin (trilateracijo), trigonometrično višinomerstvo in geometriani nivelman. Metode omogočajo vzpostavitev geodetskih mrež, v katerih opravljamo meritve horizontalnih kotov, dolžin, zenitnih razdalj in višinskih razlik ter tako povezujemo geodetske točke. Pri tem uporabljamo klasične geodetske instrumente teodolite, elektrooptične razdaljemere in nivelirje. Za merjenje horizontalnih kotov in zenitnih razdalj danes uporabljamo le še elektronske teodolite, ki so najpogosteje kombinirani z elektronskimi razdaljemerji. Govorimo o t.i. elektronskih tahimetrih in nivelirjih.

Navedene metode klasične geodezije v sklopu obdelave podatkov zahtevajo izravnavo po metodi najmanjših kvadratov, ki se privzame v večini geodetskih nalog. Klasične geodetske metode, ki se uporabljajo pri zahtevnejših nalogah, torej pri vseh geodetskih deformacijskih raziskavah, so naslednje (Golob, 2008):

- girusna metoda za merjenje horizontalnih smeri oz. kotov,
- merjenje zenitnih razdalj v obeh krožnih legah (po možnosti obojestransko),
- večkratna izmera dolžin, istočasno s horizontalnimi in vertikalnimi koti
- niveliranje iz sredine za določanje višinskih razlik (geometrični nivelman)

3.1.2 Metoda izmere s tehnologijo GNSS

Metoda GNSS je v deformacijskih raziskavah dokaj nova, vendar se zaradi svojih lastnosti (natančnost, neodvstnost od vremenskih razmer, idr.), vse bolj uveljavlja, na nekaterih specifičnih področjih pa celo izpodriva klasične geodetske metode. Razvoj satelitskih tehnik določanja položaja in njihova uporaba v geodetski praksi sta temeljito spremenila današnje geodetske postopke. Podobno je tudi v inženirski geodeziji, kjer se za monitoring deformacij masivnih konstrukcij in kritičnih območij danes praviloma uporablja tehnologija izmere GNSS kot dopolnilo terestričnim metodam. Prav tako na njih vedno bolj sloni tudi izmera državnih geodetskih geodinamičnih mrež. Čeprav metode izmere GNSS zagotavljajo pozicioniranje z natančnostjo primerljivo s klasičnimi metodami, je bila v preteklosti uporaba omejena zaradi (pre)dolgega trajanja opazovanj. Z razvojem instrumentarija ter izboljšanjem analitičnih programskih orodij se je ta čas precej skrajšal, natančnost pa posledično povečala na milimetrski red, ki ga lahko zagotovimo že tudi v manj kot enournem opazovanju (Golob, 2008). Vendar se zaradi eliminacije globalnega premikanja zemeljskih vodnih in kopenskih mas za najnatančnejše deformacijske meritve priporoča večja časovna dolžina terminske izmere, ki naj bi trajala neprekinjeno minimalno 24 ur v posamezni seriji, če to ni mogoče, pa vsaj 6–8 ur (Savšek et al., 2010). V praksi se najpreciznejše meritve opravljajo tudi 48 ur ali tudi več. Tako se namreč zagotovi večkratni prelet satelitov čez obravnavano območje, ter ponovljen izračun geometrije satelit – opazovana točka – satelit, s tem pa tudi višja natančnost meritev.

Interval registracije zaokrožimo na 5 s, saj se v krajšem času geometrija satelitov neznatno spremeni. V primeru celodnevnih meritev na točki je interval registracije lahko 30 sekund, saj pri dolgih serijah s podaljšanjem intervala registracije bistveno ne pokvarimo natančnosti, količino podatkov pa močno zmanjšamo. Za krajše serije meritev se priporoča optimalni interval registracije 15 sekund. Registracijo sprejetega signala uravnavamo z nastavitvijo minimalnega višinskega kota, ki je odvisen od zmožnosti programske opreme za obdelavo opazovanj GNSS. Kadar dobljene podatke obdelamo s t.i. profesionalnimi programskimi orodji, katera poleg določitve koordinat točk omogočajo tudi modeliranje parametrov troposfere, je priporočljivo

minimalni višinski kot za izvedbo meritev GNSS nastaviti čim nižje, na primer na 1° – 5° . Pri komercialnih programskih paketih pa je optimalna nastavitvev minimalnega višinskega kota 10° – 15° (Savšek et al., 2010).

Pri geodetski izmeri GNSS za potrebe spremljanja premikov in deformacij se vedno določajo koordinate točk na podlagi merjene faze nosilnih valovanj, s sestavo dvojnih faznih razlik (Savšek et al., 2010). Koordinate točk za krajše bazne vektorje pridobimo na podlagi faznih opazovanj na obeh nosilnih valovanjih, medtem ko se pri daljših vektorjih (nad 5 km) uporabljajo dvofrekvenčna opazovanja ter na njihovi osnovi sestavljena linearna kombinacija meritev, ki je neodvisna od vplivov ionosfere. V vseh primerih moramo zagotoviti, da je poleg koordinat točk pridobljena tudi realna ocena koordinat.

Dandanes je določevanje položajev točk, ki so več kot 1 km narazen, domena uporabe tehnologije GNSS. Natančnost določitve položaja posamezne točke se obravnava v štiri razsežnem (4D) prostoru. Čas kot četrta dimenzija predstavlja spremembo položaja opazovane točke v odvisnosti od časa. Položaj točke GNSS, je torej določen v stabilnem in kakovostnem koordinatnem sestavu ITRF (angl. *International Terrestrial Reference Frame*) in se nanaša na točno določeno epoho, hkrati pa zagotavlja visoko natančnost in isti geodetski datum (Sterle, 2007).

3.1.2.1 Metode geodetske izmere GNSS

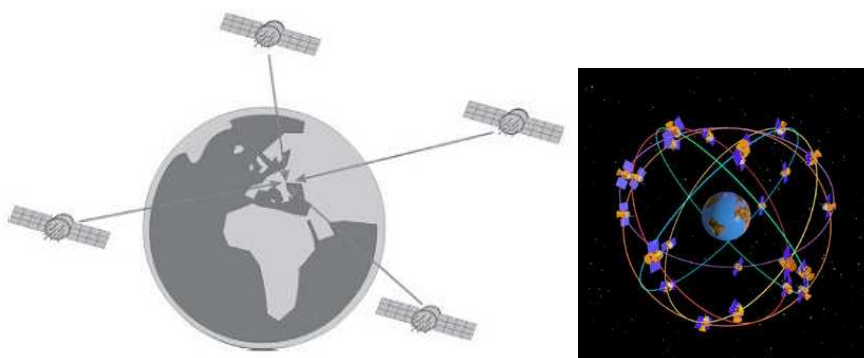
Pri vseh metodah geodetske izmere GNSS je priporočljiva uporaba dvo-frekvenčnih sprejemnikov z uporabo zunanjih anten, ki imajo možnost zmanjševanja vpliva odboja signala (t.i. *choke-ring* antene, uporaba plošče antene). Glede na tip opazovanih količin in način obdelave opazovanj ločimo več metod določitve položaja s tehnologijo GNSS (Kozmus in Stopar, 2003):

- absolutna določitev položaja,
- diferencialna določitev položaja (kodna opazovanja) in
- relativna fazna določitev položaja.

Poleg klasične kinematične izmere in izmere RTK-GNSS, so sodobne izvedbe slednje npr. FKP (nem. *Flächenkorrekturparameter*) in VRS (ang. *Virtual Reference Station*) ter PPP (ang. *Precise Point Positioning*), ki je tudi najnatančnejša metoda določitve absolutnega položaja. Metodo PPP lahko izvedemo kinematično ali statično. Slednji način prevladuje oz. se izrecno uporablja v visokonatančnih geodetskih deformacijskih raziskavah, zato bo v nadaljevanju privzet kot kompatibilna metoda za izmero GNSS v sklopu geodetskega deformacijskega monitoringa (Golob, 2008).

Ne glede na metodo izmere je potrebno uporabljati kalibrirano in komparirano mersko opremo ter pomožni pribor.

3.1.2.2 Osnovni princip določitve položaja s tehnologijo GNSS



Slika 7 : Princip določitve položaja s tehnologijo GNSS (Pavlovčič Prešeren in Stopar, 2005).

Vse v prejšnjem poglavju našteje metode GNSS slonijo na istem geometričnem principu, in sicer na tem, da položaj točke v prostoru določimo s preseki krogel, katerih radije predstavljajo merjene pseudorazdalje (razdalje niso prave ker, je čas potovanja signala (časovni interval med trenutkom oddaje in trenutkom sprejema signala), ki je osnova za določitev razdalje med satelitom in sprejemnikom, določen z dvema urama: satelita in sprejemnika) do iskane točke od več oddaljenih točk, ki jih v GNSS-ju materializirajo okoli Zemlje krožeči sateliti (Golob, 2008). Za neznano določitev položaja v 3D-prostoru bi načeloma zadostovale razdalje od treh satelitov,

vendar šele četrta razdalja t.i. časovna komponenta omogoča določitev razlike urinega stanja sprejemnikove ure, glede na nominalni čas (GPS) satelita. V praksi se za določitev položaja zaradi množice ostalih vplivov, ki v obdelavi meritev nastopajo kot neznanke, priporoča sprejem vsaj petih opazovanih signalov, kar pomeni pet iz stojišča 'vidnih' satelitov vsak trenutek trajanja izmere.

Določitev razdalje med sateliti in sprejemnikom, in s tem položaja točke kjerkoli na zemeljski površini, temelji na dveh postopkih. To sta (Kozmus in Stopar, 2003):

- korelacija kode nosilnega valovanja z valovanjem, generiranim v sprejemniku GNSS, t. i. kodni način
- primerjava faze sprejetega in v sprejemniku vzpostavljenega valovanja, t. i. fazni način.

Fazni način je precej bolj natančen od kodnega in se uporablja za potrebe geodezije, in tudi geodetskega monitoringa. Kakovostna določitev položaja torej temelji na kodnem in faznem načinu (Kozmus in Stopar, 2003). Sateliti GNSS oddajajo signale v obliki moduliranih elektromagnetnih valovanj na dveh frekvencah, in sicer L1 (1575.42 MHz) in L2 (1227.60 MHz). Nosilno valovanje L1 je modulirano s t.i. C/A (angl. Coarse Acquisition) kodo ter P (angl. Precise) kodo ali kodirano različico Y le-te. Valovanju L2 se doda koda P oz. Y. Obe valovanji pa sta opremljeni še z navigacijskim sporočilom (Kozmus-Trajkovski, 2010).

3.1.2.3 Statična metoda izmere GNSS

Relativna določitev položaja na osnovi faznih opazovanj je edina prava geodetska metoda. Položaj določimo s tvorjenjem faznih razlik, kjer se eliminirajo pogreški satelitovih (enojne fazne razlike) in sprejemnikovih ur (dvojne fazne razlike) ali linearne kombinacije opazovanj na frekvencah L1 in L2 za odstranitev vpliva ionosfere ter možnosti uporabe najbolj točnih podatkov o tirnicah satelitov (Kozmus in Stopar, 2003). Ključnega pomena za kvalitetno določitev položaja je točna in zanesljiva določitev števila neznanih celih začetnih valov, katerih rešitev je lahko

celoštevilska ali realna vrednost. V geodetskih nalogah je sprejemljiva le prva rešitev, tj. določitev neznank začetnih valov v območju celih števil.

Klasična izvedba relativne metode izmere za namen določitve položaja ene ali več točk se imenuje statična metoda. Večje število sprejemnikov (vsaj dva) simultano (sočasno) izvaja opazovanja na izbranih točkah. Čas izvajanja opazovanj na posamezni točki je odvisen od zahtevane natančnosti, geometrične razporeditve satelitov in trenutnih merskih pogojev (Kozmus in Stopar, 2003). Opazovanja za potrebe določitve položaja najvišje kakovosti se opravljajo 48 ur ali tudi več. V sklopu le-teh opravljamo včasih tudi meritve meteoroloških parametrov: temperature, zračnega tlaka in relativne vlage.

Praviloma se opazovanja statične metode izmere GNSS izvajajo z številom sprejemnikov, ki je manjše od števila opazovanih točk mreže, zato jih izvedemo v več serijah, ob tem morajo biti postavitve instrumentov v vsaki seriji neodvisne. Meritve v serijah omogočajo izboljšanje natančnosti določitve položaja. Po opravljenem terenskem delu opazovanja vseh serij prenesemo na računalnik ter jih na podlagi ustaljenih algoritmov (konceptov) obdelave mreže GNSS obdelamo v izbranem programskem paketu. Po določitvi neznanega števila celih valov se določijo bazni vektorji, ki jih nato povežemo v geodetsko mrežo GNSS.

Opazovanja na podlagi katerih dobimo rezultate (koordinate novih točk), izravnamo po metodi najmanjših kvadratov. Naknadna obdelava opazovanj nam omogoča vključevanje natančnejših podatkov o tirnicah satelitov, ki so na razpolago z nekajdnevni zamikom, t.i. hitre (angl. *Rapid*) ali končne (angl. *Final*) efemeride (Kozmus in Stopar, 2003). Osnovna količina, iz katere določimo deformacije geodetske mreže, so ocenjeni vektorji premikov ali hitrosti premikov geodetskih točk. Premike točk lahko dobimo le na podlagi ponovljenih izmer v različnih terminskih izmerah (Sterle in Stopar, 2007).

Z relativno metodo lahko ob uporabi primerne instrumentarije in algoritmov obdelave opazovanj dosežemo milimetrsko natančnost, ki je primerna za večino geodetskih nalog, sploh pa je zahtevana pri izvedbi geodetskega monitoringa (Kozmus in Stopar, 2003).

3.1.2.4 Oprema pri izvedbi izmere s tehnologijo GNSS

Ker sem se v diplomski nalogi osredotočil zgolj na statičen način določitve položaja, ki se uporablja v nalogah geodetskega monitoringa, bom v spodnjih odstavkih podrobneje predstavil opremo, ki je potrebna za uspešno in precizno izvedbo slednjega.

3.1.2.4.1 Sprejemniki GNSS

Pri vseh metodah geodetske izmere GNSS je priporočljiva uporaba dvo-frekvenčnih sprejemnikov (zlasti v deformacijskih raziskavah) z uporabo ločenih zunanjih anten, kar je boljše z vidika elektromagnetnih motenj in zmanjševanja odboja signala (t.i. *choke-ring* antene, uporaba plošče antene) (Savšek et al., 2010), hkrati pa z tvorjenjem linearnih kombinacij opazovanj na frekvencah L1 in L2 omogočajo odstranitev vpliva ionosfere ter možnost uporabe najbolj točnih podatkov o tirnicah satelitov (Kozmus in Stopar, 2003). Priporoča se sposobnost vsaj eno-sekundnega intervala zajema podatkov, opremljenost s sodobnimi programskimi orodji in matično ploščo s strojno opremo, ki zagotavlja natančno zaznavanje nosilnih valovanj. Sprejemniki naj imajo tudi komponente, ki poskrbijo za odpravo motenj radijskih valov, dovolj notranje spominske kapacitete in izhode za priključitev na računalnik. Sprejemnik mora biti opremljen z dodatki za zaščito ohišja in za varen transport (robusten zaboj). Vsak sprejemnik naj ima vsaj dva vira napajanja, tako da se v primeru odpovedi primarnega vira energije, brez prekinitve sprejemanja signala samodejno preklopi na sekundarni vir (Golob, 2008).

Sprejemniki so v osnovi zelo različni, vendar imajo vsi naslednje sestavne dele oz. komponente: anteno, radio frekvenčni del, mikroprocesor, kontrolno enoto, zaslon in tipkovnico, spominsko enoto in vir energije. Običajno so vse komponente, razen antene, zbrane v skupnem ohišju –

sprejemniku GPS. Trenutno je na tržišču več kot tisoč različnih sprejemnikov GPS, namenjenim različnim potrebam. Najpogostejše merilo za izbiro sprejemnika je potrebna natančnost določitve položaja ali časa na osnovi opravljenih opazovanj GNSS (Kozmus in Stopar, 2003). Običajno potrebujemo vsaj dva takšna instrumenta, razen v primeru, ko uporabljamo, za določitev baznega vektorja, podatke opazovanj stalnih referenčnih postaj.

3.1.2.4.2 Antene

Sprejemniki imajo lahko ločeno anteno, kar je boljše z vidika elektromagnetnih motenj, ali vgrajeno, kar je boljše z vidika mobilnosti in enostavnosti uporabe (Kozmus in Stopar, 2003). V praksi se za najpreciznejše izmere uporabljajo predvsem t.i. zunanje antene, tj. glede na sprejemnik ločene enote. Antena naj sprejema obe frekvenci nosilnega valovanja GNSS. Najbolje je, da uporabljamo anteno in sprejemnik istega proizvajalca. Poznamo več tipov anten. V geodeziji uporabljamo predvsem izvedbe t.i. '*choke ring*' in ploščate t.i. '*ground-plane*' antene, ki prestrežejo indirektne signale ter signale z nizkim višinskim kotom. Mehanska os in fazni center antene APC (ang. *antenna phase center*) morata sovpadati v isti točki, imenovani ARP (ang. *antenna reference point*). Kadar temu ni tako, mora biti višinska razlika med točkama APC in ARP jasno deklarirana. Če anteno stabiliziramo na podnožju ali kovinskem nosilcu, moramo ročno izmeriti višinsko razliko med izbrano točko na anteni in dejansko stabilizirano točko na trdni podlagi (Golob, 2008). Antena je s sprejemnikom povezana s koaksialnim kablom, ki pa naj bo tak kot to predpisuje proizvajalec, saj lahko v nasprotnem primeru povzročimo izgubo signala ali pa vsaj poslabšanje razmerja signal / šum, kar lahko poslabša kvaliteto opazovanj (Skumavec, 1998).

3.1.2.4.3 Dodaten terenski instrumentarij

Med dodaten instrumentarij pri izmeri GNSS podobno kot pri terestrični spada stativ z možnostjo centriranja na katerega pritrdimo nosilec za anteno – kombinacija togega nerjavečega nosilca z trinožnim podnožjem, ki omogoča horizontiranje antene sprejemnika. Nepogrešljiv del vsake

izmere GNSS je tudi navaden merski trak oz. 'meter' s katerim določimo višinsko razliko med izbrano točko na Zemeljskem površju in na kovinskem nosilcu ali stativu realizirano anteno. Kabli za prenos podatkov in dovajanje energije do sprejemnika, naj bodo čim bolj trpežni ter odporni na težje vremenske razmere. Kot izvor energije nam služijo baterije in akumulatorji, ki proizvedejo enosmerni tok, napetosti 12V in bi naj zagotovili energijo potrebno za 24 ur in več trajajoča opazovanja. S sprejemnikom jih povežemo preko ustreznih napajalnih kablov. Prav tako moramo za zagotovitev visokih natančnosti izmeriti meteorološke pogoje v atmosferi, ki jih kasneje uporabimo pri izračunu modela troposfere. Za te meritve uporabljamo čim bolj natančne instrumente (termometer, barometer, idr). Običajno merimo zračni tlak, suho ter mokro temperaturo. V to skupino dodatne opreme spadajo tudi zapisniki in vodo-odporna prevleka s katero zaščitimo sprejemnik v primeru naliva.



Slika 8: Oprema za statični način GNSS določitve položaja (US Army Corps of Engineers, 2002).

3.1.2.5 Programska oprema za obdelavo izmere GNSS

Pri izbiri programske opreme za obdelavo opazovanj GNSS moramo ustrezno pozornost nameniti predvsem zahtevani končni natančnosti rezultatov ter se tako na podlagi zmožnosti modeliranja vplivov na opazovanja, doseganjem točnosti in geometrije obravnavane mreže (razdalja med

točkami) odločiti med spodaj opisanimi programskimi paketi. Ločimo dve skupini programskih rešitev za obdelavo podatkov izmere GNSS, in sicer glede na stopnjo profesionalnosti, ki jo v prvi vrsti predstavlja sposobnost algoritma za upoštevanje čim večjega spektra podatkov (Koler et al., 2010).

Znanstvena oz. profesionalna programska orodja (Bernese GPS Software, Gamit/Globk, Gipsy-Oasis II) med drugim upoštevajo tudi podatke o plimovanju, o orientaciji Zemlje, ponujajo možnost modeliranja troposfere na osnovi izmerjenih vrednosti atmosferskih parametrov ter zagotavljajo največjo natančnost končnih rezultatov neodvisno od velikosti mreže. *Komercialni paketi* (Trimble Total Control, Leica Geo Office, Leica SpiderQC) se zadovoljijo z osnovnimi podatki in zagotavljajo zadovoljive rezultate za manjše mreže ter naloge nižje zahtevane kakovosti rezultatov. Kompleksno iskanje pravih vrednosti pogreškov nadomestijo s tvorjenjem dvojnih faznih razlik na L3-linearni kombinaciji meritev. Na drugi strani pa so komercialna orodja uporabniku prijaznejša in poenostavljajo proces same obdelave. Zadnje raziskave kažejo tudi na visoko kakovost in primerljivost izhodnih količin z rezultati znanstvenih programskih paketov (Golob, 2008). Kot rezultat nam ponudijo le koordinate točk s pripadajočimi ocenami natančnosti na podlagi ocenjenih vektorjev med točkami (Koler et al., 2010).

Po vnosu vseh potrebnih podatkov nam mora izbrana programska oprema ponuditi možnost statističnega preverjanja kakovosti obdelanih vektorjev ter ustrezen način izravnave mreže (metoda najmanjših kvadratov), glede na število danih točk (prosta ali vklopljena mreža). Na koncu moramo imeti tudi možnost izdelave zaključnega poročila o izravnavi s pripadajočimi natančnostmi ter možnost izvoza dobljenih rezultatov (Golob, 2008).

3.1.2.6 Natančnost določitve položaja in pogreški tehnologije GNSS

Natančnost določanja relativnih koordinat točke na osnovi meritev GNSS je odvisna predvsem od kakovosti sprejemnika GNSS, trajanja in kvalitetne izvedbe opazovanj na posameznem stojišču ter načina njihove obdelave. Velik vpliv na končno natančnost ima tudi geometrijska razporeditev

satelitov v času trajanja izmere. Večja kot je razpršenost satelitov nad obzorjem sprejemnika, boljša je natančnost opazovanj (velja tudi obratno). Kot geometrična mera kakovosti konfiguracije satelitov služi t.i. faktor DOP (angl. Dilution of Precision), ki je obratno sorazmeren s prostornino telesa, katerega oglišča predstavljajo sprejemnik in štiri najboljše razporejeni sateliti v času trajanja izmere. Za doseganje visokih natančnosti stremimo k dejstvu, da naj bo vrednost DOP čim manjša (boljša geometrijska razporeditev satelitov). Natančnost določitve položaja GNSS lahko podamo z vrednotenjem vplivov, ki povzročajo pogoške meritev. Bistvene vplive na opazovanja GNSS, lahko razdelimo v tri skupine, glede na izvor (Kozmus-Trajkovski, 2010):

- napake satelitov (pogrešek določitve tirnic satelitov in teka satelitovih ur),
- napake sprejemnikov (pogrešek urinega stanja sprejemnikove ure, spreminjanje faznega centra antene, šum sprejemnika, večpotje signala) in
- napake širjenja signala (troposferska in ionosferska refrakcija).

Nekateri naštetih vplivi so sistematični, drugi slučajni ali v primeru nekvalitetne izvedbe meritev tudi grobi. V postopku obdelave opazovanj je potrebno odstraniti predvsem sistematične in v primeru obstoja tudi grobe pogoške. Slednje skupaj s sistematični identificiramo in eliminiramo skozi ustrezno modeliranje v fazi obdelave podatkov (numerične rešitve, statistični testi). Stremimo k temu, da na koncu ostanejo le tisti pogoški, ki smo jih predvideli pri sestavi stohastičnega modela, torej slučajni. Natančnost vertikalne komponente vektorjev je tudi do 1.5-krat ali 2.5-krat slabša kot za horizontalno komponento. Ostali sistematični pogoški so na krajših razdaljah vektorjev (do nekaj sto metrov) ponavadi zanemarljivo majhni, posledično je lahko standardni odklon horizontalnih komponent vektorjev GNSS tudi manj kot 1 mm (US Army Corps of Engineers, 2002).

3.1.2.7 Prednosti tehnologije GNSS napram terestričnim metodam izmere pri izvedbi monitoringa

Tehnologija GNSS nudi mnoge prednosti glede na klasične tehnike monitoringa, čeprav sta metodi v marsikateri komponenti identični (stabilizacija referenčnih točk, vertikalna namestitvev anten oz. reflektorjev). Prednosti izmere GNSS napram klasičnim metodam so naslednje (Malet et al., 2002 in Golob, 2008):

- visoka produktivnost in preciznost,
- možnost hkratnega kontinuiranega merjenja 3D premikov z milimetrsko natančnostjo
- visoka časovna ločljivost meritev,
- možnost varnega opazovanja plazečih območij (več km oddaljene referenčne točke),
- metoda je ekonomsko ugodna za opazovanje večjih naravnih ali umetnih objektov, zlasti v primerih, kjer je medsebojna vidljivost točk omejena,
- možnost pregleda rezultatov v kvazi-realnem času oz. hitra odzivnost ter
- možnost opazovanj v vseh vremenskih razmerah in tudi ponoči (ob primerni zaščiti opreme).

Omenjene prednosti in kvalitete GNSS-ja pridejo do izraza zlasti v kontinuiranem spremljanju premikov v kombinaciji z opozorilnim alarmnim sistemom.

3.1.2.8 Slabosti tehnologije GNSS glede na terestrične metode izmere pri izvedbi monitoringa

Slabost GNSS-ja napram klasičnim tehnikam je predvsem njegova uporaba v naravnem okolju. Ta je pogosto omejena z okoljskimi karakteristikami (relief, vegetacija, umetni objekti), ki lahko predstavljajo potencialno oviro (zlasti južno od točke), zaradi katere se zmanjša možnost sprejema signala s satelitov ali nastopi celo negativni efekt večpotja (*multipath* efekt) ali prekinitvev sprejem signala (*cycle slips*). Pri izbiri mikrolokacije točke moramo paziti tudi, da v

njeni bližini ni motečih virov elektromagnetnega valovanja (npr. oddajniki, radijski pretvorniki, transformatorske postaje), ki lahko interferirajo z signali GNSS (Golob, 2008).

Na natančnost določitve položaja s sistemom GPS, ki po uporabnosti prevladuje med satelitskimi tehnikami, ima vpliv tudi upravljavec (v lasti ZDA) sistema GPS s specifičnimi mehanizmi. Ameriško obrambno ministrstvo tudi namerno zmanjšuje točnost GPS-a. S postopkom mehanizma omejene dostopnosti S/A (angl. *Selective Availability*) so namerno spreminjali uro satelita (*dithering*), ter na ta način znižali natančnost samostojnega opazovanja GPS na več kot 100 metrov, postopek so leta 2000 odstranili. Še vedno pa lastnik sistema degradira natančnost z zamenjavo oz. kodiranjem P in Y kode (*Anti Spoofing*), do katere imajo dostop le pooblaščenici (vojaški) uporabniki (Kozmus in Stopar, 2003).

3.1.2.9 Združevanje in kombiniranje terestričnih in satelitskih opazovanj

Temeljni problem predstavlja dejstvo, da se meritve GNSS nanašajo na geometrično definiran referenčni prostor, terestrične meritve pa na fizikalno opredeljen prostor telesa Zemlje (Golob, 2008). Glavni razlog so lastnosti fizikalnega prostora, ki jih težko natančno opišemo z geometrijskimi parametri potrebnimi za preračun v geometrijski prostor. Povezavo klasičnih terestričnih meritev in meritev GNSS je mogoče izvesti na več načinov. To lahko storimo s skupno obdelavo na ravni normalnih enačb, obdelavo z uvedbo psevdomeritev (koordinate točk ali vektorji med točkami, pridobljeni z metodo GNSS) v model terestričnih meritev ali s primerjavo obeh merskih tehnik z metodami transformacij (za 3D prostor 7-parametričma), ki na podlagi opazovanj (koordinat) identičnih točk v obeh prostorih definirajo parametre, s katerimi se opišejo povezave med prostoroma. V praksi je povezava med metodama največkrat uporabljena pri izvajanju meritev GNSS na točkah, ki določajo geodetski datum terestrične izmere. Rezultati obdelave meritev GNSS pa so za terestrično mrežo večinoma samo približne koordinate, ki se uporabijo za obdelavo terestričnih meritev po načelu proste mreže. Lahko pa služijo zgolj kot dodatna ali kontrolna opazovanja za kvalitetnejše ovrednotenje v stohastičnem ali matematičnem modelu (Golob, 2008).

Kombinacija izmere GNSS in klasične izmere je priporočljiva takrat, ko so pogoji za kakovostno izvedbo opazovanj GNSS zagotovljeni samo na delu območja izmere. Torej predvsem v:

- naselijih, kjer je sprejem signala GNSS moten (visoki objekti),
- gozdovih in obrobju gozda, kjer je sprejem signala GNSS moten s strani vegetacije,
- na območjih razgibanega reliefa, kjer sprejem signalov GNSS motijo strma pobočja,
- na območjih močnih virov elektromagnetnega valovanja itd.

3.1.3 Primerjava različnih geodetskih metod izmere

V spodnji tabeli so zgolj informativno prikazane natančnosti, ki jih še lahko zagotovimo ob uporabi določene metode geodetske izmere. Metode klasične topometrije so zahvaljujoč svoji sposobnosti doseganja visokih natančnosti merjenih količin, na relativno kratkih razdaljah, še vedno konkurenčne v sklopu deformacijskih raziskav, medtem ko metode meritev GNSS prevzemajo primat za potrebe spremljanja premikov/deformacij večjih območij.

Pregled in karakteristike glavnih metod, ki se v sklopu monitoringa uporabljajo za spremljanje premikov gibajočih se točk s pripadajočimi natančnostmi so (Golob, 2008):

Metoda	Rezultati	Tipičen razpon	Tipična natančnost
Raichenbachov razdaljemer	d_D	do 40 m	0.1 mm
Žični ekstenzometer	d_D	do 100 m	0.5 mm
Elektrooptični razdaljemer	d_D	1-10 km	7 mm + 1-5 ppm
Klasičen tahimeter	d_X, d_Y, d_Z	1-10 km	3 mm+ 1-5 ppm
GNSS	d_X, d_Y, d_Z	vektorji do 20 km	1-2 mm
Terestrična fotogrametrija	d_X, d_Y, d_Z	do 200 m	40 mm

Tabela 2: Primerjava geodetskih metod v sklopu monitoringa

4 PROJEKT VZPOSTAVITVE, IZMERE IN OBDELAVE MREŽE GNSS ZA POTREBE GEODINAMIČNIH RAZISKAV

Obravnavan objekt ali območje sta predstavljena z nizom točk na objektu ali območju in v njegovi okolici. Točke z meritvami povežemo v geodetsko mrežo, ki v izbranem koordinatnem sistemu predstavlja temeljno osnovo, pravzaprav pogoj, za izvedbo geodetskih meritev, kar je tako pri geodetskem monitoringu kot pri drugih geodetskih meritvah ključnega pomena. Od mreže je odvisno, kakšno natančnost in kakšno zanesljivost lahko dosežemo pri določitvi položajev točk. Mreža geodetskih točk, ki je razvita po vsej državi, nam omogoča, da lahko kjer koli dokaj hitro določimo položaj katerega koli objekta na zemeljskem površju in tudi pod njim. Referenčne točke določajo geodetski datum mreže, medtem ko točke na objektu predstavljajo model objekta. Izbira položajev točk je večinoma odvisna od topografije terena in/ali oblike objekta (Koler et al., 2010).

Geodetska mreža za deformacijsko analizo mora biti osnovana tako, da omogoča določitev premikov z vnaprej zahtevano natančnostjo in zanesljivostjo. Pri njenem projektiranju se zato upoštevajo raznovrstni dejavniki (zahteve naročnika, vrsta opreme, karakteristike opazovanega objekta, geografske in geomorfološke značilnosti, atmosferski pogoji, itd.). Neustrezna geometrija mreže je ponavadi glavni vzrok za ne-uresničitev zahtev projektne dokumentacije po natančnosti. Zato se pred izbiro lokacij referenčnih točk in njihovo stabilizacijo, geometrijo mreže preveri s predhodno oceno natančnosti merjenih količin v ustreznih programskih okoljih (Golob, 2008).

4.1 Predhodna analiza mreže GNSS

Podobno kot pri večini geodetskih tehnik je tudi pri deformacijskem monitoringu zelo pomembno planiranje izmere, ki nam omogoča izvedbe le-te brez večjih težav. Glede na dejstvo, da je v

primeru vsake, še posebej pa v primeru izvedbe monitoringa najdražje presenečenje, sta planiranje in predhodna obdelava izmere izrednega pomena.

Rezultati predhodne analize/obdelave nam na podlagi statističnega preverjanja (ob izboru predvidenih opazovanj) povedo ali projekt izpolnjuje zahteve po natančnosti, ter predstavljajo osnovo ugotavljanju ustreznosti izbire mikrolokacij točk, tj. geometrije mreže. Kadar geometrija mreže ne zadosti pogoja o končni natančnosti rezultatov, v sklopu predhodne analize poiščemo novo obliko mreže. S potrditvijo ustrezne izbire geometrije in zadostne stopnje natančnosti meritev je predhodna analiza mreže končana, torej bomo s predvideno izvedbo izpolnili zahteve projektne dokumentacije glede določitve natančnosti premikov točk. Rezultati predhodne obdelave pogojujejo izbor konkretnega instrumentarija, metode in trajanje izmere, nabor meritev, lokacije točk oz. oblika (geometrija) mreže ter terminski plan kontrolnih meritev (Golob, 2008).

Prednosti planiranja izmere GNSS sta vremenska neodvisnost ter dejstvo, da medsebojna vidnost med točkami ni več nujno potrebna. Pred izvedbo izmere GNSS moramo predvideti naslednje zahteve (Skumavec, 1998):

- namen izmere iz katerega izhaja zahtevana končna natančnost opazovanj,
- število kontrolnih in referenčnih točk ter poznavanje stabilnosti slednjih,
- število in razporeditev satelitov oz. vidnost satelitov na točkah mreže,
- število in tip sprejemnikov, ki so na razpolago,
- določitev trajanja intervalov opazovanj, logistični načrt izmere ter način obdelave opazovanj (odvisen od razpoložljive programske opreme).

Planiranje geometrije mrež visokih natančnosti mora upoštevati načelo, da je večina točk povezanih z najmanj tremi točkami (bazni vektorji), nikakor pa nobena z manj kot dvema točkama v mreži. Pri opazovanju točk v mreži načeloma izbiramo najkrajše možne razdalje, saj so daljši vektorji bolj obremenjeni s sistematičnimi pogreški. Vendar slednje ne pomeni, da v primeru kratkih vektorjev (manjših od 20 km) v mreži, avtomatično izberemo le-te, temveč vektorje z najboljšo natančnostjo določitve. Planiranje opazovanj in izbira vektorjev, ki jih bomo uporabili za določitev položaja točk

mreže, je dokaj zapleten postopek, ki ne more biti vnaprej popolnoma definiran. Poleg izbire ustrezne geometrije mreže in določitvi neodvisnih vektorjev (v novejših programih avtomatiziran postopek) za določitev koordinat točk, je potrebno določiti še trajanje opazovanj ter interval registracije. Trajanje opazovanj najlažje določimo na podlagi izkušenj, za dosego natančnosti 5 mm + 1 ppm lahko uporabimo empirično določeno formulo $30 \text{ min} + 10 \text{ min} / \text{km}$, pri čemer daljši čas zagotavlja večjo natančnost (Skumavec, 1998). Interval registracije zaokrožujemo na 5 s, saj se v krajšem času geometrija satelitov neznatno spremeni. Za večino geodetskih nalog je optimalna vrednost intervala registracije 15 s (Savšek et al., 2010). V primeru celodnevni meritev pa je priporočljivo le-tega zvišati na 30 s, saj pri dolgih serijah s podaljšanjem intervala registracije bistveno ne pokvarimo natančnosti, količino podatkov pa močno zmanjšamo (razpolovimo).

Prvi korak pri planiranju mreže GNSS je torej določitev geometrije mreže – določanje mikrolokacije točk na karti ustreznega merila. Pri izvedbi projekta GNSS mora lokacija točk izpolniti iste zahteve kakor terestrične točke, poleg tega pa mora zadovoljiti še nekatere druge pogoje (Savšek et al., 2010):

- odsotnost fizičnih ovir v bližini točke (drevesa, visoki objekti, neugoden relief), zlasti južno od točke (priporočljiva odprtost na južno stran neba), ter zagotovilo proste vizure nad višinskim kotom 20° ,
- odsotnost motečih ravnih površin (ograja ali pločevinasta streha), ki povzročajo odboj satelitskega signala,
- odsotnost motečih izvorov elektromagnetnega valovanja (radijski pretvorniki, transformatorji), ki lahko interferirajo z signali GNSS.

Veliko vlogo pri izvedbi izmere GNSS predstavlja dostopnost samih točk (po možnosti z avtomobilom) ter prostor okoli točke namenjen operaterju ter bližina vira energije. Naslednja stopnja v predhodni analizi je rekognosciranje terena in je podrobneje predstavljena v naslednjem poglavju.

4.1.1 Rekognosciranje terena

Potem, ko smo določili točke na ustrezni kartografski podlagi, te točke lociramo na samem terenu, ter jih poimenujemo. Točki poleg opisnega imena, dodamo še krajšo numerično oznako. Prvi pregled terena nam mora zagotoviti informacijo o topografskih značilnostih in možnostih prevoza do izbranih točk mreže, da lahko do njih transportiramo opremo. Najprej je potrebno ugotoviti gostoto in višino vegetacije, višino in gostoto pozidave ter ostalih ovir, ki lahko otežujejo ali celo onemogočajo izvedbo izmere GNSS. Priporočljivo je tudi pridobiti informacije o lastništvu na zemljišču, ki lahko otežuje gibanje v prostoru ter dostop do obstoječih točk ali postavitev novih. Pridobiti moramo podatke (koordinate, topografije ter informacije o stanju točk na terenu) o obstoječih geodetskih točkah na obravnavanem območju, ki nam lahko kakor koli pomagajo pri izvedbi izmere (GURS, 2007). Ko neka točka zadostuje vsem zahtevam za 'GNSS geodetsko točko', jo zakoličimo in ustrezno stabiliziramo. Točke so trajno označene in stabilizirane na način, ki zagotavlja kakovostno izvedbo meritev in enolične ponovitve terminskih izmer (podroben postopek in zahteve za stabilizacijo mreže GNSS, so že bile predstavljene na koncu 3. poglavja; str. 16 - 20).

Če na podlagi rekognosciranja terena ugotovimo, da je plan izmere GNSS izvedljiv, je priporočljivo na podlagi programske opreme za planiranje GNSS opazovanj, izbrati optimalni datum in čas izvedbe opazovanj, tj. določitev t.i. linije vidnosti (optimalnega 'okna') satelitov, v katerem je možno sprejemanje signala z optimalnega števila satelitov simultano na vseh točkah. Ta optimalni interval je funkcija položaja in razporeditve satelitov, ki pa je funkcija časa, zato je posledično tudi najugodnejši interval opazovanja funkcija položaja in časa. Optimalno 'okno' lahko določimo s pomočjo grafov azimut – višinski kot, ki jih dobimo s programskim paketom proizvajalca opreme GNSS. S stališča natančnosti je najboljša metoda predhodne analize simulacija opazovanj, glede na časovni interval, izbran interval registracije, geometrijo satelitov ter atmosferske vplive. Med različnimi scenariji izberemo optimalnega, tistega, ki obeta najboljše rezultate. Slaba lastnost takih simulacij je velika poraba časa. Na območju Slovenije je nad višinskim kotom 15° običajno na voljo od 6 do 8 GNSS satelitov z intervali, ko jih je na voljo

tudi 9 ali pa samo 5. Pri planiranju opazovanj praviloma izberemo časovne intervale, ko je na voljo vsaj 6-7 satelitov, saj zelo verjetno zaradi fizičnih ovir na delovišču ne bodo vsi na voljo. Za določitev kakovostnega položaja z metodo GNSS pa je potrebnih vsaj 5 satelitov z geometrijsko ugodno razporeditvijo (GURS, 2007).

4.1.2 Organizacija izmere

Običajno nimamo na razpolago toliko sprejemnikov kolikor je točk mreže, zato izmero GNSS izvedemo v t.i. serijah. Serija opazovanj je časovni interval, ko določeno število sprejemnikov istočasno sprejema signale z vseh razpoložljivih satelitov (Skumavec, 1998). Zvezo med vnaprej izbranim številom serij opazovanj na posamezni točki n , številom točk v mreži m in številom sprejemnikov r , in številom serij s , nam podaja enačba

$$s = \frac{m \cdot n}{r} \quad (4.1)$$

Rezultat zgornje enačbe je lahko realno število, s v tem primeru zaokrožimo na prvo naslednje celo število. Če imamo v seriji uporabljenih r sprejemnikov dobimo $(r-1)$ neodvisnih vektorjev. Vseh vektorjev, izmed katerih izberemo neodvisne vektorje je

$$v = \frac{r(r-1)}{2} \quad (4.2)$$

Neodvisnost izbranih vektorjev v mreži pomeni, da vektorji ene serije ne zapirajo zaključenih zank. S tem v veliki meri odpravimo korelacijo med vektorji merjenimi v isti seriji, ter posledično zmanjšamo sistematične vplive, saj so zanke zaprte z vektorji merjenimi v različnih časovnih intervalih, kar je ugodno v smislu različne geometrijske razporeditve satelitov (Skumavec, 1998).

4.1.3 Bistveni kriteriji pri načrtovanju mreže za izvedbo monitoringa

Monitoring mrež, ki se izvaja za potrebe določanja premikov in deformacij obravnavanega objekta/območja, se analizira glede na tri bistvene kriterije: **natančnost**, **zanesljivost** in **občutljivost**. Natančnost določitve položaja je odvisna od kvalitete mreže. Zanesljivost je definirana kot sposobnost mreže, da se upre grobim pogreškom v opazovanjih, kajti prav neodkriti vplivi grobih pogreškov v monitoringu mrež lahko hitro vodijo do napačnih zaključkov in

empirično neutemeljenih interpretacij deformacij (Golob, 2008). Ločimo notranjo in zunanjo zanesljivost. Notranja zanesljivost se nanaša na sposobnost mreže, da ob testiranju statističnih hipotez, odkrije grobe pogreške, zunanja pa na vpliv neodkritih grobih pogreškov na ocenjene vrednosti neznank in/ali funkcij le-teh. Visoka zanesljivost v splošnem pomeni, da je odziv mreže na neodkrite grobe pogreške v mreži zanemarljiv.

Občutljivost je definirana kot zmožnost mreže za odkrivanje in merjenje premikov in deformacij na območju, ki ga le-ta pokriva. Mrežo smatramo kot občutljivo, ko lahko deformacije, ko se le-te zgodijo, zazna s predpisano gotovostjo. Zato je občutljivost upravičeno uporabiti kot glavni kriterij pri procesu načrtovanja mrež monitoringov (Golob, 2008). Z občutljivostjo in zanesljivostjo vrednotimo t.i. robustnost geodetske mreže, ki podaja neskladnosti (grobe pogreške) v opazovanjih, medtem ko se merila natančnosti nanašajo le na slučajne pogreške (Savšek et al., 2010).

Natančnost in zanesljivost geodetske mreže GNSS sta odvisna predvsem od (Golob, 2008 in Koler et al., 2010):

- oblike oz. geometrije mreže,
- kakovosti koordinat referenčnih točk,
- kakovosti vektorjev hitrosti referenčnih točk,
- natančnosti merjenih količin (metoda izmere, način izmere, instrumentarij),
- kakovosti uporabljenih efemerid oz. tirnic satelitov,
- kakovosti modeliranja vplivov na opazovanja,
- zunanjih vplivov okolja (atmosferske in klimatske razmere, morfologija površja)
- subjektivnih vplivov (fizioloških zmožnosti operaterja),
- zanesljivost mreže pri odkrivanju grobih pogreškov s pomočjo statističnih testov in
- natančnost določitve neznank v mreži, tj. predvsem koordinat točk.

4.2 Izmera mreže GNSS

Ob uporabi mreže GNSS za potrebe deformacijskih raziskav imamo v Sloveniji tri mogoče scenarije (Koler et al.,2010):

S1: Geodinamika širšega območja, na primer celotne Slovenije

Referenčne točke predstavljajo točke službe IGS (angl. *Internacional GNSS Service*), z dobro določenimi koordinatami in vektorji hitrosti v aktualnem sestavu ITRF (angl. *International Terrestrial Reference Frame*) (trenutno ITRF2005) in so v okolici Slovenije.

S2: Geodinamika ožjega območja, velikega nekaj 10 km

Referenčne točke so lahko točke omrežja SIGNAL. Položaj le-teh obravnavamo kot časovno spremenljivko, saj se točke v sestavu ETRF (angl. *Europaen Terrestrial Reference Frame*) lahko premaknejo tudi do nekaj mm na leto.

S3: Spremljanje stabilnosti manjšega grajenega ali naravnega objekta

Referenčne točke predhodno vzpostavimo (v lastni režiji) v stabilni okolici enakomerno okoli objekta/območja, ter jih za potrebe spremljanja stabilnosti objekta obravnavamo kot stabilne, vendar moramo njihovo stabilnost z meritvami tudi potrditi.

Za potrebe te diplomske naloge sem uporabil tretji scenarij (S3). Ob predpostavki o dobrem planiranju in predhodni analizi izmere, bi naj sam potek dela na terenu minil brez večjih težav ali nepričakovanih prekinitev signala, po ustaljenih postopkih izmere GNSS. Zato ga v sklopu te diplomske naloge ne bom podrobneje opisoval.

4.3 Obdelava opazovanj GNSS

Pred pričetkom same obdelave meritev moramo prenesti opazovanja iz sprejemnika na računalnik, ter v izbranem programskem okolju definirati projekt znotraj katerega bo potekala

obdelava. Na tej stopnji moramo biti še posebej pozorni na pravilnost imen vseh datotek, vnesenih višin anten ter tip sprejemnika na posamezni točki mreže. Podatke o pravilnosti imen datotek, pravih vrednostih višin in tipa sprejemnika, kontroliramo s pomočjo terenskih zapisnikov.

Obdelava opazovanj znotraj deformacijskih raziskav vedno poteka na podlagi merjene faze opazovanj, s formiranjem dvojnih faznih razlik in ocene neznanega števila celih valov (NŠCV) v domeni naravnih števil ter L3-linearne kombinacije za dolge vektorje (Koler et al., 2010). Upoštevati moramo rezultate kalibracij anten GNSS in natančne efemeride (ultra hitre, hitre, končne). Daljše vektorje praviloma obdelamo z upoštevanjem izbranega modela atmosfere. Za velike mreže (velikosti nekaj 10 km) uporabimo ITRF koordinatni sistem/sestav, medtem ko je za male mreže (velikost nekaj km) dovolj ETRF. Obdelava meritev GNSS za vse terminske izmere naj poteka z uporabo istih nastavitev parametrov obdelave.

Kakovostna obdelava opazovanj GNSS poteka v treh korakih. Kot prvo se določijo koordinate točk na podlagi realnih vednosti NŠCV, ki se uporabijo za določitev celih vrednosti NŠCV drugi korak). Dobljene vrednosti se uporabijo za končno oceno koordinat točk mreže (tretji korak). Cenilke kakovosti rezultatov obdelave meritev GNSS so različne (odvisno od programskega paketa), vendar lahko vse povzamemo v tri kategorije (Koler et al., 2010):

- rezultat 'čiščenja' podatkov,
- rezultat določitve NŠCV kot naravnih števil in
- rezultat določitve natančnosti koordinat točk.

Pri ocenjevanju NŠCV kot naravnih števil kontroliramo količino NŠCV, ki so bila ocenjena kot cela števila. Cenilke kakovosti sta tudi referenčna varianca a-posteriori ter razmerje (angl. *ratio*) med drugo in prvo najboljšo rešitvijo (Koler et al., 2010). Referenčna varianca je indikator prileganja opazovanj za določitev posameznega vektorja njegovi izračunani vrednosti. Njena vrednost naj bo čim manjša, za vektorje krajše od 5 km, naj ne bo večja kot 7. Razmerje med

drugo in prvo najboljšo rešitvijo za NŠCV mora biti čim večje, za vektorje krajše od 5 km, naj ne bo manjše kot 3.

Končani obdelavi baznih vektorjev sledi analiza kakovosti geodetske mreže GNSS v posamezni terminski izmeri in s tem izboljševanje natančnosti mreže, z odkritjem in izključitvijo grobo pogrešenih opazovanj. Poleg statističnih testov pa lahko natančnost rezultatov izboljšamo tako, da povečamo minimalni višinski kot, zmanjšamo časovni interval zajema ali iz obdelave odstranimo opazovanja s satelitov, za katere ugotovimo, da slabšajo natančnost opazovanj. Izboljševanje kakovosti rezultatov ni preprosta naloga, ker so vzroki slabo natančnost lahko različni. Za odkritje pravega vzroka slabih rezultatov porabimo veliko časa, saj moramo za izboljšanje kvalitete, vektorje obdelati večkrat. Vzroki za slabe rezultate so lahko zelo različni in jih je vse nemogoče odpraviti. V dolgotrajnih postopkih obdelave lahko kakovost izračunanih baznih vektorjev povečamo tudi za nekaj deset odstotkov.

4.3.1 Analiza kakovosti opazovanj pred izravnavo opazovanj vsake terminske izmere

Pred samo izravnavo opazovanj moramo sestaviti stohastični model izravnave, ki ga predstavljajo natančnosti merjenih količin in morebitne korelacije med njimi. Sestavimo ga na podlagi poznavanja instrumentarija, sistematičnih in drugih objektivnih pogreškov ter izkušenj. Verjetnostnih lastnosti meritev in dejanskega vpliva vseh mogočih pogreškov na le-te v praksi nikoli ne poznamo popolnoma, zato je ta model pogostokrat le odsev (približek) pravih stohastičnih lastnosti, tj. dejanskega stohastičnega modela. Natančnost opazovanj predstavlja matrika uteži, natančnost ocenjenih neznank (koordinate danih in kontrolnih točk) pa kovariančna matrika neznank. Izravnavo po metodi najmanjših kvadratov (MNK) zahteva meritve, ki niso obremenjene z grobimi pogreški in sistematični vplivi. Predvsem neodkriti grobi pogreški vplivajo na oceno vseh količin v matematičnem modelu ter s tem na oceno koordinat in ugotovljenih premikov točk, zato je pomembno posvetiti pozornost njihovem odkrivanju in izločitvi (Savšek et al., 2010).

4.4 Izravnava mreže GNSS po metodi najmanjših kvadratov

Izravnava v Gauss-Markovem modelu z metodo najmanjših kvadratov je široko razširjena za enolično obravnavo opazovanj, saj definira zaporeden niz matematičnih in statističnih postopkov za iskanje neznanih koordinat ob prisotnosti nadštevilnih opazovanj. Uporaba principa najmanjših kvadratov sloni na pogoju, da je utežena vsota kvadratov popravkov merjenih količin najmanjša možna. Lastnosti ocenjenih koordinat točk, določenih z metodo najmanjših kvadratov, so prilagojene glede na zahteve in potrebe različnih nalog inženirske geodezije, vključno z geodetskimi deformacijskimi raziskavami. Tako dobljene koordinate so enolično določene in imajo maksimalno stopnjo zaupanja (statističnega) ter hkrati minimalno verjetnost prisotnosti pogreškov (US Army Corps of Engineers, 2002 in Bogatin, 2006 in Golob, 2008).

Posledično je izravnava opazovanih količin/mreže z metodo najmanjših kvadratov vsebovana v programskih paketih, namenjenih reševanju specifičnih geodetskih nalog, kjer je že izbrana kot privzeta nastavitvev. Uporabnik praviloma s podrobnimi postopki te numerične metode nima neposrednega stika (Golob, 2008).

4.4.1 Analiza kakovosti izravnave geodetske mreže za posamezno terminsko izmero

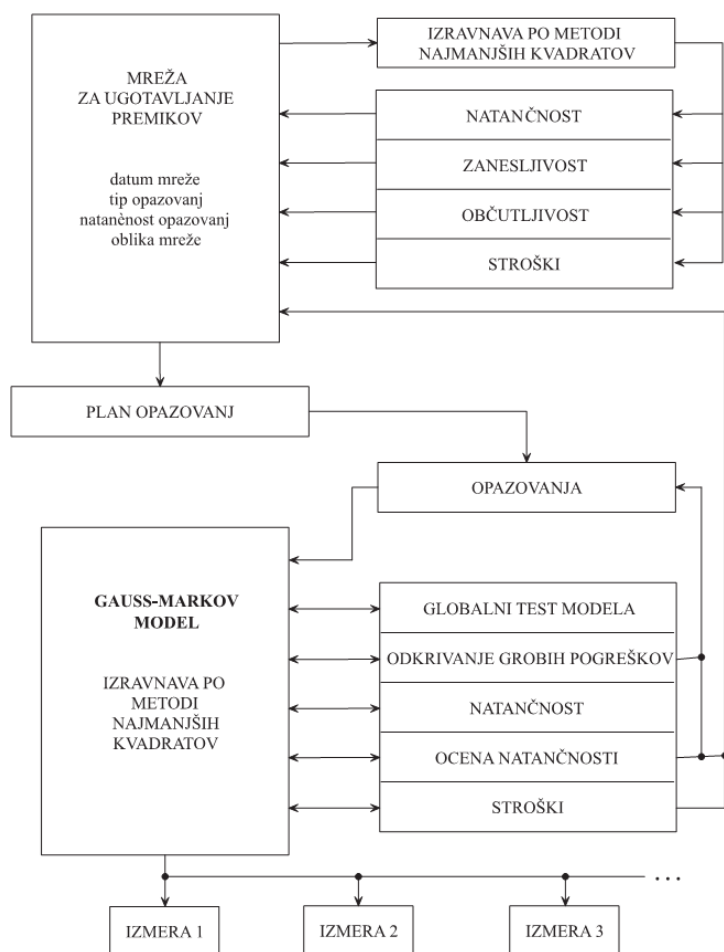
Po izravnavi izvedemo t.i. globalni test modela, s katerim testiramo skladnost (razmerje med) referenčne variance a-posteriori in referenčne variance a-priori (Grigillo in Stopar, 2003). Referenčno varianco a-priori običajno izberemo glede na pričakovano natančnost meritev, a-posteriori pa se izračuna na podlagi popravkov merjenih vrednosti. Z njim ugotavljamo prisotnost grobo pogrešenih opazovanj mreže v posamezni terminski izmeri ter ustreznost a-priori ocenjene natančnosti opravljenih meritev (Savšek et al., 2010).

Prisotnost grobo pogrešenih meritev ter njihovo lociranje je predmet naslednjih postopkov (Grigillo in Stopar, 2003). V primeru, ko poznamo a-priori referenčno varianco oz. natančnost meritev, globalni test pa kaže na neskladje med opazovanji in modelom, moramo pregledati,

odkriti in izločiti grobo pogrešena opazovanja z Baardovo metodo oziroma t.i. 'tehniko pregleda meritev' (angl. *data snooping*). Deluje na enakem principu kot globalni test modela, le da se omeji na vsako posamezno opazovanje. S tem testom lahko ob izbrani stopnji zaupanja testiramo le nekorelirane meritve (Golob, 2008). Če a-priori referenčne variance ne poznamo uporabimo Popovo metodo oziroma t.i. 'Tau-test' (angl. *data screening*). Za razliko od Baardove metode ne izvajamo globalnega testa modela, ampak direktno računamo kvocient popravkov izravnanih vrednosti opazovanj s pripadajočimi standardnimi odkloni. Namesto a-priori variance uporabimo a-posteriori. Grobe pogreške v meritvah je mogoče odkriti tudi s t.i. 'dansko metodo', ki edina ne temelji na matematični statistiki oz. predpostavkah o stohastičnem modelu. Odkritim pogrešenim opazovanjem enostavno zmanjša uteži in s tem njihov vpliv na rezultate izravnave, kar ji daje širok praktičen pomen (Grigillo in Stopar, 2003). Vsi zgoraj opisani postopki odkrivanja grobih pogreškov so v odkrivanju grobo pogrešenih meritev le delno uspešne (Savšek et al., 2010).

Poleg vseh zgoraj opisanih postopkov na zmožnost odkrivanja grobih pogreškov v opazovanjih vplivata tudi pojma zanesljivost in občutljivost, ki sta podrobneje predstavljena v poglavju 4.3.1 na strani 45. Obe merili kakovosti sta povezani s številom nadštevilnosti posameznih opazovanj, ki je odvisno od geometrije mreže, tipa in natančnosti meritev, ter je datumsko pogojena količina, kar pomeni, da pojave povezane z definiranjem datuma (poddoločenost ali predoločenost, prosta ali vpeta mreža) poveže v bolj realno obdelavo podatkov in s tem celostno vpliva na izboljšanje korektnosti poteka izravnave (Golob, 2008). Zavzame vrednosti med 0, ki je najslabša možnost in 1, ki je najboljša. Opazovanja s številom nadštevilnosti manjšim od 0.2 se prepoznajo kot neustrezne za udeležbo v deformacijski analizi, saj težko odkrijemo grobe pogreške takšnih meritev. Števila nadštevilnosti posameznih meritev lahko ugotovimo že v fazi načrtovanja mreže in ga tretiramo kot kriterij, ki opisuje nizko občutljivost mreže. Slabše določena območja mreže izboljšamo s postopki optimizacije. Poudariti je treba, da so mreže za ugotavljanje premikov in deformacij praviloma mreže z nizko občutljivostjo, kar pomeni da je odzivnost mreže na neodkrite grobe pogreške visoka (Savšek et al., 2010).

Geodetska mreža za ugotavljanje premikov naj v čim večji meri omogoča odkrivanje in izločanje grobo pogrešenih opazovanj, hkrati pa naj bo vpliv morebitnih neodkritih grobih pogreškov na neznanke čim manjši (glej sliko 9). Po odkritju in eliminaciji grobih pogreškov iz vhodnih podatkov z izravnavo pridobimo verodostojne rezultate posamezne terminske izmere.



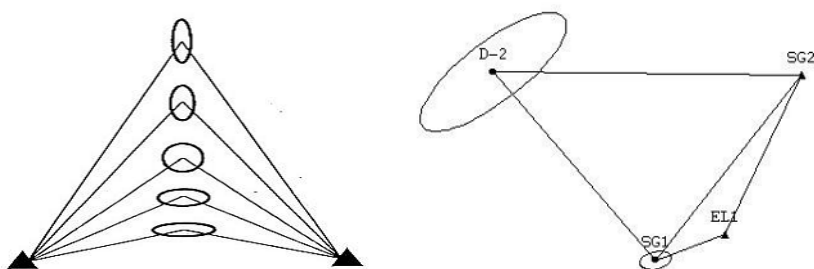
Slika 9: Oblika mreže ter izravnavo posamezne terminske izmere (Savšek-Safič, 2003).

4.4.2 Interpretacija rezultatov izravnave po metodi najmanjših kvadratov

Z izravnavo po metodi najmanjših kvadratov določamo variančno-kovariančno matriko oz. stopnjo medsebojne koreliranosti opazovanj. Rezultate izravnave opazovanj, to so izravnane vrednosti opazovanj in ocene natančnosti teh vrednosti pogostokrat prikažemo z elipsami

pogreškov, znotraj katerih naj bi se ob določeni stopnji značilnosti oz. zaupanja nahajala prava vrednost dotične koordinate. 95 %-stopnja zaupanja (ponavadi se uporablja za potrebe deformacijskega monitoringa) pomeni, da je območje okoli izravnane vrednosti večje ali manjše za 1,96-kratno vrednost standardnega odklona ($x \pm 1,96 \cdot \sigma$). Posledično 99%-stopnja zaupanja pomeni, da je območje okoli izravnane vrednosti večje ali manjše za približno 3-kratno vrednost standardnega odklona ($x \pm 3 \cdot \sigma$). Stopnja značilnosti je nasprotna stopnji zaupanja, npr. 1% v zadnjem primeru (US Army Corps of Engineers, 2002 in Golob, 2008).

Elipsa pogreškov je definirana z malo (a) in veliko (b) polosjo ter s kotom zasuka (θ) male polosi glede na smer, ki jo določa navpična os x koordinatnega sistema. Količine, ki definirajo dimenzije elips pogreškov, so s količinami, ki definirajo vrednosti standardnih odklonov komponent točk, povezane preko absolutnih numeričnih izrazov (US Army Corps of Engineers, 2002).



Slika 10: Elipsa pogreškov izravnanih koordinat (horizontalni položaj) (US Army Corps of Engineers, 2002).

5 UGOTAVLJANJE PREMİKOV TOČK V GEODETSKI MREŽI IN DEFORMACIJSKA ANALIZA

Skrbni analizi in oceni kakovosti posamezne terminske izmere ocenimo premike in po zakonu o prenosu varianc in kovarianc izračunamo natančnost ocene premikov točk med dvema (največkrat zaporednima) terminskima izmerama. Vse terminske izmere se morajo nanašati na isti geodetski datum. V primeru mnogih inženirskih nalog daje ocena razlike položajev točk med dvema terminskima izmerama popolnoma zadovoljive informacije o premikih. Slednje velja zlasti v primeru zadostnega števila stabilnih točk in občutno večjih premikih od natančnosti letih. Pri posebnih geodinamičnih raziskavah pa sklepamo, da je podrobna deformacijska analiza po enem izmed znanih postopkov nujna (Delft, Fredericton, Hannover, Karlsruhe, München idr.) (Savšek-Safič, 2003).

5.1 Osnove deformacijske analize

Osnovna naloga deformacijske analize je spremljanje/ugotavljanje premikov domnevno mirujočih točk (referenčne točke) in določanje statistično značilnih premikov kontrolnih točk v geodetski mreži. V okviru deformacijskih raziskav je glavni predmet obravnave spremljanje deformacij tal in objektov v prostoru in času. Za testiranje značilnih premikov se uporabljajo metode statistične analize. Podrobno poznavanje postopkov, predvsem pa praktične izkušnje so nujno potrebne za pravilno interpretacijo ocenjenih premikov točk. Obravnavani premiki so lahko zelo majhni, enaki velikostnemu redu natančnosti meritev, zato je treba oceno natančnosti in statistično analizo izvesti zelo skrbno in pazljivo. Napačne predpostavke o stabilnosti točk obravnavane geodetske mreže imajo lahko hude posledice z vidika interpretacije ugotovljenih premikov kot napovedovanja porušitve objektov (Savšek-Safič, 2003).

Osnovni namen deformacijske analize je določitev stabilnosti referenčne osnove za določanje premikov. Deformacije opazovanih objektov oz. deformacije v geometriji geodetske mreže

določimo iz znanih premikov točk. Vhodne podatke nam predstavlja nabor obdelanih meritev dveh ali več terminsko ločenih izmer, cilj pa je določiti statistično značilne premike geodetskih točk, lociranih na opazovanem objektu. (Golob, 2008).

5.1.1 Postopek deformacijske analize

Postopek deformacijske analize, ki temelji na geodetskih metodah, v splošnem razdelimo na naslednje procesne stopnje oz. faze (Savšek-Safič et al., 2006):

- vzpostavitev optimalne geodetske mreže in izvedba meritev po predvidenem načrtu,
- izravnava meritev v posamezni terminski izmeri,
- analiza kakovosti geodetske mreže,
- testiranje homogenosti natančnosti meritev v obeh terminskih izmerah,
- testiranje značilnosti premikov,
- globalni test skladnosti mreže med dvema terminskima izmerama,
- testiranje stabilnosti referenčnih točk in določitev nestabilnih točk,
- testiranje premikov točk na objektu.

5.2 Statistično testirane premikov točk v geodetski mreži

Zaradi nezadostnega poznavanja matematičnega ozadja se deformacijska analiza pogosto smatra kot prezahtevna za običajne geodetske naloge in posledično neuporabna za ugotavljanje premikov. V praksi nam včasih zadostuje uporaba testa, s katerim ugotavljamo statistične značilnosti premika, kot razmerje med premikom in na podlagi zakona o prenosu varianc in kovarianc izračunano pripadajočo natančnost le-tega. Test nastopa kot neka vmesna faza med izravnavo posameznih terminskih izmer in podrobno deformacijsko analizo. V preteklosti je veljalo, da izračunano vrednost testa primerjamo s faktorjem 3-10, kar je pregroba ocena. Za obravnavani test zato določimo porazdelitveno funkcijo tetsne statistike, na osnovi katere izračunamo njeno (dejansko) kritično vrednost ob izbrani stopnji značilnosti/zaupanja testa, ter tako veliko natančneje opredelimo statistično značilne premike. Testiranje izvedemo takoj po

izravnavi dveh terminskih izmer in se na podlagi dobljenih rezultatov odločimo ali je potrebna podrobna deformacijska analiza ali ne (Savšek-Safič et al., 2003).

5.2.1 Ocena premika s pripadajočo natančnostjo

Za geodetske mreže, ki so vzpostavljene za ugotavljanje premikov, imamo pogosto podane zahteve o natančnosti ocene premikov točk mreže. Kadar so ocenjeni premiki nekajkrat večji od natančnosti le-teh, lahko iz razlike položajev točk sklepamo na signifikantne premike. Poleg ocene premikov, testne statistike vključujejo tudi natančnost ocene premikov in predstavljajo prvo oceno dogajanja v geodetski mreži, zato jo je potrebno izračunati (Savšek-Safič, 2003).

O premikih točk geodetske mreže med dvema terminskima izmerama, lahko sklepamo le s primerjavo koordinat identičnih točk mreže. V praktičnih nalogah se iz različnih razlogov pogosto zgodi, da moramo zaradi uničenja ali spremenjenih razmer na mikrolokaciji posamezne točke, le-to vzpostaviti na novo. Ne-identične točke izločimo v postopku izravnave. Z izravnavo dveh terminskih izmer lahko opišemo premike točk s pripadajočimi standardnimi deviacijami ocenjenih premikov, torej sprememb položajev točk (Savšek-Safič, 2003).

Predpostavimo, da ima točka T znane koordinate v ravnini v času t in $t + \Delta t$. Za izračun natančnosti ocene premika točke, moramo poleg koordinat točke poznati tudi kovariančno matriko koordinat točke za posamezno terminsko izmero. Naj bo položaj točke $T_t(y_t, x_t)$ položaj točke T v času t in Σ_t pripadajoča kovariančna matrika ter položaj točke T v času $t + \Delta t$ s pripadajočo kovariančno matriko $\Sigma_{t+\Delta t}$ (Savšek-Safič et al., 2006).

$$\Sigma_t = \begin{bmatrix} \sigma_{y_t}^2 & \sigma_{y_t x_t} \\ \sigma_{y_t x_t} & \sigma_{x_t}^2 \end{bmatrix} \text{ in } \Sigma_{t+\Delta t} = \begin{bmatrix} \sigma_{y_{t+\Delta t}}^2 & \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}} \\ \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}} & \sigma_{x_{t+\Delta t}}^2 \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

Ob predpostavki, da so koordinate v času t nekorelirane s koordinatami v času $t + \Delta t$, lahko kovariančno matriko koordinat identičnih točk $y_t, x_t, y_{t+\Delta t}, x_{t+\Delta t}$ zapišemo (Savšek-Safič et al., 2006):

$$\Sigma_{T_t T_{t+\Delta t}} = \begin{bmatrix} \sigma_{y_t}^2 & \sigma_{y_t x_t} & 0 & 0 \\ \sigma_{y_t x_t} & \sigma_{x_t}^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{y_{t+\Delta t}}^2 & \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}} \\ 0 & 0 & \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}} & \sigma_{x_{t+\Delta t}}^2 \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Premik točke T v ravnini izračunamo po enačbi:

$$d = \sqrt{\Delta y^2 + \Delta x^2} = \sqrt{(y_{t+\Delta t} - y_t)^2 + (x_{t+\Delta t} - x_t)^2} \quad (5.3)$$

Z upoštevanjem zakona o prenosu varianc in kovarianc lahko zapišemo varianco premika

$$\sigma_d^2 = J_d \Sigma_{T_t T_{t+\Delta t}} J_d^T \quad (5.4)$$

kjer je Jacobijeva matrika J_d enaka

$$J_d = \left[\frac{\partial d}{\partial y_t} \frac{\partial d}{\partial x_t} \frac{\partial d}{\partial y_{t+\Delta t}} \frac{\partial d}{\partial x_{t+\Delta t}} \right] = \left[-\frac{\Delta y}{d} -\frac{\Delta x}{d} \frac{\Delta y}{d} \frac{\Delta x}{d} \right] \quad (5.5)$$

Če enačbi (5.1) in (5.4) vstavimo v (5.3) dobimo izraz za varianco premika točke

$$\sigma_d^2 = \left(\frac{\Delta y}{d}\right)^2 (\sigma_{y_t}^2 + \sigma_{y_{t+\Delta t}}^2) + 2 \frac{\Delta y}{d} \frac{\Delta x}{d} (\sigma_{y_t x_t} + \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}}) + \left(\frac{\Delta x}{d}\right)^2 (\sigma_{x_t}^2 + \sigma_{x_{t+\Delta t}}^2) \quad (5.6)$$

ki jo uporabimo za testiranje premika s testno statistiko (6.12) (Savšek-Safič et al., 2006).

Podobno kot v horizontalni ravnini, naredimo tudi za ugotavljanje premika (pogrezek ali dvig) v vertikalni ravnini, za kar moramo imeti točko opazovano v najmanj dveh terminskih izmerah. Obe izmeri morata biti korektno obdelani, izračunati moramo torej izravnane višine točk mreže. Premik točke izračunamo iz enostavne zveze (Koželj, 2007):

$$\Delta H = H_{t+\Delta t} - H_t \quad (5.7)$$

kjer je:

H_t ... izravnana višina točke v prvi izmeri,

$H_{t+\Delta t}$... izravnana višina točke v drugi izmeri.

Za določitev natančnosti premika točke, moramo za posamezno izmero poznati pripadajočo kovariančno matriko neznanke te točke (Koželj, 2007):

- točka v prvi izmeri $T_t (H_t)$ s pripadajočo $\Sigma_t = [\sigma_{H_t}^2]$ in
- točka v drugi izmeri $T_{t+\Delta t} (H_{t+\Delta t})$ s pripadajočo $\Sigma_{t+\Delta t} = [\sigma_{H_{t+\Delta t}}^2]$

Varianco premika v smeri H izračunamo po zakonu o prenosu varianc in kovarianc:

$$\sigma_{\Delta H}^2 = J_{\Delta H} \Sigma_{T_t T_{t+\Delta t}} J_{\Delta H}^T \quad (5.8)$$

Člene Jacobijeve matrike izračunamo s parcialnim odvajanjem višinskih razlik (enačba 5.7):

$$J_{\Delta H} = \left[\frac{\partial \Delta H}{\partial H_t}, \frac{\partial \Delta H}{\partial H_{t+\Delta t}} \right] = [-1, 1] \quad (5.9)$$

Kovariančna matrika višin identičnih točk v dveh terminskih izmerah ima, ob predpostavki, da sta izravnavi točke T med seboj neodvisni (členi izven diagonalne blok matrike so enaki nič), naslednjo obliko:

$$\Sigma_{T_t T_{t+\Delta t}} = \begin{bmatrix} \Sigma_t & 0 \\ 0 & \Sigma_{t+\Delta t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{H_t}^2 & 0 \\ 0 & \sigma_{H_{t+\Delta t}}^2 \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

Tako dobimo izraz za izračun natančnosti premika točke T v višinski smeri, ki jo uporabimo za testiranje premika s testno statistiko (5.12) (Koželj, 2007).

$$\sigma_{\Delta H}^2 = \sigma_{\Delta H_t}^2 + \sigma_{\Delta H_{t+\Delta t}}^2 \quad (5.11)$$

5.2.2 Določitev porazdelitvene funkcije testne statistike

V sklopu deformacijske analize posamezno terminsko izmero ponavadi izravnamo kot prosto mrežo, s čimer zagotovimo najboljšo linearno nepristransko oceno neznank ter neodvisnost testnih statistik od izbranega datuma mreže. Po izravnavi najmanj dveh terminskih izmer je mogoče določiti horizontalni premik točke d po enačbi (5.2) in standardno deviacijo premika σ_d po enačbi (5.5), ter vertikalni premik točke ΔH po enačbi (5.7) s pripadajočo standardno deviacijo $\sigma_{\Delta H}$ po enačbi (5.11). Te štiri količine lahko izračunamo pred podrobno deformacijsko analizo, zato jih je smiselno uporabiti v statističnem testu (Savšek-Safič et al., 2003).

V praksi pri presoji premikov običajno računamo testno statistiko (ločeno za horizontalno in vertikalno ravnino) (Savšek-Safič, 2003),

$$T = \frac{d}{\sigma_d} \quad \text{in} \quad T = \frac{\Delta H}{\sigma_{\Delta H}} \quad (5.12)$$

ki jo nato primerjamo s kritično vrednostjo glede na izbrano stopnjo značilnosti testa α . Premike točk lahko z zadostno verjetnostjo odkrijemo šele tedaj, ko so le-ti statistično (občutno) večji od natančnosti ocene premikov. Porazdelitveno funkcijo za testno statistiko (5.12) določimo analitično ali s simulacijami (Savšek-Safič, 2003). Ob predpostavki, da so pogreški opazovanj normalno porazdeljeni $\varepsilon \sim N(0, \sigma^2)$, so tako porazdeljujejo tudi količine, ki so linearne funkcije

opazovanj $l \sim N(\mu_l, \sigma_l^2)$. Premik točke izračunamo po enačbi (5.2 in 5.7). Ker koordinatne razlike Δy in Δx (za premik po višini ΔH) izračunamo kot razliko dveh normalno porazdeljenih slučajnih spremenljiv, sta tudi Δy in Δx (za vertikalno ravnino ΔH) normalno porazdeljeni, kar pa ne velja za premik točke d , ki je nelinearna funkcija Δy in Δx . V tem primeru je težko analitično določiti obliko/tip porazdelitvene funkcije, zato jo za obravnavano testno statistiko določimo s simulacijami (Savšek-Safič et al., 2006).

Za potrebe te diplomske naloge je bilo v dogovoru z mentorjem določeno, da se v praktičnih primerih obravnava testno statistiko T , ki se porazdeljuje po standardizirani normalni porazdelitvi $T \sim N(0,1)$. Prav tako je bila dogovorjena stopnja značilnosti testa $\alpha = 0.01$.

5.2.3 Testiranje statistične značilnosti premikov

Testno statistiko testiramo glede na postavljeno ničelno in alternativno hipotezo (Savšek-Safič, 2003):

H_0 : $d = 0$: točka miruje, tj. je stabilna in

H_1 : $d \neq 0$: točka se je premaknila.

Testno statistiko (5.12) primerjamo z dejansko kritično vrednostjo, ki jo pridobimo na osnovi simulirane oz. v našem primeru dogovorjene porazdelitve verjetnosti. V primeru, ko je testna statistika manjša od kritične vrednosti, ob izbrani stopnji značilnosti testa α , je tveganje za zavrnitev ničelne hipoteze preveliko, zato zaključimo, da premik ni statistično značilen. Če pa je testna statistika večja od kritične vrednosti, je tveganje za zavrnitev ničelne hipoteze manjše od izbrane stopnje značilnosti testa α . Ničelno hipotezo zavrnemo in na ta način potrdimo statistično značilnost obravnavanega premika. Statistični test je praviloma indikator sprejetja oz. zavrnitve ničelne hipoteze (Savšek-Safič et al., 2003).

Uporabnik, glede na dejansko tveganje in posledice napačne odločitve, presodi, ali je tveganje zanj še sprejemljivo ali ne (Savšek-Safič, 2003). Odločitev posledično vpliva na status posamezne obravnavane točke, ali je le-ta stabilna ali ne, zato mora biti izbira stopnje značilnosti testa zelo preiščljena.

5.3 Predstavitev rezultatov deformacijskih raziskav

Kot rezultate deformacijskih raziskav predstavimo premike referenčnih točk in statistično značilne premike kontrolnih točk. Izračunane premike se običajno predstavi v pregledni tabelarni in grafični obliki, ki nudi takojšnjo predstavitev o obnašanju objekta, prav tako pa omogoča tudi podrobnejši pogled v dogajanje na dotičnem objektu/območju. Vektorje premikov praviloma predstavimo na shematskem prikazu, po možnosti s podloženo podobo objekta, s pripadajočimi elipsami pogreškov. Vertikalne komponente pa prikažemo v ločenih višinskih pogledih.

Rezultate določanja premikov lahko prikažemo na več načinov. Najenostavnejši je način, ko premike iz vsake naslednje terminske izmere primerjamo glede na izhodiščno izmero. Tako dobimo relevantne informacije o novih trendih gibanja, ki jih nato primerjamo s pričakovanimi. Drugi princip sloni na temeljitem razčlenjevanju kritičnih območij. Usmerjen je k iskanju skupnih trendov gibanja, določenih na osnovi nizov koordinat iz več terminskih izmer. Slednji način se uporablja predvsem za dolge periodične monitringe, ki trajajo vrsto let, saj na ta način ugotavljamo konsistenčnost gibanja skozi čas (Golob, 2008).

5.4 Interpretacija in vrednotenje rezultatov deformacijskih raziskav

Še tako zanesljive ter precizne deformacijske raziskave ne bodo izpolnile svojega namena, če niso ustrezno vrednotene in potrjene z enoličnim analitičnim procesom. Analiza deformacijskih opazovanj mora vključevati geometrično in fizikalno analizo/interpretacijo.

Geometrična analiza opisuje geometrično stanje obravnavanega objekta, spremembe njegove oblike in dimenzij, kot tudi toge premike (translacije in rotacije) celotnega objekta ali le določenih elementov. Geometrična analiza zajema enostavno identificiranje nestabilnih referenčnih točk glede na stabilne referenčne točke, podobnostno transformacijo, tvorbo funkcij premikov, idr. Fizikalna interpretacija sestoji iz statistične interpretacije, ki preveri korelacije med opaženimi deformacijami in zunanji ali notranji vzroki premikov, na osnovi katere pridobimo informacije o vzrokih premikov/deformacij – lastnosti kamninske podlage (US Army Corps of Engineers, 2002).

5.5 Distribucija rezultatov deformacijskih raziskav

Način predstavitve rezultatov je odvisen od projektne dokumentacije oz. od dogovora, ki določa kdaj, kaj in kako naj se rezultati zahtevanih geodetskih del dokumentirali in posredovali naročniku. Dobljene rezultate se praviloma posreduje v tiskani obliki (kombinacija numeričnega in grafičnega prikaza) hkrati pa je naloga izvajalca monitoringa tudi, da zagotovi analogne ter digitalne kopije poročil, katerih vsebina in oblika sta standardizirani ter podrobno določeni s projektno dokumentacijo in nenazadnje tudi s pogodbo med naročnikom in izvajalcem (Golob, 2008).

6 SPREMLJANJE PREMIKOV TOČK MALE MREŽE PREMGOVNIKA VELENJE NA OSNOVI IZMERE GNSS

Rudarjenje je skozi zgodovino povzročilo velike spremembe zemeljskega površja. Pri podzemnem pridobivanju premoga iz debelih slojev so spremembe najbolj opazne nad odkopnimi polji, kjer se pojavljajo zdrsi površine, nemalokrat nastanejo ugrezninska jezera. Območja, kjer je vpliv rudarjenja neposreden, so običajno neposeljena, vendar zanimiva z vidika meritev, saj lahko izmerjene podatke koristno uporabimo pri napovedovanju premikov zaradi rudarjenja. Pomembnejše je spremljanje/ugotavljanje premikov površine na obrobju pridobivalnega območja, kjer nastopajo sekundarne posledice rudarjenja. Zaradi bližine gospodarsko pomembnih objektov in stanovanjskih naselij je ugotavljanje velikosti in smeri premikov na teh območjih iz strateškega in socialnega vidika zelo pomembno (Koželj, 2007).



Slika 11: Realističen pogled na širše območje Premogovnika Velenje (www.rlv.si/si/)

6.1 Splošno o Premogovniku Velenje in posledicah rudarjenja/izkopavanja

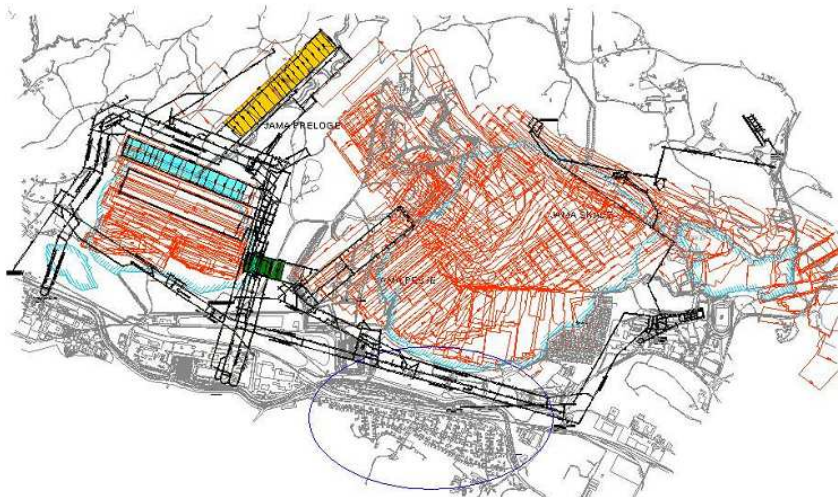
Premogovnik Velenje d. d., je tehnološko visoko razvita družba, katere osnovna dejavnost je pridobivanje lignita. Z več kot 135-letno tradicijo pridobivanja lignita je močno vpeta v slovensko energetske gospodarstvo. Deluje na največjem slovenskem nahajališču premoga in na eni od najdebelejših znanih plasti premoga na svetu, temu primerno je tudi eden najbolj opremljenih premogovnikov za podzemno pridobivanje premoga v Evropi. Razvoj jam in pripravljenost odkopnih polj, omogočata dolgoročno letno proizvodnjo v višini 4 milijone ton do leta 2020. V dosedanem delovanju premogovnika v Šaleški dolini predstavlja vrtnanje prevladujočo raziskovalno metodo. Okrog 600 vrtin s površine pomeni tudi 200 km podatkov ali 70 vrtin na km. Ugotovljeni sta lega in oblika plasti premoga, ki se razteza pod celotno Šaleško dolino v globinah od 200 do 500 m, v dolžini 8.3 km in največ 2.5 km široko ter povprečno debelino 60 m (največja debelina je 160 m). Zaloge velenjskega lignita pri današnjem izkopu (180 milijonov ton) zadoščajo še za približno dvakrat toliko oz. še za štiri desetletja delovanja premogovnika. Zaradi sprememb v energetiki in predvidenih sprememb v delovanju termoelektrarne se bodo premogovniška delovišča zaprla, še preden bodo zaloge lignita pošle (Premogovnik Velenje d.d.).

Izkopavanje v velenjskem premogovniku povzroča ugrezanje površja, kotanje pa zalije voda. Tako so nastala ugrezninska jezera Škalsko, Velenjsko, Turistično in Družmirsko. Največje Velenjsko jezero obsega 127.3 ha površine. Pridobivalni prostor rudnika se zaradi rudarjenja nenehno spreminja, tako na površju, kakor pod njim. Odkopna višina 1 do 10 m na globini 200 do 500 m povzroča na površini znatne deformacije. Spremembe površja potekajo relativno hitro, saj se letno zaradi posledic izkopa pod površjem ustvari preko 3 milijone m³ velik prazen 'bazen'. Deformacije, predvsem ugrezi, se na površini povečujejo sorazmerno z debelino odkopane plasti premoga. Površinske deformacije so dan danes že vnaprej pričakovane, zato so načrtno izbrana taka območja, da je prizadetih čim manj ljudi. Kljub temu se na 1500 ha zemljišč nad nahajališčem premoga nahajajo urbana naselja, infrastrukturni objekti, kmetijske in vodne površine. Posledice izkopavanja se torej kažejo kot pogrezanje površja ter porušitev objektov na

njem. Jezera so nastala na območju največjih ugrezov, tudi do 60 m, zato so posledično zelo globoka. Območje velikih deformacij je omejeno na predele pod katerimi potekajo izkopavanja., izven tega pasu ugrezanja niso tako izrazita, vendar pa obstaja sum, da na nekaterih točkah, ki so blizu območja velikih deformacij, obstajajo letni premiki velikostnega reda nekaj cm. Določanje teh premikov na osnovi deformacijskega monitoringa, ki temelji na metodi geodetske izmere GNSS, je predmet te diplomske naloge (Premogovnik Velenje d.d.).

6.2 Deformacijski monitoring na območju Premogovnika Velenje – Mala mreža Premogovnika Velenje

Zaradi antropogenega vpliva je ožje območje premogovnika zelo občutljivo, tako da delavci Jamomerske službe Premogovnika Velenje redno izvajajo opazovanja za spremljanje posledic izkopavanj na tem območju, za kar je nujno potrebna stabilna in visokokakovostna referenčna/koordinatna osnova. Slednjo za ugotovitev premikov zemeljske skorje predstavljajo periodično izvedena kakovostna opazovanja, v okviru geodetske izmere GNSS (Sterle, 2004).



Slika 12: Pridobivalni prostor Premogovnika Velenje z vrisano jamsko karto jam, ugrezninskimi jezeri, konturami odkopanih etaž ter približnim območjem MGMPV (Koželj, 2007).

6.2.1 Mala geodinamična mreža Premogovnika Velenje

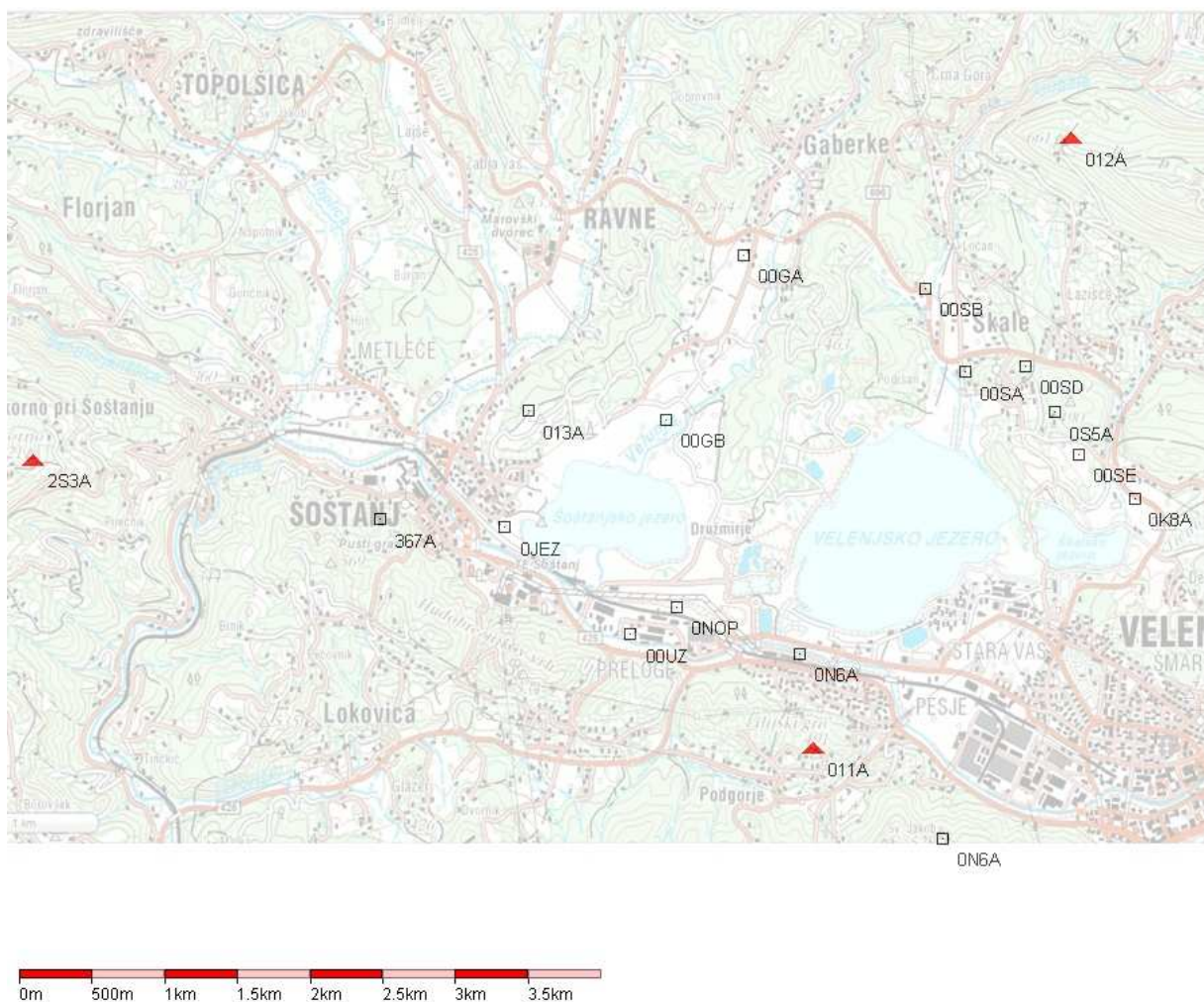
Osnovna potreba ob nastajanju male geodinamične mreže Premogovnika Velenje (MGMPV), je bila vzpostavitev visokonatančnega koordinatnega sistema za potrebe spremljanja premikov zemeljskega površja na ožjem območju Premogovnika Velenje (za širše območje je namenjena Velika geodinamična mreža Premogovnika Velenje-VGMPV). S ponavljajočimi opazovanji ustrezne kakovosti, pa lahko pridobimo podatke o morebitnih premikih zemeljske površine oz. koordinate točk kot funkcijo časa (Sterle, 2004).

MGMPV spada v t.i. kategorijo geodetskih mrež za posebne namene, ki morajo izpolnjevati določene pogoje glede natančnosti določitve položajev točk same mreže. Te naj bi bile določene z enakomerno ter najvišjo možno natančnostjo - min. zahtevana natančnost je $1\text{mm}/10\text{km}$ oz 10^{-7} x dolžina vektorja med točkama (Sterle, 2004). Le s tako visoko natančnostjo, ki je nekajkrat manjša od velikostnega reda premika, lahko zagotovimo dobro osnovo za njihovo spremljanje. Potrebna natančnost določitve položajev točk v geodinamični mreži je praviloma definirana na osnovi pričakovanih velikosti premikov točk.

V MGMPV določamo položaje 19-ih točk od tega so 3 točke (011A Jerič, 012A Ljubela in 2S3A Skorno), ki jih obravnavamo kot stabilne hkrati vključene v Veliko geodinamično mrežo Premogovnika Velenje ter tvorijo izhodišče za vzpostavitev MGMPV, saj poznamo oz. lahko zaradi daljšega obdobja izvajanja opazovanj GNSS poleg položajev točk za dan izmere, določimo tudi spreminjanje njihovega položaja v odvisnosti od časa. Tako je za vsako točko določen položaj ter vektor hitrosti premikov (ITRF2000 in ETRS89 koordinatni sistem). S pomočjo vektorjev hitrosti premikov in poznavanjem položajev točk v času referenčne epohe lahko izračunamo položaj vsake točke v MGMPV v katerem koli trenutku. Vse tri izhodiščne/dane točke so stabilizirane z betonskimi stebri (dobro uležani) in ležijo izven območja velikega pogrezanja, na vrhu vzpetin – njihovo stabilnost preverjamo z navezavo na VGMPV. Ostale točke mreže so razporejene po obravnavanem objektu/območju in predstavljajo t.i. kontrolne točke, katerih premike določamo. Vse točke mreže so dobro stabilizirane (betonski steber ali

medeninasti svornik, vgrajen v stabilno podlago), opremljene s priborom za prisilno centriranje in lociranje na lokacijah, kjer je omogočen nemoten sprejem satelitskega signala GNSS (Sterle, 2004).

Slika 13: Skica Male geodinamične mreže Premogovnika Velenje



Za vse terminske izmere so bili uporabljeni sprejemniki Trimble tipa 4000SSE in 4000SSi, z antenami *Trimble Compact L1/L2 with ground plane*. Obdelava opazovanj je bila opravljena v Trimblevem programskem okolju *Tribble Total Control, version 2.7*.

6.2.2 Pregled terminskih izmer in geometrije mreže

		2005	2006	2008	2009
#T	TC	#IZMER	#IZMER	#IZMER	#IZMER
		S: 1 2 3	S: 1 2 3	S: 1 2 3	S: 1 2 3 4
1	00GA	1 x	1 x	1 x	2 x x
2	00GB	3 x x x	3 x x x	3 x x x	3 x x x
3	00SA	2 x x	2 x x	0	0
4	01SA	0	0	2 x x	1 x
5	00SB	1 x	1 x	1 x	2 x x
6	00SD	2 x x	1 x	1 x	1 x
7	00SE	2 x x	1 x	2 x x	2 x x
8	00UZ	1 x	1 x	1 x	1 x
9	011A	2 x x	2 x x	2 x x	2 x x
10	012A	2 x x	2 x x	2 x x	3 x x x
11	013A	2 x x	2 x x	2 x x	3 x x x
12	026Z	1 x	1 x	1 x	1 x
13	0JEZ	2 x x	2 x x	2 x x	3 x x x
14	0K8A	1 x	1 x	1 x	1 x
15	0N6A	1 x	1 x	1 x	1 x
16	0NOP	3 x x x	3 x x x	3 x x x	3 x x x
17	0S5A	1 x	1 x	1 x	1 x
18	2S3A	1 x	1 x	1 x	2 x x
19	367A	1 x	1 x	1 x	2 x x

Tabela 3: Pregled terminskih izmer in točk po posameznih serijah¹

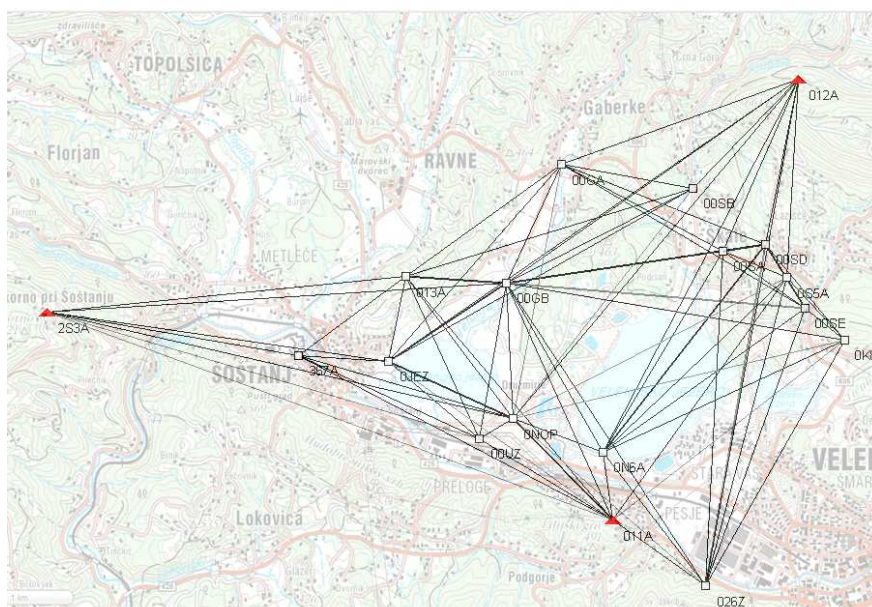
Prva izmera MGMPV z metodo GNSS je potekala julija 1996, druga junija 1997, itd. Opazovanja so se izvajala enkrat letno s statično metodo izmere GNSS. Na podlagi dosedanjih izkušenj povsem zadošča enoletni interval ponavljanja meritev. S podaljševanjem intervala zajema

¹ Točki 00SA in 01SA sta fizično stabilizirani na različnih mestih. Za leti 2005 in 2006 je aktualna točka 00SA, za leti 2008 in 2009 pa točka 01SA.

tvegamo izgubo podatkov, s skrajševanjem pa bi si delali nepotrebne stroške, hkrati pa bi težko zagotovili natančnost instrumentov in metode za merjenje manjših premikov od letnih (Skumavec, 1998). Spremljanje omenjenega območja na letni ravni poteka še dandanes, za potrebe te diplomske naloge pa so relevantna opazovanja med leti 2005 in 2009 (brez leta 2007).

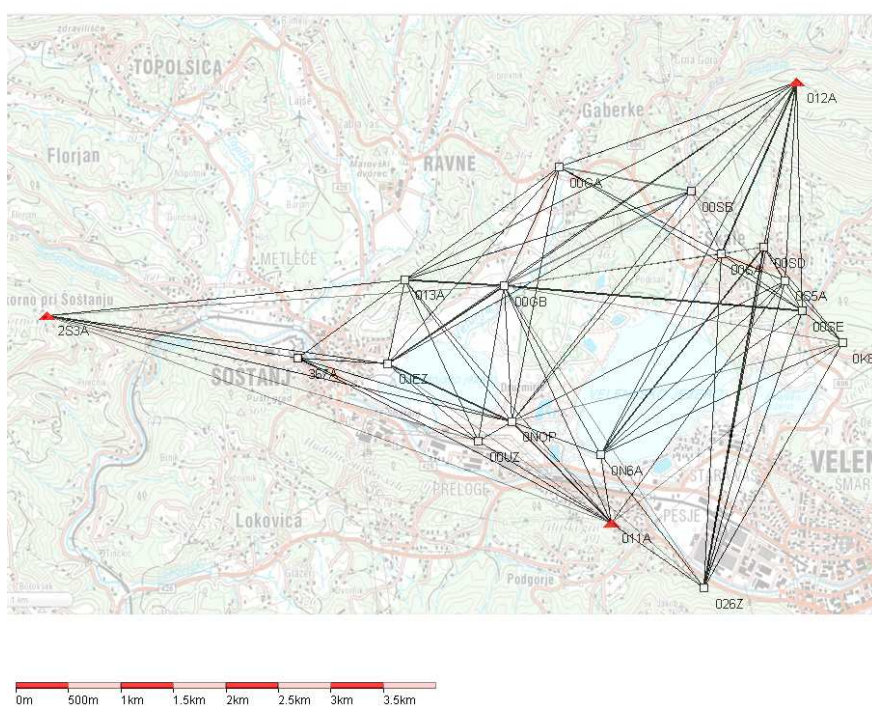
Izmera leta 2005 je potekala od 13. do 15. junija (Julijanski dnevi 164, 165 in 166) oz. prvi, drugi in tretji dan 1327. tedna GPS. V tem času so bile opravljene 3 serije opazovanj z minimalnim elevacijskim (višinskim) kotom 10° in intervalom registracije 15 sekund. Če se držimo pravila za natančnost ($5 \text{ mm} + 1 \text{ ppm}$), ($30 \text{ min} + 10 \text{ min/km}$), bi bil naš čas opazovanj približno 1 h 30 min. Ker pa potrebujemo boljše natančnost, in zaradi čim večje eliminacije sistematičnih vplivov, je bilo trajanje posamezne serije od 3 do 7 h. V sklopu vseh treh serij so bila v obdelavo privzeta opazovanja 18 točk, torej vse razen ene (01SA). Podrobnejša razporeditev opazovanih točk po serijah je prikazana tabeli 3.

Slika 14: Skica Mreže 2005



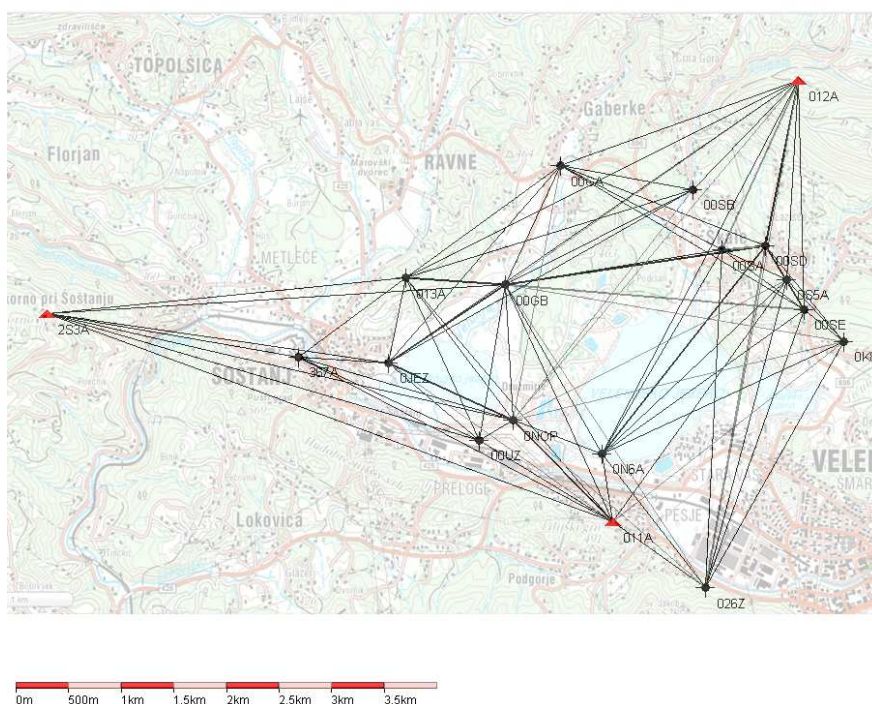
Izmera leta 2006 je potekala od 3. do 5. oktobra (Julijanski dnevi 276, 277 in 278) oz. drugi, tretji in četrti dan 1395. tedna GPS. V tem času so bile opravljene 3 serije opazovanj z minimalnim višinskim kotom 10° in intervalom registracije 15 sekund. Trajanje opazovanj v posamezni seriji je bilo od 2.5 do 7.5 h. V sklopu vseh treh serij so bila v obdelavo privzeta opazovanja 18 točk, torej vse razen ene (01SA), podobno kot pri izmeri leta 2005. Podrobnejša razporeditev opazovanih točk po serijah je prikazana tabeli 3.

Slika 15: Skica Mreže 2006



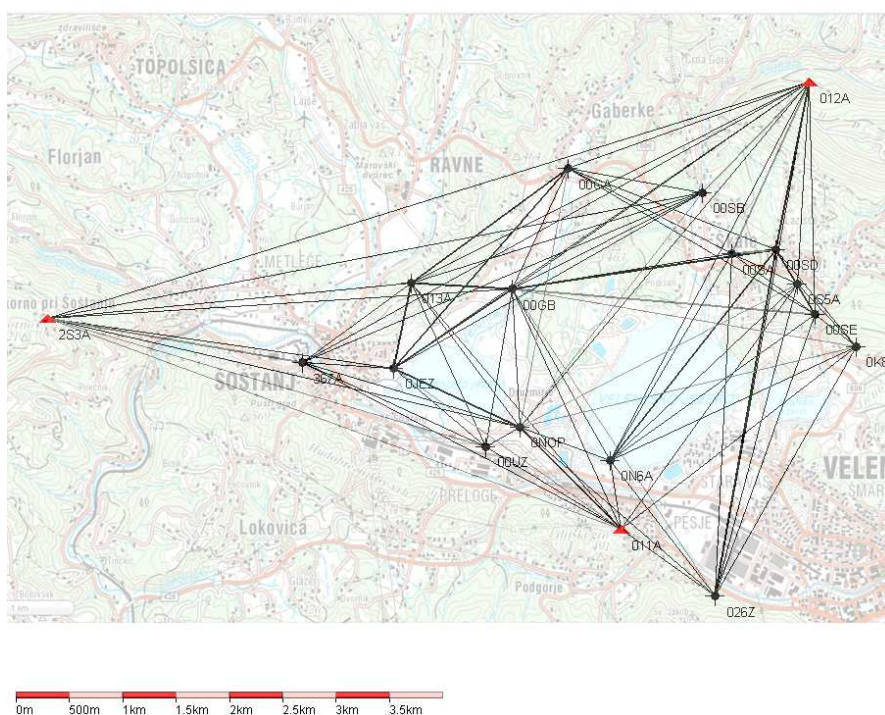
Izmera leta 2008 je potekala od 16. do 18. septembra (Julijanski dnevi 260, 261 in 262) oz. drugi, tretji in četrti dan 1497. tedna GPS. V tem času so bile opravljene 3 serije opazovanj z minimalnim višinskim kotom 10° in intervalom registracije 15 sekund. Trajanje opazovanj v posamezni seriji je bilo od 2.5 do 7.5 h. V sklopu vseh treh serij so bila v obdelavo privzeta opazovanja 18 točk, torej vse razen ene (00SA). Podrobnejša razporeditev opazovanih točk po serijah je prikazana tabeli 3.

Slika 16: Skica Mreže 2008



Izmera leta 2009 je potekala od 6. do 9. oktobra (Julijanski dnevi 279, 280, 281 in 282) oz. drugi, tretji, četrti in peti dan 1552. tedna GPS. V tem času so bile opravljene 4 serije opazovanj z minimalnim višinskim kotom 0° in intervalom registracije 10 sekund. Trajanje opazovanj v posamezni seriji je bilo od 2 do 7.5 h. V sklopu vseh štirih serij so bila v obdelavo privzeta opazovanja 18 točk, torej vse razen ene (00SA), podobno kot v izmeri leta 2008. Podrobnejša razporeditev opazovanih točk po serijah je prikazana tabeli 3.

Slika 17: Skica Mreže 2009



Opazovanja so bila uspešno izvedena. Podatki o postavitvi antene, opisi načina merjenja višine antene, tipu sprejemnika, času opazovanj ter imena operaterjev so za vsako opazovanje, torej za vsako točko izmere zabeleženi v t.i. terenskih zapisnikih. Primer terenskega zapisnika prilagam kot prilogo E.

6.2.3 Priprava za obdelavo opazovanj GNSS v MGMPV

Pred pričetkom same obdelave meritev moramo prenesti opazovanja iz sprejemnika na računalnik, ter v izbranem programskem okolju (*Trimble Total Control, version 2.7*) definirati projekt znotraj katerega bo potekala obdelava. Sledi vnos podatkov v izbran projekt, kjer interaktivno sodelujemo tj. sprti popravljamo vnesene podatke. Na tej stopnji moramo biti še posebej pozorni na pravilnost imen vseh točk in datotek, vnesenih višin anten do točke ARP (angl. *antenna reference point*) in način njihove določitve, ter tip sprejemnika na posamezni točki mreže. Te podatke kontroliramo s pomočjo terenskih zapisnikov. V fazo priprave podatkov za obdelavo spada tudi pridobivanje preciznih efemerid/tirnic satelitov (datoteka *.sp3), s sprejemnika namreč prenesemo t.i. broadcast efemeride, ki pa ne zadovoljijo naših potreb po končni natančnosti rezultatov. Podatki o preciznih efemeridah so bili pridobljeni preko spleta [<ftp://igsb.jpl.nasa.gov/igsb/product/>] in se nanašajo na posamezen teden GPS oz. dan opazovanj GPS– npr. 13.6.2005 je 164 Julijanski dan oz. prvi dan v 1327. tednu GPS. Za določitev ustreznega tedna GPS sem uporabil spletni program dostopen na naslovu [<http://sopac.ucsd.edu/scripts/convertDate.cgi>].

S tem je prenos podatkov zaključen, saj so podatki iz sprejemnika in pridobljene precizne efemeride vsi podatki, ki jih potrebujemo za nadaljnjo obdelavo opazovanj.

6.2.4 Obdelava opazovanj GNSS v MGMPV

Podatki te diplomske naloge se nanašajo na izmere opravljene leta 2005, 2006, 2008 in 2009. Obdelava opazovanj je bila opravljena v Trimblovem programskem okolju *Trimble Total Control, version 2.7*. Podatki opazovanj posameznih terminskih izmer so bili obdelani neodvisno. Geometrija mreže se je v obdelavah minimalno spremenila, zaradi porušitve ene izmed točk. Točko 00SA (2005,2006) smo nadomestili z vzpostavitvijo točke 01SA (2008, 2009). V mrežo je bilo vključenih 16 točk lokalne kontrolne mreže in 3 referenčne točke VGMPV, ki so imele

podane koordinate (φ_{2003} , λ_{2003} in h_{2003}) v ETRS89 koordinatnem sestavu in pripadajoče vektorje hitrosti sprememb položaja (v_φ , v_λ in v_h) za referenčni trenutek (epoho) – 1.1.2003.

Tabela 4: Podatki o danih točkah – referenčni trenutek koordinat 2003 01 01

TOČKA	011A	012A	2S3A
φ [dms]	46-21-47.1575505	46-23-54.3817902	46-22-47.6376204
λ [dms]	15-04-52.6320294	15-06-15.4825228	15-00-41.1743431
h [m]	539.0350	699.4880	711.8190
v_φ [m/leto]	0.002199	0.000072	0.000502
v_λ [m/leto]	0.000106	-0.000370	0.000342
h [m/leto]	-0.0013	-0.0013	-0.0017

Za obdelavo posamezne, terminske izmere smo morali najprej preračunati koordinate (ločeno za φ , λ in h) referenčnih točk na referenčni trenutek izmere (ločeno za 2005, 2006, 2008 in 2009) po formulah:

$$\varphi_{2005} = \varphi_{2003} + (v_\varphi [^\circ] \cdot \Delta t_{2005}) = \varphi_{2003} + \left(\left(\frac{v_\varphi [m]}{N_\varphi} \cdot \rho^\circ \right) \cdot \Delta t_{2005} \right) \quad (6.1)$$

$$\lambda_{2005} = \lambda_{2003} + (v_\lambda [^\circ] \cdot \Delta t_{2005}) = \lambda_{2003} + \left(\left(\frac{v_\lambda [m]}{N_\varphi \cos \varphi} \cdot \rho^\circ \right) \cdot \Delta t_{2005} \right) \quad (6.2)$$

$$h_{2005} = h_{2003} + (v_h \cdot \Delta t_{2005}) \quad (6.3)$$

Zgornje formule prikazujejo postopek preračuna koordinat danih točk na referenčni trenutek oz. epoho za leto 2005 (φ_{2005} , λ_{2005} in h_{2005}), pri čemer pretečen čas med referenčno epoho in epoho izmere ($\Delta t_{2005} = 2.4521$ leta) izračunamo na štiri decimalna mesta natančno. Enake formule, ob drugačnih vrednostih, uporabimo za preračun koordinat danih točk na referenčni trenutek izmere za leto 2006, 2008 in 2009.

Opazovanja vsake terminske izmere so se obdelala neodvisno za dva različna primera. V prvi obdelavi smo privzeli, da imajo vse tri dane točke enak vektor hitrosti spremembe položaja. Za vse tri točke smo predpostavili, da se premikajo s hitrostjo točke 011A Jerič, kar pomeni da smo že v osnovi naredili neko napako, saj smo točki 012A Ljubela in 2S3A Skorno omejili (stisnili) z navideznim okvirjem, ker nismo upoštevali dejanskih vektorjev hitrosti premika. V drugi obdelavi pa smo upoštevali dejanske vektorje hitrosti sprememb položaja vseh treh referenčnih točk. Na podlagi zgornjih enačb (6.1, 6.2 in 6.3) tako dobimo 8 različnih vrednosti koordinat danih točk za referenčno epoho izmere – po dve za vsako leto.

Izračunane koordinate referenčnih točk za prvi primer obdelave – za vektor hitrosti spremembe položaja točke 011A.

Tabela 5: Podatki o danih točkah – referenčni trenutek koordinat 2005 06 14

TOČKA	011A	012A	2S3A
φ [dms]	46-21-47.15772	46-23-54.38196	46-22-47.36779
λ [dms]	15-04-52.63204	15-06-15.48253	15-00-41.17436
h[m]	539.0318	699.4848	711.8158

Tabela 6: Podatki o danih točkah – referenčni trenutek koordinat 2006 10 04

TOČKA	011A	012A	2S3A
φ [dms]	46-21-47.15782	46-23-54.38206	46-22-47.36789
λ [dms]	15-04-52.63205	15-06-15.48254	15-00-41.17436
h[m]	539.0301	699.4831	711.8141

Tabela 7: Podatki o danih točkah – referenčni trenutek koordinat 2008 09 17

TOČKA	011A	012A	2S3A
φ [dms]	46-21-47.15796	46-23-54.38220	46-22-47.36803
λ [dms]	15-04-52.63206	15-06-15.48255	15-00-41.17437
h[m]	539.0276	699.4806	711.8116

Tabela 8: Podatki o danih točkah – referenčni trenutek koordinat 2009 10 07

TOČKA	011A	012A	2S3A
φ [dms]	46-21-47.15803	46-23-54.38227	46-22-47.36810
λ [dms]	15-04-52.63206	15-06-15.48256	15-00-41.17438
h[m]	539.0262	699.4792	711.8102

Izračunane koordinate referenčnih točk za drugi primer obdelave – za vektor hitrosti spremembe položaja točk 011A, 012A in 2S3A.

Tabela 9: Podatki o danih točkah – referenčni trenutek koordinat 2005 06 14

TOČKA	011A	012A	2S3A
φ [dms]	46-21-47.15772	46-23-54.38180	46-22-47.36766
λ [dms]	15-04-52.63204	15-06-15.48248	15-00-41.17438
h[m]	539.0318	699.4848	711.8148

Tabela 10: Podatki o danih točkah – referenčni trenutek koordinat 2006 10 04

TOČKA	011A	012A	2S3A
φ [dms]	46-21-47.15782	46-23-54.38180	46-22-47.36768
λ [dms]	15-04-52.63205	15-06-15.48246	15-00-41.17440
h[m]	539.0301	699.4831	711.8126

Tabela 11: Podatki o danih točkah – referenčni trenutek koordinat 2008 09 17

TOČKA	011A	012A	2S3A
φ [dms]	46-21-47.15796	46-23-54.38180	46-22-47.36771
λ [dms]	15-04-52.63206	15-06-15.48242	15-00-41.17443
h[m]	539.0276	699.4806	711.8093

Tabela 12: Podatki o danih točkah – referenčni trenutek koordinat 2009 10 07

TOČKA	011A	012A	2S3A
φ [dms]	46-21-47.15803	46-23-54.38181	46-22-47.36773
λ [dms]	15-04-52.63206	15-06-15.48241	15-00-41.17445
h[m]	539.0262	699.4792	711.8075

Namen ločene obdelave za dva omenjena primera je bil pokazati pomembnost določitve in kasnejšega upoštevanja dejanskih vektorjev premika za posamezno točko geodinamične mreže, kar smo skozi ločeno obdelavo in dobljene rezultate tudi dokazali, saj je končna natančnost druge obdelave občutno večja/boljša. Rezultati posamezne obdelave s pripadajočimi poročili o natančnostih so podani v prilogi A in B.

6.2.4.1 Obdelava in izravnava baznih vektorjev mreže

Obdelava v programskem paketu *Trimble Total Control* je potekala na osnovi priporočil obdelave podatkov opazovanj statične izmere GNSS. Po oblikovanju enojnih faznih razlik je sledila obdelava dvojnih faznih razlik, ki je temeljila na obdelavi ionosfersko neodvisne linearne kombinacije L3. Vektorji v posamezni seriji morajo biti neodvisni. Enake vektorje, opazovane v različnih serijah uporabljamo za neodvisno kontrolo kvalitete opazovanj, v mrežo pa jih praviloma ne vključujemo (Skumavec, 1998). Program nam omogoča avtomatsko tvorjenje neodvisnih vektorjev za posamezno leto izmere oz. posamezno serijo opazovanj (v hitrem meniju izberemo *No Linear Dependency*). Pred samo obdelavo vektorjev moramo za posamezno izmero

nastaviti ustrezne parametre (*Process/Setings/Parameter*) kot so: višinski kot, časovni interval zajema podatkov, tip efemerid (precizne) ter tip zelene rešitve. Sprožimo lahko obdelavo posameznega vektorja (le-tega označimo in izberemo *Process/Process Line*) ali pa obdelamo vse vektorje hkrati (*Process/Process Project*). Po obdelavi vektorjev se geometrija mreže rahlo spremeni, vektorji pa se obarvajo glede na kakovost najboljše rešitve:

- zeleno, če je število neznank začetnih valov naravno (celo) število (angl. *Fixed*),
- rumeno, če je število neznank začetnih valov celo število, a je standardni odklon večji, kot je določen v nastavitvah (*Maximum Possition Sigma v Process/Settings/Advanced*),
- rdeče, če število neznank začetnih valov ni določeno.

Če je bila obdelava vektorjev uspešna, se na posameznih vektorjih izrišejo standardne elipse pogreškov. Vertikalna črta prikazuje standardni odklon v višinski komponenti. Po končani obdelavi se nam v osnovnem oknu pojavi nova skupina Izravnani vektorji (angl. *Adjustment Vectors*), kjer si lahko ogledamo rešitve obdelave. Program nam omogoča, da označimo posamezen vektor in v hitrem meniju izberemo lastnosti (angl. *Properties*), ter na ta način dobimo podatke o komponentah vektorja s pripadajočimi standardnimi odkloni in podatke o rešitvi vektorja (tip rešitve, razmerje (angl. *Ratio*), referenčni varianci - RMS).

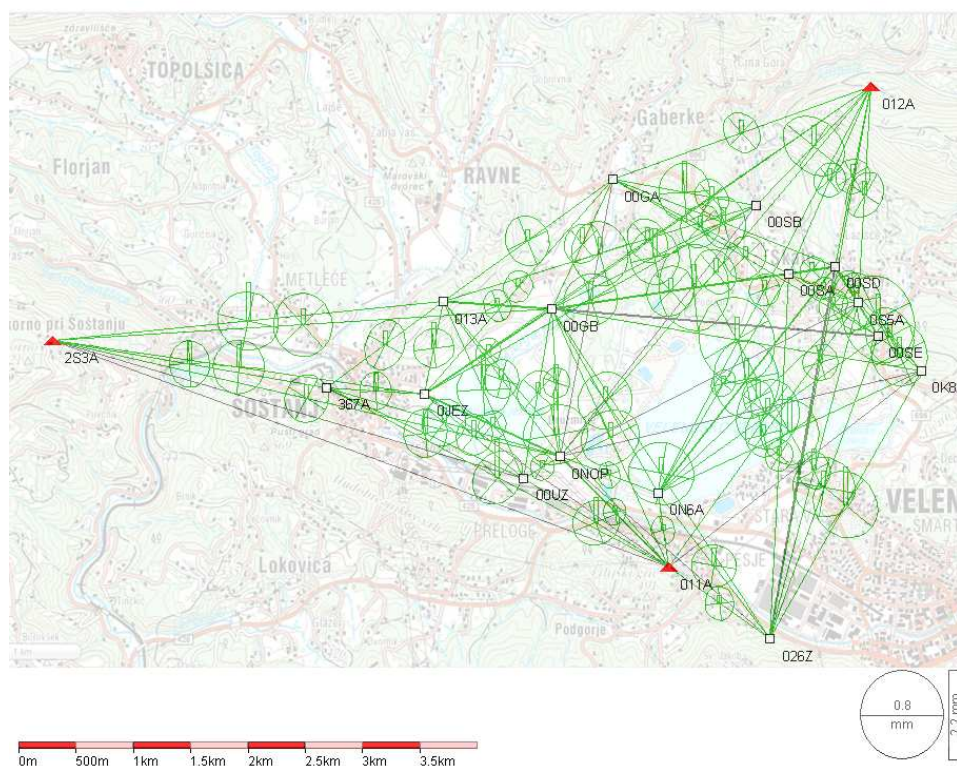
Sledi analiza oz. preverjanje kvalitete podatkov pred nadaljnjo obdelavo. Vektorji z vrednostjo RMS nad 15 milimetrov ali razmerjem manjšim od 2 so bili izključeni. Kakovost vektorjev je bila testirana (*Process/Quality*) tudi s testom zapiranja figur in s testom ponovljivosti (primerjava vektorja v vseh serijah). Vse nastavitve glede testiranja vektorjev so bile privzete (ang. *default*). Poleg že omenjenih testov pa lahko natančnost rezultatov izboljšamo, tako da posameznemu vektorju povečamo minimalni višinski kot, zmanjšamo časovni interval zajema ali iz obdelave odstranimo opazovanja s satelitov, za katere ugotovimo, da slabšajo natančnost opazovanj.

Vektorje, ki so obremenjeni z grobimi pogreški ali jim na podlagi vseh zgoraj naštetih postopkov izboljšanja kakovosti ne moremo zagotoviti zadovoljive natančnosti izključimo (po potrebi tudi

izbrišemo) iz nadaljnje obdelave. Ostale, torej tiste, ki smo jim izboljšali natančnost pa še enkrat obdelamo ter jih upoštevamo v nadaljnji obdelavi. Potem, ko smo storili vse, s čimer bi zagotovili največjo možno natančnost izračunanih vektorjev, dobimo končno obliko mreže za posamezno terminsko izmero.

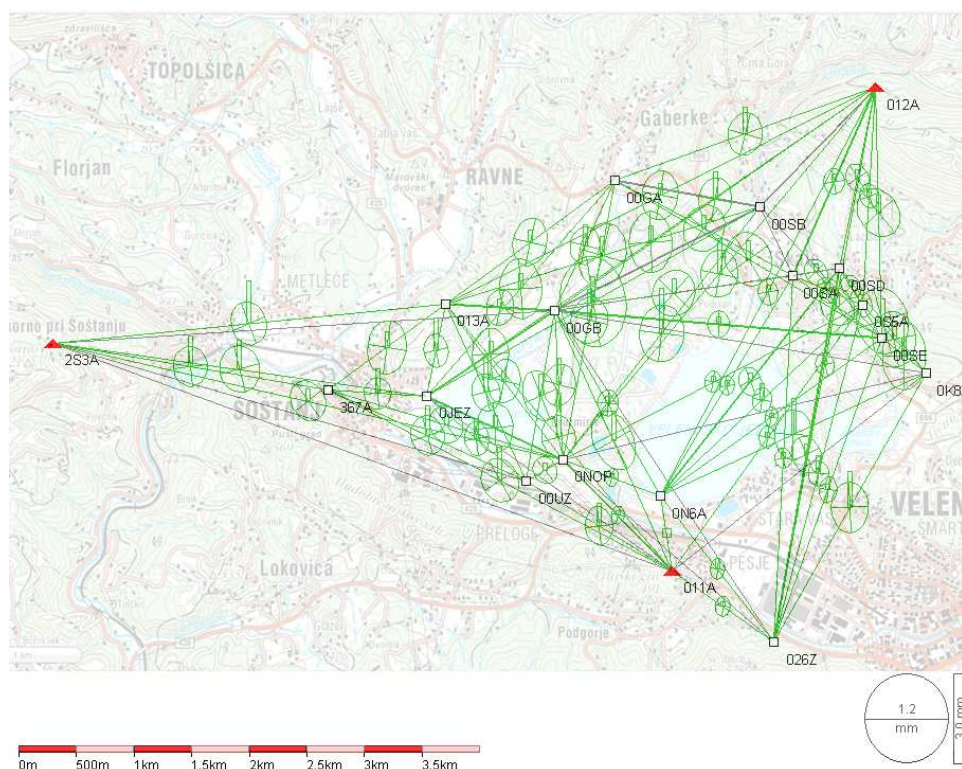
Izmera leta 2005 je potekala v 3 serijah, v katerih je bilo opazovanih 18 točk MGMPV (vse razen 01SA), med katerimi je bilo v postopku obdelave ustvarjenih 79 neodvisnih baznih vektorjev mreže. Vsi so bili določeni na osnovi obdelave dvojnih faznih razlik, neznano število celih valov pa je bilo določeno znotraj množice naravnih števil (Double Diff./Fixed/L1 oz. Double Diff./Fixed/Ln).

Slika 18: Skica izravnanih vektorjev izmere leta 2005



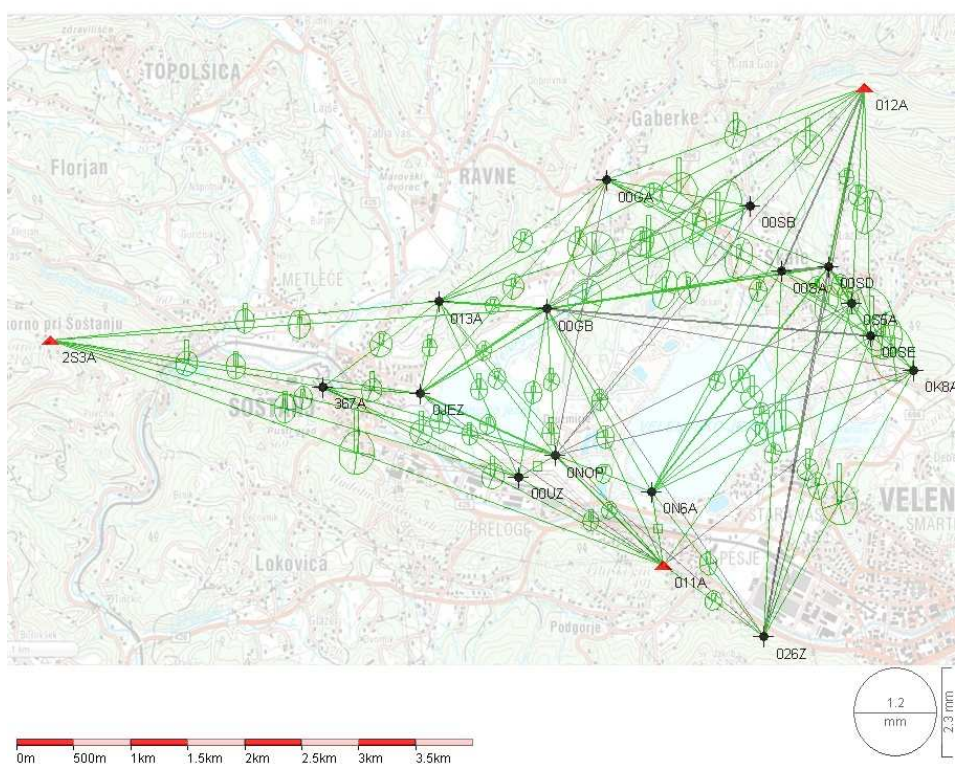
Izmera leta 2006 je potekala v 3 serijah, v katerih je bilo opazovanih 18 točk MGMPV (vse razen 01SA), med katerimi je bilo v postopku obdelave ustvarjenih 75 neodvisnih baznih vektorjev mreže. Vsi so bili določeni na osnovi obdelave dvojnih faznih razlik, neznano število celih valov pa je bilo določeno znotraj množice naravnih števil (Double Diff./Fixed/L1 oz. Double Diff./Fixed/Ln).

Slika 19: Skica izravnanih vektorjev izmere leta 2006



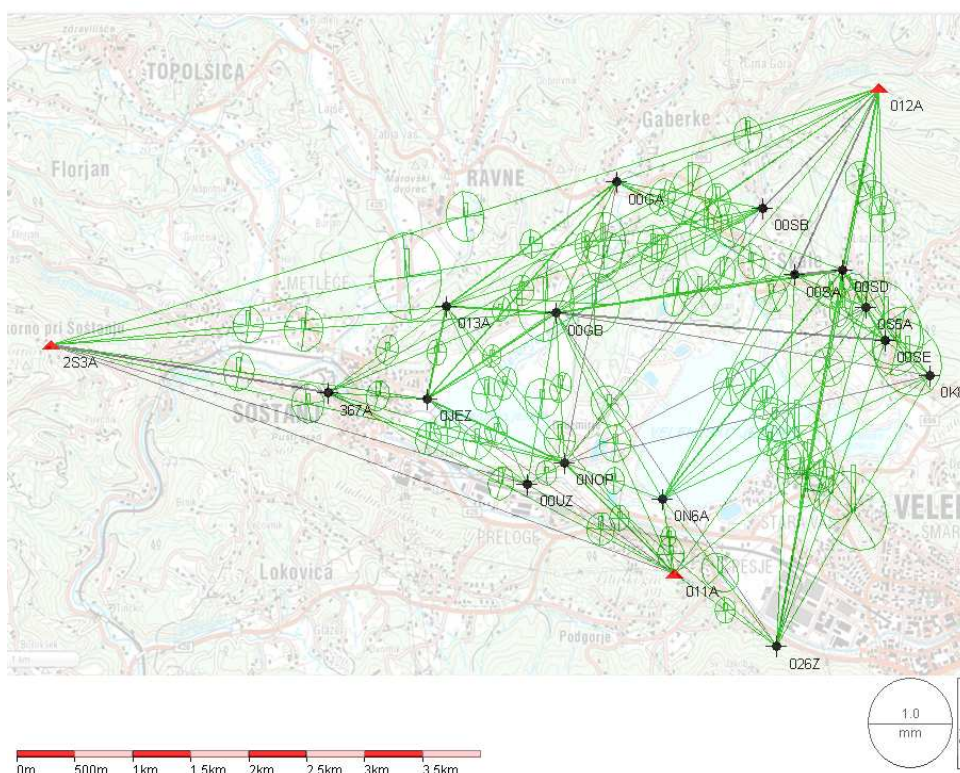
Izmera leta 2008 je potekala v 3 serijah, v katerih je bilo opazovanih 18 točk MGMPV (vse razen 00SA), med katerimi je bilo v postopku obdelave ustvarjenih 76 neodvisnih baznih vektorjev mreže. Vsi so bili določeni na osnovi obdelave dvojnih faznih razlik, neznano število celih valov pa je bilo določeno znotraj množice naravnih števil (Double Diff./Fixed/L1 oz. Double Diff./Fixed/Ln).

Slika 20: Skica izravnanih vektorjev izmere leta 2008



Izmera leta 2009 je potekala v 4 serijah, v katerih je bilo opazovanih 18 točk MGMPV (vse razen 00SA), med katerimi je bilo v postopku obdelave ustvarjenih 85 neodvisnih baznih vektorjev mreže. Vsi so bili določeni na osnovi obdelave dvojnih faznih razlik, neznano število celih valov pa je bilo določeno znotraj množice naravnih števil (Double Diff./Fixed/L1 oz. Double Diff./Fixed/Ln).

Slika 21: Skica izravnanih vektorjev izmere leta 2009



6.2.4.2 Izravnava mreže GNSS

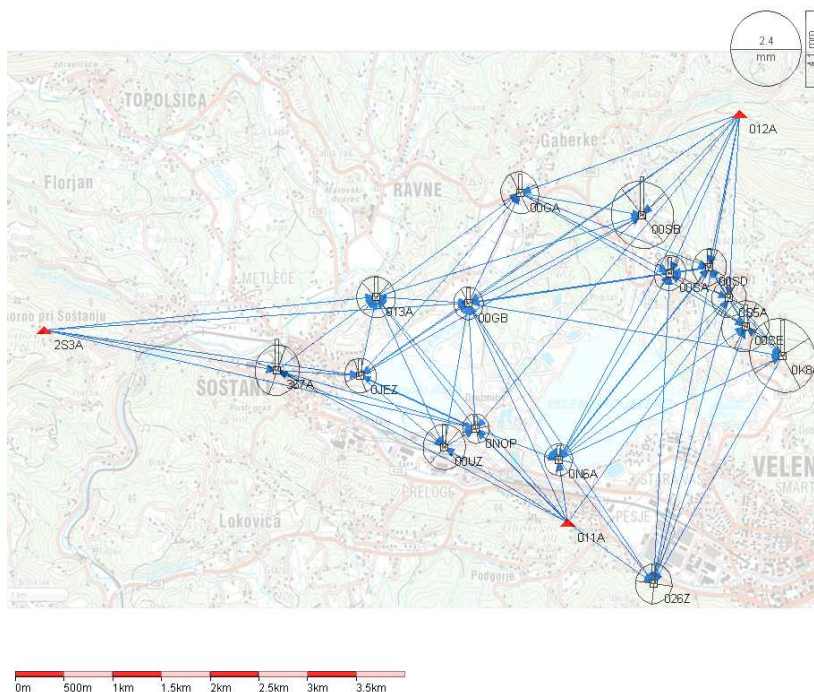
Program izvaja izravnavo po metodi najmanjših kvadratov. Pred izravnavo nastavimo parametre (*Adjust/3D Adjustment/Settings*). Določimo nastavitve za Tau test, stopnjo zaupanja, število

iteracij, uteži vektorjev ter poročilo in tipe opazovanj, ki jih želimo vključiti v izravnavo. Vse ostale nastavitve v izravnavi nastopajo kot privzete (ang. *default*).

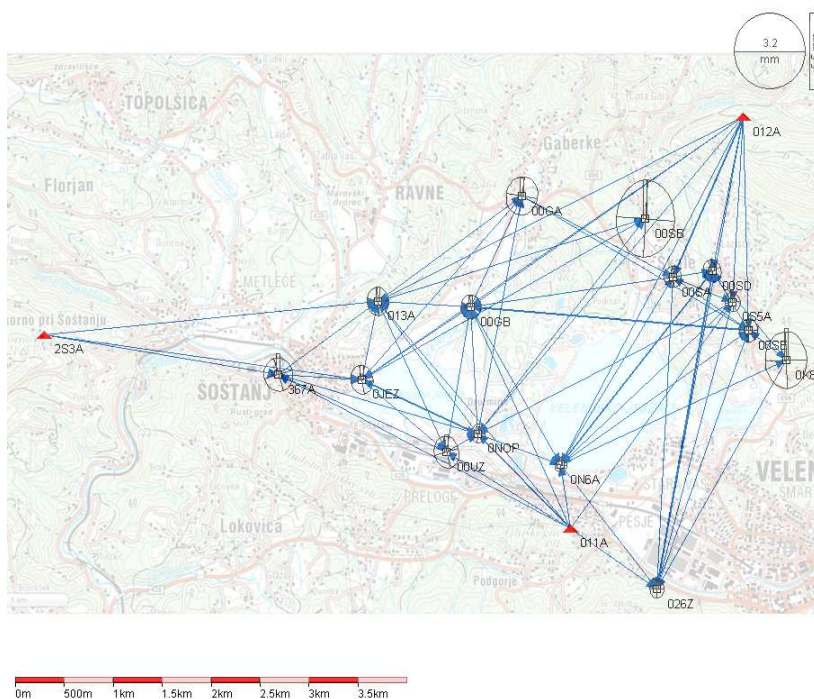
Najprej izvedemo t.i. izravnavo proste mreže (*Adjust/3D Adjustment/Free*), kar pomeni da geodetski datum zagotovimo oz. ga določimo z notranjimi opazovanji (vezmi), ki temeljijo na vrednostih (le nekaterih ali vseh) koordinatah točk geodetske mreže, vključenih v izravnavo. V tem primeru koordinat nobene točke mreže ne privzamemo kot danih, temveč se parametri geodetskega datuma (premik) določijo oz. se nanašajo na neko fiktivno točko, azimut ali dolžino v mreži. Prosta izravnavo je namenjena določanju notranje natančnosti mreže in lociranju grobih pogreškov v opazovanjih. Po izravnavi se prosta mreža ne sme zasukati glede na težišče, katerega koordinate morajo ostati enake (povprečje približnih koordinat točk v mreži). Prav tako mora ostati nespremenjena povprečna razdalja med težiščem in posamezno točko, tj. velikost geodetske mreže. Vezne enačbe, s katerimi zagotovimo izpolnitev notranjih vezi, pridobimo iz enačb podobnostne transformacije, ki zagotavlja, da je vsota kvadratov razlik med približnimi in ocenjenimi vrednostmi koordinatnih neznank najmanjša možna (Marjetič in Stopar, 2007). Na posameznih točkah se po izravnavi proste mreže prikažejo elipse pogreškov ter črte, ki označujejo standardne odklone višinske komponente. Izravnani vektorji se obarvajo modro, morebitni zavrtnjeni vektorji rumeno, vektor z največjim odstopanjem pa rdeče. V sklopu izravnavo se v programu TTC izvede tudi testiranje vseh količin s Tau testom (τ), ki poskrbi za označitev grobo pogrešenih opazovanj. Če nas program opozori na morebitne grobe pogreške, ta opazovanja izločimo iz nadaljnje obdelave. Ko smo zadovoljni z rezultati proste izravnavo, poženemo še izravnavo vklopljene mreže (*Adjust/3D Adjustment/Biased*), kar pomeni da poznamo koordinate vsaj treh točk mreže (pri GNSS je dovolj če poznamo koordinate samo ene točke), ki so privzete kot dane. Morebitne pogrešene vektorje je potrebno odstraniti in mrežo ponovno izravnati. Ko smo zadovoljni z rezultati izravnavo, le-te shranimo v bazo projekta (*Adjust/3D Adjustment/Assign*). Podrobna poročila izravnavo vklopljene mreže, generirana v programu TTC, za posamezno terminsko izmero so v prilogi A in B.

Zorec, J. 2011. Analiza uporabnosti metod geodetske izmere GNSS za potrebe spremljanja premikov.
Dipl. nal. –UNI. Ljubljana, UL, FGG, Odd. za geodezijo, Geodetska smer.

Slika 22: Skica izravnane mreže za izmero leta 2005

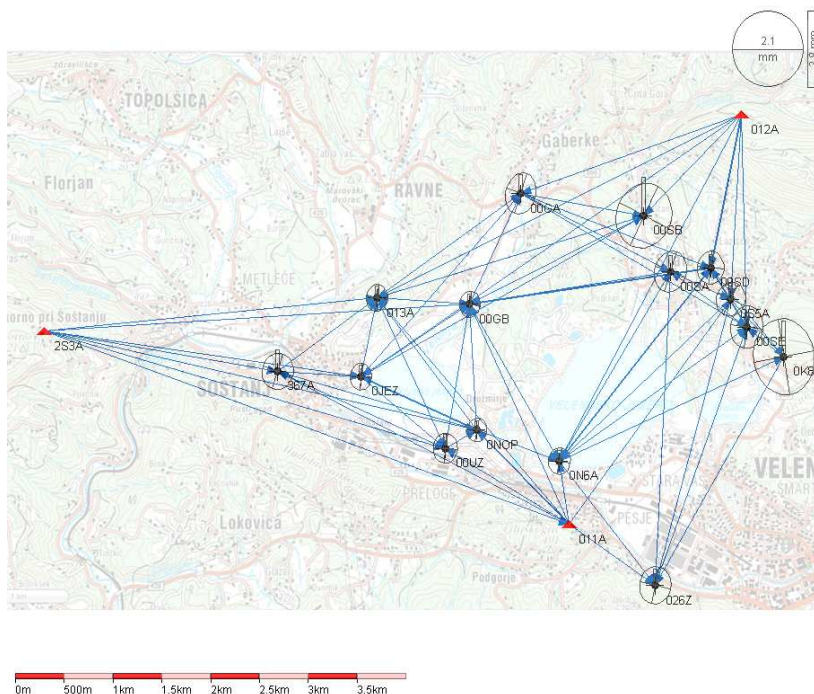


Slika 23: Skica izravnane mreže za izmero leta 2006

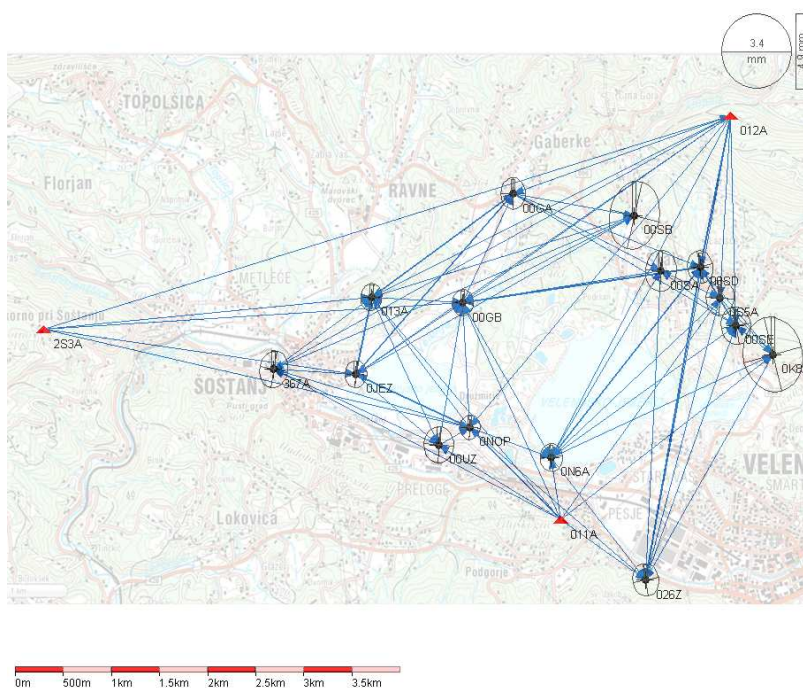


Zorec, J. 2011. Analiza uporabnosti metod geodetske izmere GNSS za potrebe spremljanja premikov. Dipl. nal. –UNI. Ljubljana, UL, FGG, Odd. za geodezijo, Geodetska smer.

Slika 24: Skica izravnane mreže za izmero leta 2008



Slika 25: Skica izravnane mreže za izmero leta 2009



Rezultati vključene izravnave posamezne terminske izmere so izravnane koordinate vseh točk mreže na ETRS89 koordinatnem sistemu, s pripadajočimi ocenami natančnosti. Dobljeni rezultati nam predstavljajo vhodne podatke za deformacijsko analizo oz. ugotavljanje premikov točk v geodetskih mrežah. Koordinate točk uporabimo za določitev velikosti in smeri premikov točk, oceno natančnosti premikov pa uporabimo za analizo stabilnosti točk.

6.2.5 Ugotavljanje premikov točk v geodetski mreži – MGMPV

Pred samim ugotavljanjem premikov točk po postopku, ki je podrobneje opisan v poglavju 5.2 (str. 51), moramo koordinate točk mreže s pripadajočimi ocenami natančnosti, ki jih dobimo kot rezultat izravnave posamezne terminske izmere, ustrezno prilagoditi za potrebe samega postopka.

Najprej dobljene izravnane geografske koordinate (ETRS89) s pomočjo spletne različice programa SiTraNet preračunamo v ravnino oz. ravninske koordinate (UTM/D96). Ker smo pri izravnavi posamezne terminske izmere upoštevali dejanske vektorje hitrosti danih točk (011A, 012A in 2S3A) in s tem povezan geodetski datum, so izravnane koordinate točk posamezne terminske izmere v različnih geodetskih datumih. Za izvedbo uspešne deformacijske analize oz. ugotavljanja premikov točk v geodetski mreži pa je bistvenega pomena dejstvo, da se vse terminske izmere nanašajo na isti geodetski datum. Transformacija ravninskih koordinat posamezne terminske izmere (2006, 2008 in 2009) v izhodiščno izmero (2005) se je na osnovi affine transformacije izvedla v programu SiTraNet, ki določi izravnane transformacijske parametre in njihove standardne deviacije ter razlike med v datum izhodiščne izmere transformiranimi in v izhodiščni izmeri določenimi koordinatami točk referenčne mreže. Pri čemer privzamemo, da pripadajoči standardni odkloni točk posamezne terminske izmere ostanejo enaki (iz rezultatov izravnave). Na ta način so se odpravile razlike geodetskih datumov ene in druge izmere, se pravi, preveril se je obstoj kakršne koli spremembe geometrije referenčne mreže monitoringa (Golob, 2008). Ker v primeu ugotavljanja vertikalnih premikov točk ne moremo uporabiti affine transformacije za zagotovitev enakega geodetskega datuma skozi vse terminske izmere, sem pri izračunu pomikov v vertikalnem smislu (posedanje) višinam vseh točk ustrezno

prištel/odštel višinsko razliko med referenčno točko v izhodiščni in trenutni izmeri. V drugem načinu obdelave sem izračunal povprečje višinskih razlih vseh (treh) referenčnih točk. Rezultati teh transformacij tj. izhodna poročila iz programa SiTraNet, so dodani v prilogi C.

Preden lahko izvedemo postopek statističnega testiranja premikov, moramo izračunati še korelacijo med izravnanimi rezultati posamezne terminske izmere. Rezultat izravnave so izravnane koordinate (y,x) s pripadajočimi standardnimi odkloni (σ_y, σ_x), in parametri absolutne elipse pogreškov (velika polos a, mala polos b, in kot zasuka θ). Korelacijo med opazovanji (σ_{yx}) in s tem preostale člene kovariančne matrike Σ_{yx} izračunamo s pomočjo rotacijske matrike R za posamezno točko ter jih kasneje uporabimo v postopku ugotavljanja premikov točk v mreži, za kar je nujno potrebno poznavanje korelacije med opazovanji (σ_{yx}):

$$\Sigma_{ab} = \begin{bmatrix} \sigma_a^2 & 0 \\ 0 & \sigma_b^2 \end{bmatrix} \text{ in } R = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & \sin(\theta) \\ -\sin(\theta) & \cos(\theta) \end{bmatrix} \quad (6.4)$$

Kovariančna matrika za obravnavano točko:

$$\Sigma_{yx} = R^T \cdot \Sigma_{ab} \cdot R \rightarrow \Sigma_{yx} = \begin{bmatrix} \sigma_{y_t}^2 & \sigma_{y_t x_t} \\ \sigma_{y_t x_t} & \sigma_{x_t}^2 \end{bmatrix} \quad (6.5)$$

Ko imamo znane vse člene kovariančne matrike Σ_{yx} za posamezno točko lahko uporabimo postopek za ugotavljanje premika točk v geodetski mreži, ki je predstavljen v poglavju 5.2 (str. 51). V programskem okolju Matlab (različica R2008a) sem napisal program za testiranje premikov točk v geodetski mreži – Premik.m – ki ob izbrani stopnji značilnosti testa ($\alpha=0.01$) preveri statistično značilnost premika posamezne točke med obravnavanima terminskima izmerama. Za posamezno točko se izračuna testna statistika T, kot razmerje med premikom d (ΔH) in njegovo standardno deviacijo σ_d ($\sigma_{\Delta H}$).

$$T = \frac{d}{\sigma_d} \text{ ali } T = \frac{\Delta H}{\sigma_{\Delta H}} \quad (6.6)$$

Testno statistiko testiramo glede na postavljeno ničelno in alternativno hipotezo:

H_0 : $d = 0$: točka miruje in

H_1 : $d \neq 0$: točka se je premaknila.

Testno statistiko nato primerjamo glede na kritično vrednost T_K , pri izbrani stopnji značilnosti testa. Za potrebe te diplomske naloge je bilo v dogovoru z mentorjem določeno, da se obravnavana testna statistika porazdeljuje po standardizirani normalni porazdelitvi $T \sim N(0,1)$. Prav tako je bila dogovorjena stopnja značilnosti testa $\alpha = 0.01$. Kritično vrednost testne statistike T_K dobimo iz tabele za standardizirano normalno porazdelitev, ki ob izbrani značilnosti testa znaša:

$$T_{K(1-\alpha)} = 2.326 \quad (6.7)$$

Kritično vrednost testne statistike za posamezno točko primerjamo z njeno dejansko vrednostjo, ki je enaka za vse točke mreže v vseh terminskih izmerah (ker predpostavimo, da se porazdeljuje po standardizirani normalni porazdelitvi). Obravnavamo dva primera:

- $T_K < T$:zavrneemo ničelno hipotezo; premik točke je statistično značilen ali
- $T_K > T$:ne zavrneemo ničelne hipoteze; premik točke ni statistično značilen.

Če je testna statistika večja od kritične vrednosti, je tveganje za zavrnitev ničelne hipoteze manjše od izbrane stopnje značilnosti testa α . Zato upravičeno (99% verjetnost) zavrneemo hipotezo in na ta način potrdimo, da je obravnavani premik statistično značilen. Če je testna statistika manjša od kritične vrednosti ob izbrani stopnji značilnosti testa α , je tveganje za zavrnitev ničelne hipoteze preveliko. V tem primeru lahko z verjetnostjo 99% trdimo, da premik ni statistično značilen (Savšek et al., 2010).

6.2.6 Predstavitev rezultatov statistične značilnosti premikov

Statistična značilnost premikov za prvi primer obdelave – za vektor hitrosti spremembe položaja točke 011A.

Tabela 13: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2006 (enak vektor hitrosti).

Točka	Premik (d) [m]	Natančnost premika (σ_d) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistike (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	0.0403	0.0022	18.699	2.326	DA
00GB	0.2881	0.0013	223.048	2.326	DA
00SA	0.0022	0.0013	1.657	2.326	NE
00SB	0.0108	0.0040	2.678	2.326	DA
00SD	0.0020	0.0018	1.131	2.326	NE
00SE	0.0511	0.0022	23.714	2.326	DA
00UZ	0.0367	0.0022	16.543	2.326	DA
011A	0.0000	/	/	2.326	NE
012A	0.0000	/	/	2.326	NE
013A	0.0440	0.0022	20.121	2.326	DA
026Z	0.0010	0.0019	0.538	2.326	NE
0JEZ	0.0064	0.0019	3.317	2.326	DA
0K8A	0.0170	0.0035	4.880	2.326	DA
0N6A	0.0330	0.0011	29.822	2.326	DA
0NOP	0.1164	0.0006	201.745	2.326	DA
0S5A	0.0014	0.0013	1.066	2.326	NE
2S3A	0.0000	/	/	2.326	NE

367A	0.0086	0.0025	3.496	2.326	DA
------	--------	--------	-------	-------	----

Tabela 13 prikazuje velikost premikov posameznih točk v mreži med letoma 2005 in 2006. Premik točk 00GB in 0NOP je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SA, 00SD, 026Z in 0S5A so ostale stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Tabela 14: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2008 (enak vektor hitrosti).

Točka	Premik (d) [m]	Natančnost premika (σ_d) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistika (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	0.0762	0.0020	37.642	2.326	DA
00GB	0.8014	0.0012	660.786	2.326	DA
00SA	/	/	/	2.326	/
00SB	0.0022	0.0034	0.649	2.326	NE
00SD	0.0050	0.0018	2.798	2.326	DA
00SE	0.1047	0.0024	44.192	2.326	DA
00UZ	0.0489	0.0020	23.999	2.326	DA
011A	0.0000	/	/	2.326	NE
012A	0.0000	/	/	2.326	NE
013A	0.0576	0.0020	28.872	2.326	DA
026Z	0.0060	0.0020	3.024	2.326	DA
0JEZ	0.0086	0.0014	6.082	2.326	DA
0K8A	0.0150	0.0037	4.111	2.326	DA
0N6A	0.0631	0.0011	55.128	2.326	DA
0NOP	0.1768	0.0006	273.699	2.326	DA

0S5A	0.0041	0.0018	2.231	2.326	NE
2S3A	0.0000	/	/	2.326	NE
367A	0.0050	0.0024	2.120	2.326	NE

Tabela 14 prikazuje velikost premikov posameznih točk v mreži med letoma 2005 in 2008. Premik točk 00GB, 00SE in 0NOP je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SB, 0S5A in 367A so ostale stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Tabela 15: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2009 (enak vektor hitrosti).

Točka	Premik (d) [m]	Natančnost premika (σ_d) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistike (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	0.0797	0.0021	37.626	2.326	DA
00GB	1.1561	0.0017	670.279	2.326	DA
00SA	/	/	/	2.326	/
00SB	0.0036	0.0040	0.896	2.326	NE
00SD	0.0040	0.0019	2.065	2.326	NE
00SE	0.1274	0.0027	47.273	2.326	DA
00UZ	0.0575	0.0024	23.573	2.326	DA
011A	0.0000	/	/	2.326	NE
012A	0.0000	/	/	2.326	NE
013A	0.0624	0.0022	27.964	2.326	DA
026Z	0.0032	0.0021	1.528	2.326	NE
0JEZ	0.0156	0.0019	8.384	2.326	DA
0K8A	0.0126	0.0042	2.989	2.326	DA

0N6A	0.0961	0.0017	56.283	2.326	DA
0NOP	0.1915	0.0013	145.723	2.326	DA
0S5A	0.0041	0.0022	1.916	2.326	NE
2S3A	0.0000	/	/	2.326	NE
367A	0.0032	0.0025	1.242	2.326	NE

Tabela 15 prikazuje velikost premikov točk v mreži med letoma 2005 in 2009. Premik točk 00GB, 00SE, 0N6A in 0NOP je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SB, 00SD, 026Z, 0S5A in 367A so ostale stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Tabela 16: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2006 po višini (enak vektor hitrosti).

Točka	Premik (ΔH) [m]	Natančnost premika ($\sigma_{\Delta H}$) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistike (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	-0,0289	0.0038	7.522	2.326	DA
00GB	-1,2353	0.0027	459.731	2.326	DA
00SA	-0,0055	0.0026	2.147	2.326	NE
00SB	0,0299	0.0078	3.852	2.326	DA
00SD	-0,0040	0.0027	1.470	2.326	NE
00SE	-0,0065	0.0033	1.984	2.326	NE
00UZ	-0,0186	0.0041	4.535	2.326	DA
011A	0.0000	/	/	2.326	NE
012A	0.0000	/	/	2.326	NE
013A	-0,0764	0.0035	21.592	2.326	DA
026Z	0,0025	0.0027	0.910	2.326	NE

0JEZ	-0,0085	0.0032	2.665	2.326	DA
0K8A	-0,0527	0.0070	7.497	2.326	DA
0N6A	-0,0149	0.0022	6.766	2.326	DA
0NOP	-0,0831	0.0021	40.309	2.326	DA
0S5A	-0,0024	0.0028	0.864	2.326	NE
2S3A	0.0000	/	/	2.326	NE
367A	-0,0249	0.0053	4.685	2.326	DA

Tabela 16 prikazuje velikost premikov točk v mreži po višini med letoma 2005 in 2006. Premik točke 00GB je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SA, 00SD, 00SE, 026Z in 0S5A so ostale stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Tabela 17: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2008 po višini (enak vektor hitrosti).

Točka	Premik (ΔH) [m]	Natančnost premika ($\sigma_{\Delta H}$) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistika (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	-0,0484	0.0036	13.398	2.326	DA
00GB	-2,7511	0.0024	1136.500	2.326	DA
00SA	/	/	/	2.326	/
00SB	-0,0013	0.0074	0.176	2.326	NE
00SD	-0,0076	0.0029	2.615	2.326	DA
00SE	-0,0201	0.0036	5.645	2.326	DA
00UZ	-0,0301	0.0036	8.407	2.326	DA
011A	0.0000	/	/	2.326	NE
012A	0.0000	/	/	2.326	NE
013A	-0,0895	0.0032	28.302	2.326	DA

026Z	0,0019	0.0033	0.572	2.326	NE
0JEZ	-0,0139	0.0027	5.145	2.326	DA
0K8A	-0,0423	0.0070	6.084	2.326	DA
0N6A	-0,0329	0.0023	14.512	2.326	DA
0NOP	-0,1218	0.0021	57.290	2.326	DA
0S5A	-0,0093	0.0033	2.798	2.326	DA
2S3A	0.0000	/	/	2.326	NE
367A	-0,0006	0.0051	0.119	2.326	NE

Tabela 17 prikazuje velikost premikov točk v mreži po višini med letoma 2005 in 2008. Premik točk 00GB, 013A in 0NOP je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SB, 026Z in 367A so ostale stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Tabela 18: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2009 po višini (enak vektor hitrosti).

Točka	Premik (ΔH) [m]	Natančnost premika ($\sigma_{\Delta H}$) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistike (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	-0,0439	0.0033	13.484	2.326	DA
00GB	-3,9074	0.0026	1492.900	2.326	DA
00SA	/	/	/	2.326	/
00SB	-0,0010	0.0072	0.138	2.326	NE
00SD	-0,0019	0.0030	0.625	2.326	NE
00SE	-0,0229	0.0038	6.101	2.326	DA
00UZ	-0,0245	0.0040	6.183	2.326	DA
011A	0.0000	/	/	2.326	NE
012A	0.0000	/	/	2.326	NE

013A	-0,0898	0.0032	27.886	2.326	DA
026Z	-0,0011	0.0033	0.338	2.326	NE
0JEZ	-0,0120	0.0028	4.237	2.326	DA
0K8A	-0,0518	0.0073	7.056	2.326	DA
0N6A	-0,0400	0.0026	15.239	2.326	DA
0NOP	-0,1228	0.0023	52.602	2.326	DA
0S5A	-0,0019	0.0036	0.526	2.326	NE
2S3A	0.0000	/	/	2.326	NE
367A	-0,0043	0.0048	0.901	2.326	NE

Tabela 18 prikazuje velikost premikov točk v mreži po višini med letoma 2005 in 2009. Premik točk 00GB, 013A in 0NOP je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SB, 00SD, 026Z, 0S5A in 367A so stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Statistična značilnost premikov za drugi primer obdelave – za vektorje hitrosti spremembe položaja točk 011A, 012A in 2S3A.

Tabela 19: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2006 (dejanski vektorji hitrosti).

Točka	Premik (d) [m]	Natančnost premika (σ_d) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistika (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	0.0391	0.0019	20.578	2.326	DA
00GB	0.2890	0.0014	206.429	2.326	DA
00SA	0.0010	0.0013	0.769	2.326	NE
00SB	0.0125	0.0037	3.379	2.326	DA
00SD	0.0010	0.0015	0.667	2.326	NE
00SE	0.0510	0.0018	28.333	2.326	DA

00UZ	0.0362	0.0018	20.111	2.326	DA
011A	0.0000	/	/	2.326	NE
012A	0.0000	/	/	2.326	NE
013A	0.0450	0.0018	25.000	2.326	DA
026Z	0.0040	0.0013	3.077	2.326	DA
0JEZ	0.0071	0.0016	4.438	2.326	DA
0K8A	0.0184	0.0029	6.345	2.326	DA
0N6A	0.0310	0.0012	25.833	2.326	DA
0NOP	0.1167	0.0011	106,091	2.326	DA
0S5A	0.0020	0.0015	1.333	2.326	NE
2S3A	0.0000	/	/	2.326	NE
367A	0.0072	0.0021	3.4629	2.326	DA

Tabela 19 prikazuje velikost premikov točk v mreži med letoma 2005 in 2006. Premik točk 00GB in 0NOP je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SA, 00SD in 0S5A so stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Tabela 20: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2008 (dejanski vektorji hitrosti).

Točka	Premik (d) [m]	Natančnost premika (σ_d) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistika (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	0.0715	0.0016	44.689	2.326	DA
00GB	0.7992	0.0012	666.000	2.326	DA
00SA	/	/	/	2.326	/
00SB	0.0051	0.0027	1.889	2.326	NE
00SD	0.0041	0.0014	2.929	2.326	DA
00SE	0.1033	0.0019	54.369	2.326	DA

00UZ	0.0480	0.0016	30.000	2.326	DA
011A	0.0000	/	/	2.326	NE
012A	0.0000	/	/	2.326	NE
013A	0.0590	0.0015	39.333	2.326	DA
026Z	0.0100	0.0015	6.667	2.326	DA
0JEZ	0.0089	0.0013	6.846	2.326	DA
0K8A	0.0150	0.0029	5.172	2.326	DA
0N6A	0.0621	0.0012	51.750	2.326	DA
0NOP	0.1781	0.0011	161.910	2.326	DA
0S5A	0.0022	0.0014	1.571	2.326	NE
2S3A	0.0000	/	/	2.326	NE
367A	0.0028	0.0019	1.474	2.326	NE

Tabela 20 prikazuje velikost premikov posameznih točk v mreži med letoma 2005 in 2008. Premik točk 00GB, 00SE in 0NOP je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SB, 0S5A in 367A so stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Tabela 21: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2009 (dejanski vektorji hitrosti).

Točka	Premik (d) [m]	Natančnost premika (σ_d) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistika (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	0.0766	0.0018	42.556	2.326	DA
00GB	1.1561	0.0015	770.733	2.326	DA
00SA	/	/	/	2.326	/
00SB	0.0020	0.0032	0.063	2.326	NE
00SD	0.0032	0.0017	1.882	2.326	NE
00SE	0.1281	0.0023	55.696	2.326	DA

00UZ	0.0558	0.0021	26.571	2.326	DA
011A	0.0000	/	/	2.326	NE
012A	0.0000	/	/	2.326	NE
013A	0.0639	0.0018	35.500	2.326	DA
026Z	0.0090	0.0018	5.000	2.326	DA
0JEZ	0.0149	0.0016	9.313	2.326	DA
0K8A	0.0136	0.0036	3.778	2.326	DA
0N6A	0.0930	0.0015	62.000	2.326	DA
0NOP	0.1910	0.0014	136.429	2.326	DA
0S5A	0.0030	0.0018	1.667	2.326	NE
2S3A	0.0000	/	/	2.326	NE
367A	0.0030	0.0023	1.304	2.326	NE

Tabela 21 prikazuje velikost premikov posameznih točk v mreži med letoma 2005 in 2009. Premik točk 00GB, 00SE, 0N6A in 0NOP je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SB, 00SD, 0S5A in 367A so stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Tabela 22: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2006 po višini (dejanski vektorji hitrosti).

Točka	Premik (ΔH) [m]	Natančnost premika ($\sigma_{\Delta H}$) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistike (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	-0.0281	0.0034	8.215	2.326	DA
00GB	-1.2355	0.0023	546.019	2.326	DA
00SA	-0.0069	0.0021	3.316	2.326	DA
00SB	0.0273	0.0069	3.980	2.326	DA

00SD	-0.0054	0.0023	2.346	2.326	DA
00SE	-0.0076	0.0027	2.784	2.326	DA
00UZ	-0.0198	0.0035	5.600	2.326	DA
011A	0.0000	/	/	2.326	NE
012A	0.0000	/	/	2.326	NE
013A	-0.0763	0.0030	25.663	2.326	DA
026Z	0.0009	0.0023	0.394	2.326	NE
0JEZ	-0.0104	0.0028	3.760	2.326	DA
0K8A	-0.0549	0.0060	9.103	2.326	DA
0N6A	-0.0166	0.0017	9.490	2.326	DA
0NOP	-0.0843	0.0017	48.998	2.326	DA
0S5A	-0.0039	0.0023	1.672	2.326	NE
2S3A	0.0000	/	/	2.326	NE
367A	-0.0249	0.0045	5.491	2.326	DA

Tabela 22 prikazuje velikost premikov posameznih točk v mreži po višini med letoma 2005 in 2006. Premik točke 00GB je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točki 026Z in 0S5A so stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Tabela 23: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2008 po višini (dejanski vektorji hitrosti).

Točka	Premik (ΔH) [m]	Natančnost premika ($\sigma_{\Delta H}$) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistike (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	-0.0496	0.0028	17.933	2.326	DA
00GB	-2.7511	0.0019	1458.100	2.326	DA
00SA	/	/	/	2.326	/

00SB	0.0019	0.0056	0.334	2.326	NE
00SD	-0.0070	0.0023	3.041	2.326	DA
00SE	-0.0197	0.0028	6.961	2.326	DA
00UZ	-0.0303	0.0029	10.575	2.326	DA
011A	0.0001	/	/	2.326	NE
012A	0.0001	/	/	2.326	NE
013A	-0.0886	0.0025	35.355	2.326	DA
026Z	0.0018	0.0026	0.703	2.326	NE
0JEZ	-0.0141	0.0022	6.518	2.326	DA
0K8A	-0.0422	0.0053	7.951	2.326	DA
0N6A	-0.0328	0.0018	18.194	2.326	DA
0NOP	-0.1219	0.0017	70.853	2.326	DA
0S5A	-0.0092	0.0026	3.592	2.326	DA
2S3A	-0.0002	/	/	2.326	NE
367A	-0.0006	0.0040	0.150	2.326	NE

Tabela 23 prikazuje velikost premikov posameznih točk v mreži po višini med letoma 2005 in 2008. Premik točk 00GB, 013A in 0NOP je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SB, 026Z in 367A so stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

Tabela 24: Premiki točk v mreži med letoma 2005 in 2009 po višini (dejanski vektorji hitrosti).

Točka	Premik (ΔH) [m]	Natančnost premika ($\sigma_{\Delta H}$) [m]	Testna statistika (T)	Kritična testna statistika (T_K)	Statistična značilnost premika
00GA	-0.0423	0.0028	14.937	2.326	DA

00GB	-3.9062	0.0023	1726.300	2.326	DA
00SA	/	/	/	2.326	/
00SB	0.0032	0.0061	0.526	2.326	NE
00SD	0.0010	0.0027	0.372	2.326	NE
00SE	-0.0200	0.0032	6.272	2.326	DA
00UZ	-0.0242	0.0035	6.983	2.326	DA
011A	-0.0030	/	/	2.326	NE
012A	0.0072	/	/	2.326	NE
013A	-0.0875	0.0027	32.166	2.326	DA
026Z	0.0004	0.0028	0.141	2.326	NE
0JEZ	-0.0108	0.0025	4.362	2.326	DA
0K8A	-0.0500	0.0063	7.984	2.326	DA
0N6A	-0.0389	0.0023	17.158	2.326	DA
0NOP	-0.1227	0.0021	59.800	2.326	DA
0S5A	0.0006	0.0030	0.197	2.326	NE
2S3A	-0.0040	/	/	2.326	NE
367A	-0.0076	0.0042	1.801	2.326	NE

Tabela 24 prikazuje velikost premikov posameznih točk v mreži po višini med letoma 2005 in 2009. Premik točk 00GB, 013A in 0NOP je znatno večji od premika ostalih točk. Referenčne točke ter točke 00SB, 00SD, 026Z, 0S5A in 367A so stabilne, za ostale pa lahko potrdimo statistično značilen premik.

6.2.7 Primerjava rezultatov prvega in drugega načina obdelave

V spodnjih tabelah so predstavljene razlike rezultatov obeh primerov odbelave in spremembe statusa (ali je točka stabilna ali ne) posameznih točk v določeni termiski izmeri, kot posledica

uporabe netočnih vektorjev hitrosti premika referenčnih točk. Prikazani rezultati bodo podrobneje komentirani v poglavju 6.3 (na strani 101).

Tabela 25: Razlike v premikih točk med prvim in drugim načinom obdelave med letoma 2005 in 2006

Točka	Razlike v položaju točke med 1. in 2. obdelavo [mm]	Sprememba statusa točke	Razlike v višini točke med 1. in 2. obdelavo [mm]	Sprememba statusa točke po h
00GA	1.20	NE	-0.80	NE
00GB	-0.90	NE	0.20	NE
00SA	1.20	NE	1.40	DA
00SB	-1.70	NE	2.60	NE
00SD	1.00	NE	1.40	DA
00SE	0.00	NE	1.10	DA
00UZ	0.50	NE	1.20	NE
011A	0.00	NE	0.00	NE
012A	0.00	NE	0.00	NE
013A	-1.00	NE	-0.10	NE
026Z	-3.00	DA	1.60	NE
0JEZ	-0.70	NE	1.90	NE
0K8A	-1.40	NE	2.20	NE
0N6A	2.00	NE	1.70	NE
0NOP	-0.30	NE	1.20	NE
0S5A	-0.60	NE	1.50	NE
2S3A	0.00	NE	0.00	NE
367A	1.40	NE	0.00	NE

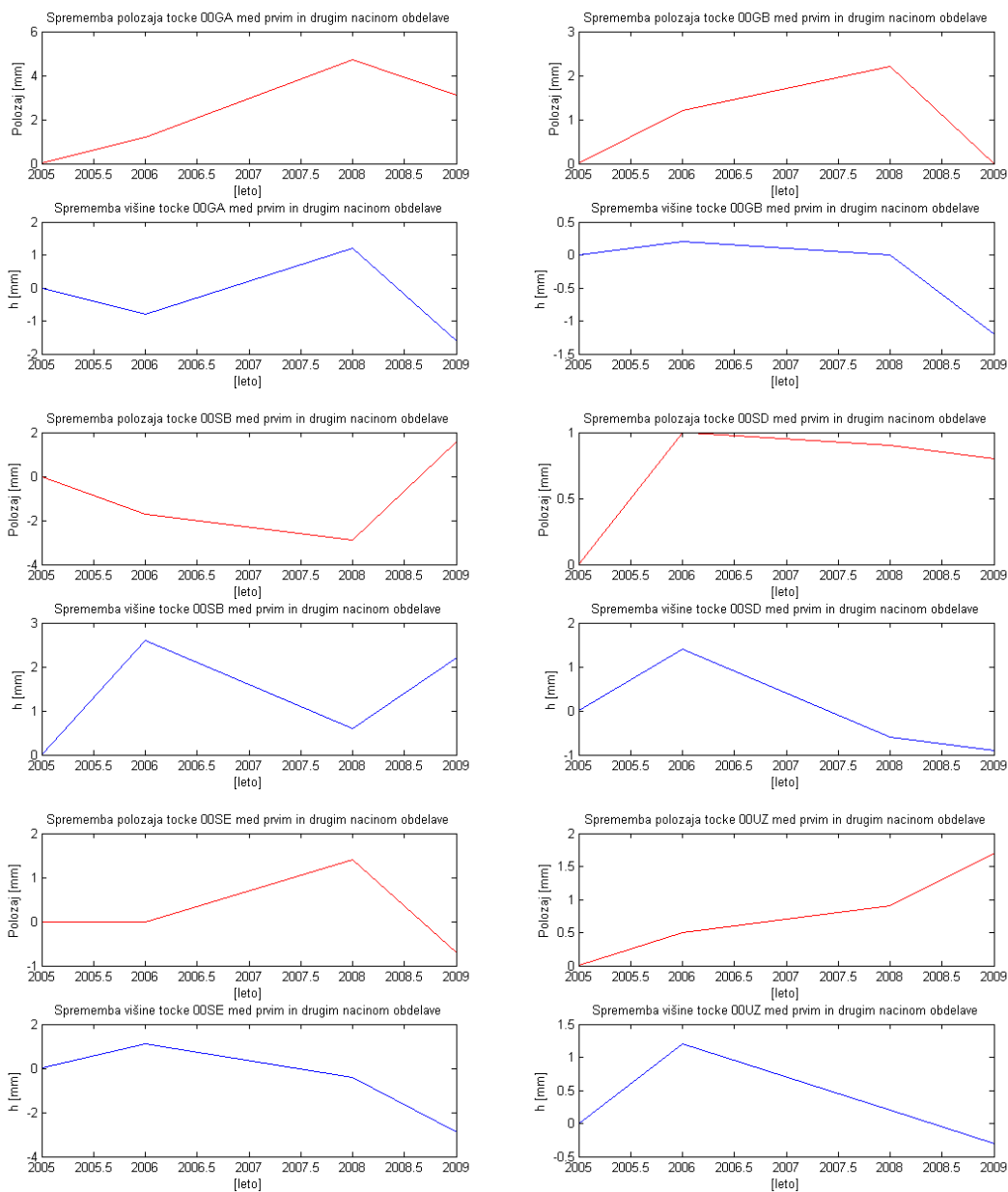
Tabela 26: Razlike v premikih točk med prvim in drugim načinom obdelave med letoma 2005 in 2008

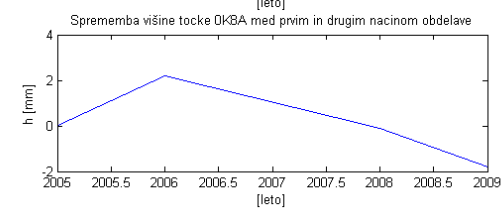
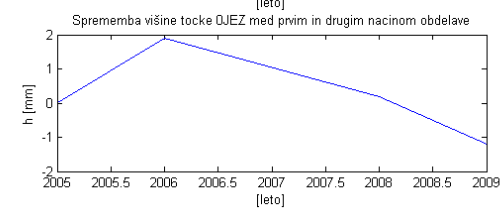
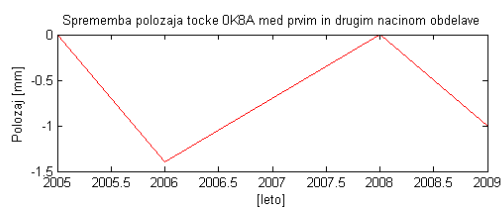
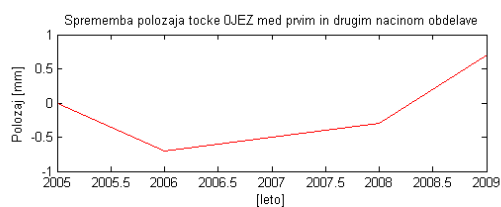
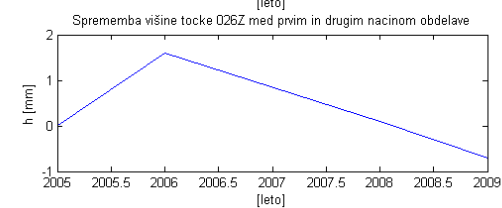
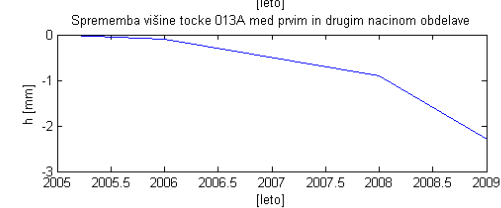
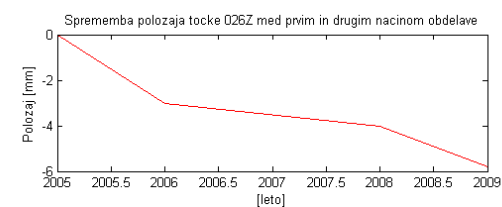
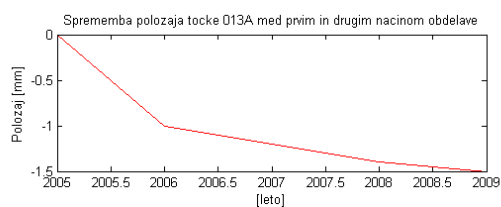
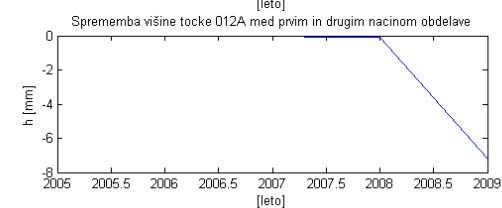
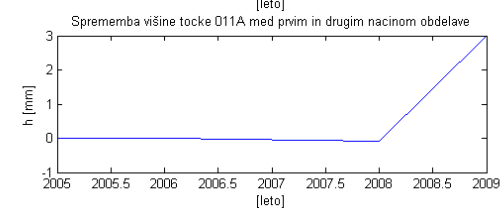
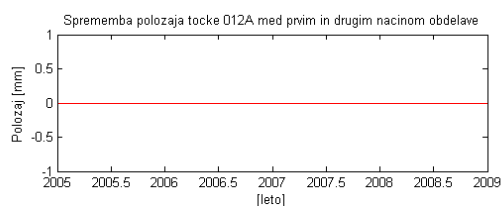
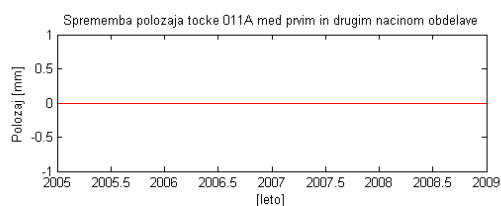
Točka	Razlike v položaju točke med 1. in 2. obdelavo [mm]	Sprememba statusa točke	Razlike v višini točke med 1. in 2. obdelavo [mm]	Sprememba statusa točke po h
00GA	4.70	NE	1.20	NE
00GB	2.20	NE	0.00	NE
00SA	/	/	/	/
00SB	-2.90	NE	0.60	NE
00SD	0.90	NE	-0.60	NE
00SE	1.40	NE	-0.40	NE
00UZ	0.90	NE	0.20	NE
011A	0.00	NE	-0.10	NE
012A	0.00	NE	-0.10	NE
013A	-1.40	NE	-0.90	NE
026Z	-4.00	NE	0.10	NE
0JEZ	-0.30	NE	0.20	NE
0K8A	0.00	NE	-0.10	NE
0N6A	1.00	NE	-0.10	NE
0NOP	-1.30	NE	0.10	NE
0S5A	1.90	NE	-0.10	NE
2S3A	0.00	NE	0.20	NE
367A	2.20	NE	0.00	NE

Tabela 27: Razlike v premikih točk med prvim in drugim načinom obdelave med letoma 2005 in 2009

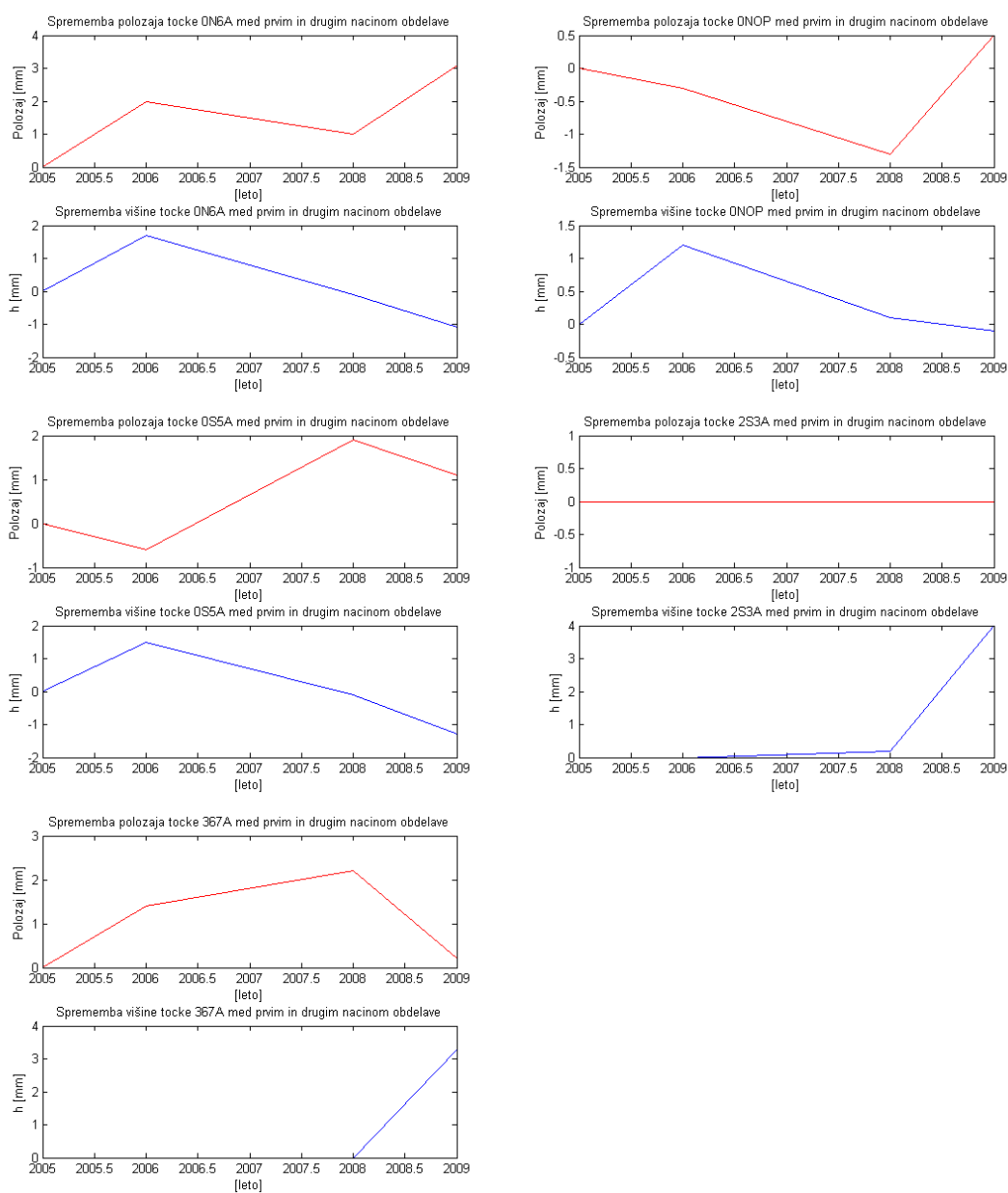
Točka	Razlike v položaju točke med 1. in 2. obdelavo [mm]	Sprememba statusa točke	Razlike v višini točke med 1. in 2. obdelavo [mm]	Sprememba statusa točke po h
00GA	3.10	NE	-1.60	NE
00GB	0.00	NE	-1.20	NE
00SA	/	/	/	/
00SB	1.60	NE	2.20	NE
00SD	0.80	NE	-0.90	NE
00SE	-0.70	NE	-2.90	NE
00UZ	1.70	NE	-0.30	NE
011A	0.00	NE	3.00	NE
012A	0.00	NE	-7.20	NE
013A	-1.50	NE	-2.30	NE
026Z	-5.80	DA	-0.70	NE
0JEZ	0.70	NE	-1.20	NE
0K8A	-1.00	NE	-1.80	NE
0N6A	3.10	NE	-1.10	NE
0NOP	0.50	NE	-0.10	NE
0S5A	1.10	NE	-1.30	NE
2S3A	0.00	NE	4.00	NE
367A	0.20	NE	3.30	NE

6.2.7.1 Grafični prikaz razlik premikov točk med obema obdelavama





Zorec, J. 2011. Analiza uporabnosti metod geodetske izmere GNSS za potrebe spremljanja premikov. Dipl. nal. –UNI. Ljubljana, UL, FGG, Odd. za geodezijo, Geodetska smer.



Slika 26: Grafični prikaz razlik premikov točk med obema obdelavama

6.3 Vrednotenje rezultatov deformacijskega monitoringa MGMPV

Na podlagi obdelave posamezne terminske izmere in podrobne analize dobljenih rezultatov sem v obeh zastavljenih problemih dobil pričakovane rezultate in na ta način potrdil postavljene teze – pomembnost upoštevanja dejanskih vektorjev hitrosti referenčnih točk v postopku obdelave opazovanj ter prisotnost deformacij na celotnem območju MGMPV.

V primeru upoštevanja dejanskih vektorjev hitrosti spremembe položaja za posamezno referenčno točko so rezultati občutno boljši oz. je njihova končna natančnost večja, na kar sklepam na podlagi dobljenih parametrov elips pogreškov, ki so verjetno najbolj nazoren prikaz homogenosti oz. dejanske natančnosti izmere. Rezultati posamezne obdelave s pripadajočimi poročili o natančnostih so podani v prilogi A in B.

Na podlagi izravnave posamezne terminske izmere, lahko sklepam, da so bila opazovanja izvedena dobro, saj so rezultati obdelave vseh štirih let dokaj homogene natančnosti milimetrskega reda, kar je v skladu s pričakovanji glede na uporabljeno mersko opremo in trajanje opazovanj. S primerjavo rezultatov za posamezna leta sem ugotovil, da na slabo kvaliteto nekaterih vektorjev vplivajo predvsem ovire na določenih točkah, ki znatno poslabšajo višinsko komponento določitve položaja. Najbolj kritični so vektorji 2S3A-013A, 011A-013A, 00GA-00SB, 00SB-00GB, 0K8A-026Z, 0N6A-0K8A, 367A-00SB, 00SA-00SB in 0NOP-00SB. Vse našteje vektorje lahko poskušamo izboljšati (predvsem natančnost, ne pa tudi točnost) s precejšnjim podaljšanjem časa opazovanj ter odstranitvijo 'slabih' satelitov (pogosti izpadi signala) na obravnavanih točkah, vendar jih zaradi zagotavljanja večje kakovosti rezultatov iz nadaljnje obdelave praviloma odstranimo. Pri vseh terminskih izmerah po natančnosti vidno izstopata zlasti točki 00SB in 0K8A, ki sta tudi do dvakrat slabše določeni kot ostale točke mreže in nastopata v večini zgoraj naštetih 'problematičnih' vektorjih. Slaba natančnost je posledica neugodne lege omenjenih točk za opazovanja GNSS, slednje zagotovo velja za točko 00SB, ki ima ovire na južni strani neba, kar je še posebej neugodno za meritve GNSS. To domnevo so po terenskem ogledu potrdili tudi geodeti velenjskega premogovnika (Skumavec 1998). Slabšo

natančnost lahko utemeljim tudi z manjšim številom opazovanj v vseh terminskih izmerah napram ostalim točkam mreže, saj sta bili obe vsa leta opazovani le v eni seriji.

S postopkom ugotavljanja premikov na območju MGMPV sem ugotovil veliko aktivnost (sekundarne posledice izkopavanj) omenjenega območja, saj lahko za večino točk mreže skozi vsa leta z 99% gotovostjo potrdim statistično značilne premike. Iz tabelarnih rezultatov (Tabele 13-24) je razvidna stabilnost/nestabilnost obravnavanih točk mreže v posamezni terminski izmeri. Referenčne točke, katerih stabilnost smo predpostavili, so skozi vsa štiri leta, v obeh načinih obdelave, ohranile stabilnost, medtem ko se status določenih kontrolnih točk z leti spreminja. Največji premiki v horizontalnem smislu skozi vsa leta so v obeh primerih obdelave ugotovljeni na točkah 00GB in 0NOP, ki so decimetrskega reda (00GB kasneje celo metrskega) in z leti naraščajo. Sledijo točke 00GA, 00SE, 00UZ, 013A, 0N6A z premiki velikosti nekaj cm, ostale za katere lahko potrdim statistično značilnost premika se gibljejo z velikostjo premika reda mm. Poleg referenčnih točk lahko kot stabilno, v horizontalnem smislu, označim le točko 0S5A, ki je skozi vsa štiri leta stabilna (v obeh primerih). Tudi v vertikalnem smislu najbolj izstopa točka 00GB, ki se pogreza dober meter na leto, medtem ko se ostale točke le za nekaj centimetrov. V višinski smeri lahko kot stabilno označim le točko 026Z, ki je stabilna skozi vsa štiri leta, v obeh načinih obdelave.

Rezultati obeh načinov se v povprečju razlikujejo 1-3 mm. V višinskem smislu razlika doseže največ 7 mm, v horizontalnem pa dobrih 5 mm, kar je veliko. Na podlagi velikosti premika se lahko spremeni status (stabilnosti/nestabilnosti) posamezne točke (npr. 026Z (2006 in 2009) v horizontalnem smislu ter 00SA, 00SD, 00SE (2006) v vertikalnem), kar pa pomeni, da ne moremo z dovolj veliko gotovostjo sklepati na mirovanje oz. premik določene točke. Posledice napačne interpretacije premika ali stabilnosti točke so lahko zelo drage (poškodbe objekta) ali v kritičnih primerih celo nevarne za okoliške prebivalce. Z uporabljenimi metodami lahko dokaj zanesljivo odkrijemo in določimo premike večje od 5 mm. Iz rezultatov obdelav je lepo razvidno, da je območje MGMPV aktivno, vendar premiki nekaterih točk niso veliki, zato jih tudi ne moremo

odkriti takoj, temveč potrebujemo kar nekaj let, da jih lahko uspešno ovrednotimo. To velja predvsem za premike manjše od 5 mm.

Kot smo že omenili, v primeru uporabe enakega vektorja hitrosti za vse referenčne točke ne dobimo relevantnih rezultatov, na kar smo sklepali že pred začetkom obdelave. Končni rezultati obeh obdelav se na prvi pogled drastično ne razlikujejo, kar je posledica velikosti obravnavanega območja (razdalje med točkami do 5 km) in relativno majhnih premikov le-tega zaradi geodinamike (uporabljeni vektorji hitrosti premikov točk so bili reda mm oz. manj). Če bi bilo obravnavano območje manjše (nekaj 100 m), bi bile razlike med obema načinoma občutno večje. Pričakovano boljšo natančnost (pravilnost) rezultatov druge obdelave lahko dodatno podkrepim s samim načinom oz. postopkom, ki sem ga uporabil. Enakost geodetskega datuma skozi vse epohe sem zagotovil z afino transformacijo, parametri katere sta 1 rotacija, 2 translaciji, 2 spremembi merila in sprememba kota med koordinatnima osema. V primeru upoštevanja dejanskih vektorjev hitrosti premika vseh treh referenčnih točk lahko z uporabo transformacijskih parametrov afine transformacije zagotovimo identičnost geodetskega datuma v vseh treh terminskih izmerah, medtem ko se v prvem načinu obdelave celotno območje zgolj premakne, zasuka in spremeni merilo kar pa ne zagotavlja enolične realizacije geodetskega datuma meže, ko imamo predhodno na razpolago vektorje hitrosti sprememb koordinat referenčnih točk.

Za lažjo ponazoritev premika posamezne točke sem v programu Microsoft Excell 2003 izračunal koordinatne razlike za posamezno točko skozi vsa leta, ter v programu Matlab 2008Ra napisal program, ki izriše premike točke v času. Izračunane koordinatne razlike s priloženimi grafi premikov točk so v prilogi D.

7 ZAKLJUČEK

Spremljanje premikov na geotehničnih objektih oz. kritičnih območjih je bilo v preteklosti ena zahtevnejših nalog geodetske stroke. V današnjem času, z razvojem tehnologije, merske opreme ter izboljšanih postopkov vrednotenja rezultatov, pa so metode geodetske izmere GNSS v okviru deformacijskih raziskav na geotehničnih objektih oz. kritičnih območjih široko uporabne, saj omogočajo ugotavljanje in spremljanje premikov neodvisno od obravnavanega objekta, torej v absolutnem smislu. Ugotavljanje premikov je nujno za zagotavljanje delovanja in varne uporabe objektov ter za ocenjevanje morebitne nevarnosti, ki jih predstavljajo za bližnjo okolico.

Podlaga za rešitev zastavljene naloge tj. ugotovitve premikov točk v geodetski mreži, je zagotovitev ugodnih razmer za merjenje. Pomembna je predvsem oblika geodetske mreže ter ustrezna stabilizacija geodetskih točk. Z dosledno izvedbo opazovanj ob uporabi ustreznega instrumentarija, z zajemanjem parametrov razmer okolja zagotovimo kakovostne merske vrednosti. Optimalne rezultate dosežemo z izločitvijo grobo pogrešenih opazovanj, upoštevanjem sistematičnih vplivov in uporabo ustreznega matematičnega modela izravnave. Z izbrano statistično analizo lahko identificiramo stabilne točke, kar je pogoj za ugotavljanje premikov v obravnavani geodetski mreži (Koler et al., 2010).

V nalogi je bil podrobneje predstavljen postopek periodičnega deformacijskega monitoringa na osnovi GNSS metode geodetske izmere. Znotraj tega projekta je bila zajeta predstavitev GNSS tehnologije, ki nam v današnjem času omogoča visoko natančne meritve razdalj v relativno kratkem času ter nam tako olajša spremljanje deformacij zemeljskega površja (rudarske ugreznine, tektonski premiki, plazenje tal), ki jih lahko s sistematizacijo izvajanja vseh potrebnih postopkov še poenostavimo. Metoda GNSS omogoča spremljanje premikov na delih zemeljske skorje večjih dimenzij veliko boljše, lažje, predvsem pa hitreje in ceneje kot katerakoli druga metode izmere. Predstavljen je tudi postopek ugotavljanja premikov točk v geodetskih mrežah, kot vmesna faza med izravnavo opazovanj ter podrobno deformacijsko analizo.

Osnovni cilj naloge je bil pokazati pomembnost poznavanja dejanskih vektorjev hitrosti referenčnih točk v postopku izravnave posamezne terminske izmere ter podati enostaven postopek za hitro, statistično značilno oceno deformacij oz. premikov na obravnavanem območju. Ta cilj je dosežen, saj lahko s podanim postopkom z 99% verjetnostjo potrdimo stabilnost/nestabilnost posamezne točke v obravnavani geodetski mreži.

V nalogi sem predstavil korake za pridobitev korektnih podatkov o premikih površja, ki nastopajo kot sekundarne posledice rudarjenja. Teoretično, in tudi na praktičnem primeru Male geodinamične mreže Premogovnika Velenje so obdelana statična opazovanja GNSS. Trimblou programski paket TTC se je pokazal kot dober prav za naloge kot je ta, saj nam poleg dokaj enostavne in pregledne obdelave in izravnave opazovanj omogoča tudi pripravo podatkov za nadaljnje deformacijske raziskave.

Prikazani so končni rezultati obdelanih štirih terminskih izmer, ki kažejo na premike proti odkopnemu polju. Območje, kjer je stabilizirana MGMPV je zelo vodonosno, zato brez upoštevanja podatkov o dogajanju v vodonosnikih tik pod površjem težko ocenimo neposredni vpliv rudarjenja na velikost premika (Koželj, 2007). Podatki o premikih terena predstavljeni v nalogi so zelo pomembni za napovedovanje bodočih premikov površine. Z načrtnim zbiranjem podatkov lahko ustvarimo bazo podatkov o dogajanju na površini odkopnih polj in na njihovem obrobju, kar pa predstavlja osnovo za sanacijo degradiranih površin in načrtovanje prostorskega razvoja prizadetih območij.

V nalogi je le približno rešen problem zanesljivosti stabilnosti referenčnih točk, saj je bila njihova stabilnost samo predpostavljena z dogovorom. Za natančnejšo določitev stabilnosti danih točk bi bilo potrebno le-te predhodno navezati na oddaljene stabilne točke (IGS mreže). Med pisanjem same naloge so se pojavili problemi, ki bi jih bilo mogoče podrobneje obravnavati, vendar se vsega v eni diplomski nalogi ne da obdelati, so pa lahko to izhodišča za nadaljnje raziskave.

8 LITERATURA

Bogatin, S. in Kogoj, D. 2006. Pregled modelov vrednotenja geodetskih kontrolnih meritev. Geodetski vestnik 50,2: 201–210.

Geodetska uprava Republike Slovenije objavlja (GURS). 2007. Tehnično navodilo za uporabo novega koordinatnega sistema v zemljiškem katastru. Ljubljana, GURS: 8–19.

Golob, P. 2008. Zasnova projekta dolgoročnega spremljanja premikov geotehničnih objektov na osnovi opazovanj GNSS. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo; 1–97.

Grigillo, D., Stopar, B. 2003. Metode odkrivanja grobih pogreškov v geodetskih opazovanjih. Geodetski vestnik 47,4: 387–403.

Koler B., Savšek S., Ambrožič T., Sterle O., Stopar B. in Kogoj D. 2010. Realizacija geodezije v geotehnikih. Geodetski vestnik 54,3: 450–468.

Kozmus, K., Stopar, B. 2003. Načini določanja položaja s satelitskimi tehnikami. Geod. vestn. 47,4: 404–413.

Kozmus-Trajkovski, K. 2010. Razvoj postopkov obdelave opazovanj GNSS za navigacijo oseb v oteženih pogojih. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo; 9–15.

Koželj, M. 2007. Teorija in praksa izmere premikov v površinski ugreznini nastali zaradi rudarjenja. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Naravoslovnotehniška fakulteta; 84–107.

Malet, J.-P., Maquaire, O., Calais, E. 2002. The use of Global Positioning System techniques for the continuous monitoring of landslides: application to the Super-Sauze earthflow. Elsevier, *Geomorphology*, 43: 33–54.

Marjetič, A. in Stopar, B. 2007. Geodetski datum in S-transformacija. *Geodetski vestnik* 51,3: 549–564.

Pavlovčič Prešeren, P., Stopar, B. 2005. Določitev absolutnega položaja sprejemnika GPS iz kodnih opazovanj. *Geodetski vestnik* 49,39: 373–394.

Rošer, J. 2009. Prve nadzorne meritve premikov in deformacij v realnem času z oddaljenim dostopom v Sloveniji. *RMZ – Materials and Geoenvironment* 56,4: 531–533.

Savšek-Safič, S. 2002. Ugotavljanje premikov z metodami deformacijske analize. Ljubljana. Zbornik SZGG 2002: 39–48.

<http://www.fgg.uni-lj.si/sugg/referati.htm> (pridobljeno 20.2.2011)

Savšek-Safič, S., Ambrožič, T., Stopar, B., Turk, B. 2003. Ugotavljanje premikov točk v geodetski mreži. *Geodetski vestnik* 47,1-2: 7–17.

Savšek-Safič, S. 2003. Testiranje premikov točk v geodetski mreži s simulacijmi. Ljubljana. Zbornik SZGG 2003: 69–79.

<http://www.fgg.uni-lj.si/sugg/referati.htm> (pridobljeno 10.4.2011)

Savšek-Safič, S., Ambrožič, T., Stopar, B., Turk, B. 2006. Determination of point Displacements in the Geodetic Network. *Journal of surveying engineering ASCE*, 132,2: 58–63.

Zorec, J. 2011. Analiza uporabnosti metod geodetske izmere GNSS za potrebe spremljanja premikov. Dipl. nal. –UNI. Ljubljana, UL, FGG, Odd. za geodezijo, Geodetska smer.

Savšek, S., Ambrožič, T., Kogoj, D., Koler, B., Sterle, O. in Stopar, B. 2010. Geodezija v geotehniki. Geodetski vestnik 54,1: 31–45.

Skumavec, D. 1998. Deformacijska analiza mreže GPS Rudnika lignita Velenje. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo; 27–85.

Sterle, O. 2004. Zasnova koncepta opazovanj GPS za stalno spremljanje geodinamičnega dogajanja na širšem območju premogovnika Velenje. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo; 103–108.

Sterle, O. 2007. Združevanje klasičnih geodetskih in GNSS-opazovanj v geodinamičnih raziskavah. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo; 1–108.

Sterle, O in Stopar, B. 2007. Kombinacija klasičnih terestričnih opazovanj in opazovanj GNSS v geodinamičnih raziskavah. Ljubljana. Zbornik SZGG 2007: 1–12
<http://www.fgg.uni-lj.si/sugg/referati.htm> (pridobljeno 17.4.2011)

Stopar, B. in Vodopivec, F. 1990. Relativne metode merjenja deformacij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo; 1–7.

Structural Deformation Surveying. 2002. US Army Corps of Engineers, Engineer manual, No. 1110–2–1009. Washington. Department of the Army.

Vodopivec, F., Kogoj, D. 2005. Nov način precizne stabilizacije geodetskih točk za opazovanje premikov. Geodetski vestnik 49,1: 9–17.

Naslovi URL uporabljenih spletnih strani

The International GNSS Service (IGS), formerly the International GPS Service (Pridobivanje podatkov o preciznih efemeridah satelitov za posamezne terminske izmere).

<ftp://igscb.jpl.nasa.gov/igscb/product/> (pridobljeno 17.2.2011).

SOPAC, The Scripps Orbit and Permanent Array Center (Določitev ustreznega tedna GPS).

<http://sopac.ucsd.edu/scripts/convertDate.cgi> (pridobljeno 17.2.2011)

GEOSERVIS, d.o.o.: Uradna spletna stran podjetja.

<http://www.geoservis.si/> (pridobljeno 20.3.2011)

PREMOGOVNIK VELENJE, d.d.: Uradna spletna stran podjetja.

<http://www.rlv.si/si/> (pridobljeno 7.4.2011)

9 PRILOGE²

PRILOGA A: POROČILA, GENERIRANA V PROGRAMU TTC, O IZRAVNAVI MREŽE ZA PRVI PRIMER – ENOTEN VEKTOR HITROSTI PREMIKA ZA VSE REFERENČNE TOČKE

PRILOGA B: POROČILA, GENERIRANA V PROGRAMU TTC, O IZRAVNAVI MREŽE ZA DRUGI PRIMER – DEJANSKI VEKTORJI HITROSTI PREMIKA ZA VSE REFERENČNE TOČKE

PRILOGA C: POROČILA, GENERIRANA V PROGRAMU SITRA, O TRANSFORMACIJI POSAMEZNE IZMERE V IZHODIŠČNO ZA ZAGOTOVITEV ENOTNEGA GEODETSKEGA DATUMA

PRILOGA D: KOORDINATNE RAZLIKE IN GRAFIČNI PRIKAZ GIBANJA POSAMEZNE TOČKE PO LETIH

PRILOGA E: PRIMER TERENSKEGA ZAPISNIKA PRI IZVEDBI STATIČNE METODE OPAZOVANJ GNSS

² Zaradi obsežnosti izhodnih poročil posameznih programskih paketov, je v tiskani verziji diplomske naloge priložen le po en izvod iz vsakega programa, pri ostalih pa so izpostavljeni le ključni rezultati. Podrobna izhodna poročila za vse terminske izmere so priložena v elektronski obliki, na priloženi zgoščenki, ki se na notranji strani naslovne platnice.

**PRILOGA A: POROČILA, GENERIRANA V PROGRAMU TTC, O IZRAVNAVI
MREŽE ZA PRVI PRIMER – ENOTEN VEKTOR HITROSTI PREMIKA ZA VSE
REFERENČNE TOČKE**

PRILOGA A1/1: Izravnava mreže, prvi primer, izmera 2005.

PRILOGA A1/2: Izravnava mreže, prvi primer, izmera 2006.

PRILOGA A1/3: Izravnava mreže, prvi primer, izmera 2008.

PRILOGA A1/4: Izravnava mreže, prvi primer, izmera 2009.

PRILOGA A1/1: Izravnava mreže, prvi primer, izmera 2005.

3D Network Adjustment

www.trimble.com

Copyright (C) 2001 - 2002 by Trimble Navigation Limited.

Project : vektorji2005_011A

User Name	Trimble Employee	Date & Time	12:49:31 23/02/2011
Coordinate System	UTM	Zone	33 North
Project Datum	WGS 1984	Geoid Model	
Coordinate Units	Meter		
Distance Units	Meter		
Height Units	Meter		
Angle Units	Degrees		

Network Adjustment in WGS84.

Number of GPS Baselines	77
Number of Total Station Measurements	0
Number of Control Points in WGS84	3
Number of Adjusted Points	18
Confidence level	1 σ
Significance Level for Tau Test	1.00 %
Standard Error of Unit Weight	1.024
Number of Iterations	1
Refraction Coefficient	0.140

- Observations which were rejected by the statistical test are marked.

1. Baselines Input in WGS84 (Components and Std.Dev.)

Observation	ΔX_m	σ_{mm}	ΔY_m	σ_{mm}	ΔZ_m	σ_{mm}	Solution
00GA-00SA	144.8749	5.2	1632.9049	3.8	-529.3100	4.0	Double Diff. / Fixed / L1
00GA-00SB	-160.2846	10.5	1259.6077	6.2	-131.8092	11.6	Double Diff. / Fixed / Ln
00GA-00SD	29.6291	7.0	2020.5491	4.7	-455.4556	4.6	Double Diff. / Fixed / Ln
00GA-00SE	320.3819	5.0	2482.5457	3.9	-860.2488	4.0	Double Diff. / Fixed / Ln
00GB-00GA	-866.2080	6.5	308.2257	3.8	743.1392	5.8	Double Diff. / Fixed / Ln
00GB-013A	238.0862	5.0	-925.5806	4.5	70.8182	4.4	Double Diff. / Fixed / L1
00GB-026Z	1497.2754	7.3	2365.7473	6.1	-1749.8903	6.6	Double Diff. / Fixed / L1
00GB-0JEZ	771.9765	4.9	-950.1726	3.8	-488.2762	4.1	Double Diff. / Fixed / Ln
00GB-0K8A	-467.8184	10.9	3204.0871	8.0	-341.7925	7.8	Double Diff. / Fixed / Ln
00GB-0N6A	837.4823	6.8	1175.8841	5.3	-1018.0986	5.4	Double Diff. / Fixed / L1
00SA-00GB	721.3334	6.1	-1941.1303	4.5	-213.8314	4.8	Double Diff. / Fixed / Ln
00SA-0S5A	46.9706	2.6	641.4230	2.0	-126.2290	2.4	Double Diff. / Fixed / Ln
00SB-00GB	1026.4901	9.6	-1567.8325	5.9	-611.3277	10.6	Double Diff. / Fixed / Ln
00SD-00GB	836.5774	8.5	-2328.7762	5.7	-287.6872	5.7	Double Diff. / Fixed / Ln
00SD-00GB	836.5648	11.0	-2328.7710	7.4	-287.6917	7.6	Double Diff. / Fixed / Ln
00SD-00SA	115.2498	5.8	-387.6435	3.8	-73.8529	3.7	Double Diff. / Fixed / Ln
00SD-00SA	115.2606	3.2	-387.6404	2.5	-73.8460	3.0	Double Diff. / Fixed / Ln
00SE-00SA	-175.5087	3.8	-849.6421	2.8	330.9377	2.9	Double Diff. / Fixed / Ln
00SE-00SD	-290.7574	5.4	-461.9982	3.6	404.7907	3.5	Double Diff. / Fixed / Ln

00SE-00SD	-290.7638	7.6	-462.0027	5.1	404.7910	5.1	Double Diff. / Fixed / Ln
00UZ-00GB	-1038.8342	5.1	-19.0962	4.0	952.4542	4.2	Double Diff. / Fixed / L1
00UZ-0NOP	-214.6381	2.7	275.2297	2.6	111.0882	3.2	Double Diff. / Fixed / Ln
00UZ-367A	-21.8861	8.3	-1787.6374	4.8	561.2393	8.7	Double Diff. / Fixed / Ln
011A-00GB	-1295.1369	7.2	-1395.3497	5.3	1374.3320	5.3	Double Diff. / Fixed / L1
011A-00UZ	-256.2995	9.3	-1376.2541	4.8	421.8803	8.6	Double Diff. / Fixed / Ln
011A-026Z	202.1417	3.3	970.3972	2.8	-375.5525	3.4	Double Diff. / Fixed / Ln
011A-0N6A	-457.6489	2.8	-219.4654	2.4	356.2407	2.8	Double Diff. / Fixed / Ln
011A-0NOP	-470.9282	4.0	-1101.0219	3.8	532.9787	4.9	Double Diff. / Fixed / L1
011A-0NOP	-470.9249	2.6	-1101.0213	2.3	532.9793	2.6	Double Diff. / Fixed / Ln
011A-0S5A	-1969.4831	4.5	1187.2032	3.8	1461.9489	4.3	Double Diff. / Fixed / Ln
011A-367A	-278.1739	12.8	-3163.8879	5.7	983.1319	14.2	Double Diff. / Fixed / L1
012A-00GA	938.8926	4.2	-2084.9402	4.3	-708.9491	4.9	Double Diff. / Fixed / Ln
012A-00GB	1805.1007	3.9	-2393.1650	3.9	-1452.0899	4.4	Double Diff. / Fixed / Ln
012A-00SA	1083.7760	4.5	-452.0314	3.5	-1238.2567	4.2	Double Diff. / Fixed / Ln
012A-00SB	778.5965	7.0	-825.3385	7.4	-840.7724	7.7	Double Diff. / Fixed / Ln
012A-00SD	968.5175	4.7	-64.3888	3.8	-1164.4077	4.4	Double Diff. / Fixed / Ln
012A-026Z	3302.3762	4.6	-27.4138	4.0	-3201.9877	5.0	Double Diff. / Fixed / Ln
012A-0JEZ	2577.0773	4.6	-3343.3366	4.7	-1940.3713	5.4	Double Diff. / Fixed / Ln
012A-0N6A	2642.5903	4.0	-1217.2714	3.4	-2470.1879	4.0	Double Diff. / Fixed / Ln
012A-0NOP	2629.3019	4.7	-2098.8359	4.8	-2293.4594	5.5	Double Diff. / Fixed / Ln
012A-0S5A	1130.7483	6.3	189.3929	4.0	-1364.4841	4.7	Double Diff. / Fixed / Ln
013A-00GA	-1104.2922	5.1	1233.8042	4.4	672.3188	4.8	Double Diff. / Fixed / L1
013A-00GB	-238.0883	3.2	925.5787	2.8	-70.8144	3.0	Double Diff. / Fixed / L1
013A-00SB	-1264.5802	6.4	2493.4111	6.1	540.5082	7.2	Double Diff. / Fixed / Ln
013A-00UZ	800.7494	12.3	944.6774	5.7	-1023.2699	11.6	Double Diff. / Fixed / L1
026Z-00SA	-2218.6011	3.6	-424.6183	2.8	1963.7297	3.5	Double Diff. / Fixed / Ln
026Z-00SE	-2043.0897	7.5	425.0191	5.9	1632.7983	6.0	Double Diff. / Fixed / L1
0JEZ-00GA	-1638.1830	3.5	1258.3949	3.0	1231.4208	3.5	Double Diff. / Fixed / Ln
0JEZ-00GB	-771.9760	3.0	950.1722	2.6	488.2822	3.1	Double Diff. / Fixed / Ln
0JEZ-00SB	-1798.4805	6.5	2517.9999	6.1	1099.5992	7.5	Double Diff. / Fixed / Ln
0JEZ-00UZ	266.8532	6.3	969.2677	3.8	-464.1829	5.6	Double Diff. / Fixed / Ln
0JEZ-013A	-533.8965	9.2	24.5912	4.3	559.0845	8.7	Double Diff. / Fixed / Ln
0K8A-00SD	-368.7613	11.7	-875.3184	8.0	629.4837	7.6	Double Diff. / Fixed / Ln
0K8A-00SE	-77.9932	7.8	-413.3136	5.8	224.6962	5.7	Double Diff. / Fixed / Ln
0K8A-026Z	1965.1040	14.2	-838.3343	7.3	-1408.0956	13.0	Double Diff. / Fixed / Ln
0N6A-00SA	-1558.8134	3.2	765.2403	2.5	1231.9318	2.9	Double Diff. / Fixed / Ln
0N6A-00SD	-1674.0564	10.0	1152.8830	6.9	1305.7886	6.9	Double Diff. / Fixed / Ln
0N6A-00SD	-1674.0742	3.6	1152.8807	2.9	1305.7776	3.4	Double Diff. / Fixed / Ln
0N6A-00SE	-1383.3003	7.8	1614.8847	6.0	901.0001	6.5	Double Diff. / Fixed / L1
0N6A-026Z	659.7997	6.9	1189.8641	4.4	-731.7853	6.3	Double Diff. / Fixed / Ln
0N6A-0K8A	-1305.3110	13.0	2028.1964	6.7	676.3023	11.7	Double Diff. / Fixed / Ln
0NOP-00GB	-824.2017	6.1	-294.3306	3.2	841.3667	7.0	Double Diff. / Fixed / Ln
0NOP-013A	-586.1125	4.1	-1219.9079	3.5	912.1835	4.7	Double Diff. / Fixed / L1
0NOP-0JEZ	-52.2211	3.8	-1244.4995	3.6	353.0880	4.6	Double Diff. / Fixed / Ln
0NOP-0JEZ	-52.2249	3.2	-1244.5021	2.9	353.0842	3.7	Double Diff. / Fixed / Ln
0NOP-0N6A	13.2758	2.6	881.5558	2.2	-176.7386	2.5	Double Diff. / Fixed / Ln
0S5A-00SD	-162.2325	3.6	-253.7836	2.8	200.0736	3.4	Double Diff. / Fixed / Ln
0S5A-026Z	2171.6349	7.3	-216.8018	3.8	-1837.4920	7.8	Double Diff. / Fixed / Ln
0S5A-0K8A	206.5216	6.3	621.5282	5.2	-429.4151	5.3	Double Diff. / Fixed / Ln
0S5A-0N6A	1511.8360	6.5	-1406.6655	3.5	-1105.7062	6.9	Double Diff. / Fixed / Ln
2S3A-00GB	-1505.9292	7.5	4113.7539	5.9	-33.6088	6.0	Double Diff. / Fixed / L1
2S3A-0JEZ	-733.9535	8.8	3163.5880	5.3	-521.8902	7.7	Double Diff. / Fixed / L1

2S3A-0NOP	-681.7184	5.0	4408.0919	4.7	-874.9586	6.0	Double Diff. / Fixed / L1
2S3A-367A	-488.9762	8.1	2345.2203	4.5	-424.8218	8.6	Double Diff. / Fixed / L1
367A-013A	-778.8659	4.9	842.9549	4.1	462.0272	6.6	Double Diff. / Fixed / L1
367A-0JEZ	-244.9721	6.5	818.3668	3.6	-97.0620	6.8	Double Diff. / Fixed / L1
367A-0NOP	-192.7471	4.9	2062.8667	4.7	-450.1441	6.5	Double Diff. / Fixed / L1

- Standard deviations of the static baselines have been multiplied with the factor 10.00.

2. WGS84 Control Points Input (Cart. Coordinates and Std.Dev.)

Point	X	σ	Y	σ	Z	σ
011A	4257694.7756m	0.0mm	1147322.5074m	0.0mm	4593582.0637m	0.0mm
012A	4254594.5372m	0.0mm	1148320.3226m	0.0mm	4596408.5125m	0.0mm
2S3A	4257905.5677m	0.0mm	1141813.3898m	0.0mm	4594990.0179m	0.0mm

3. Adjusted Baselines in WGS84 (Components and Std.Dev.)

Observation	ΔX	σ	ΔY	σ	ΔZ	σ
00GA-00SA	144.8786m	2.2mm	1632.9051m	1.8mm	-529.3078m	2.0mm
00GA-00SB	-160.2915m	3.6mm	1259.6057m	3.0mm	-131.8176m	4.0mm
00GA-00SD	29.6215m	2.4mm	2020.5465m	1.9mm	-455.4587m	2.0mm
00GA-00SE	320.3850m	2.8mm	2482.5466m	2.1mm	-860.2468m	2.2mm
00GB-00GA	-866.2067m	2.1mm	308.2253m	1.7mm	743.1428m	2.0mm
00GB-013A	238.0881m	2.0mm	-925.5792m	1.6mm	70.8161m	1.9mm
00GB-026Z	1497.2742m	2.3mm	2365.7497m	1.8mm	-1749.8946m	2.2mm
00GB-0JEZ	771.9784m	1.7mm	-950.1712m	1.4mm	-488.2782m	1.7mm
00GB-0K8A	-467.8291m	4.1mm	3204.0846m	3.0mm	-341.8011m	3.3mm
00GB-0N6A	837.4833m	1.9mm	1175.8877m	1.5mm	-1018.1004m	1.8mm
00SA-00GB	721.3281m	2.0mm	-1941.1304m	1.6mm	-213.8350m	1.8mm
00SA-0S5A	46.9741m	1.9mm	641.4237m	1.4mm	-126.2275m	1.7mm
00SB-00GB	1026.4982m	3.4mm	-1567.8310m	2.9mm	-611.3252m	3.8mm
00SD-00GB	836.5853m	2.2mm	-2328.7718m	1.7mm	-287.6841m	1.9mm
00SD-00SA	115.2571m	1.8mm	-387.6414m	1.4mm	-73.8491m	1.5mm
00SE-00SA	-175.5064m	2.4mm	-849.6415m	1.8mm	330.9390m	1.9mm
00SE-00SD	-290.7635m	2.5mm	-462.0001m	1.8mm	404.7881m	1.9mm
00UZ-00GB	-1038.8398m	2.4mm	-19.0985m	1.8mm	952.4556m	2.3mm
00UZ-0NOP	-214.6352m	2.1mm	275.2315m	1.7mm	111.0910m	2.2mm
00UZ-367A	-21.8868m	3.3mm	-1787.6367m	2.3mm	561.2388m	3.6mm
011A-00GB	-1295.1355m	1.6mm	-1395.3514m	1.3mm	1374.3490m	1.6mm
011A-00UZ	-256.2957m	2.3mm	-1376.2529m	1.8mm	421.8934m	2.4mm
011A-026Z	202.1387m	1.9mm	970.3983m	1.5mm	-375.5456m	1.9mm
011A-0N6A	-457.6523m	1.5mm	-219.4637m	1.2mm	356.2485m	1.4mm
011A-0NOP	-470.9308m	1.3mm	-1101.0214m	1.2mm	532.9844m	1.4mm
011A-0S5A	-1969.4896m	2.0mm	1187.2027m	1.5mm	1461.9564m	1.8mm
011A-367A	-278.1825m	2.9mm	-3163.8896m	2.0mm	983.1322m	3.2mm
012A-00GA	938.8962m	2.0mm	-2084.9413m	1.7mm	-708.9571m	1.9mm
012A-00GB	1805.1029m	1.6mm	-2393.1666m	1.3mm	-1452.0999m	1.6mm
012A-00SA	1083.7748m	1.7mm	-452.0362m	1.3mm	-1238.2649m	1.6mm
012A-00SB	778.6047m	3.4mm	-825.3356m	3.0mm	-840.7747m	3.8mm
012A-00SD	968.5176m	1.9mm	-64.3948m	1.5mm	-1164.4158m	1.7mm
012A-026Z	3302.3771m	1.9mm	-27.4170m	1.5mm	-3201.9945m	1.9mm

012A-0JEZ	2577.0813m	1.7mm	-3343.3378m	1.4mm	-1940.3781m	1.8mm
012A-0N6A	2642.5861m	1.5mm	-1217.2789m	1.2mm	-2470.2003m	1.4mm
012A-0NOP	2629.3076m	1.3mm	-2098.8367m	1.2mm	-2293.4645m	1.4mm
012A-0S5A	1130.7488m	2.0mm	189.3875m	1.5mm	-1364.4924m	1.8mm
013A-00GA	-1104.2948m	2.5mm	1233.8045m	2.0mm	672.3267m	2.4mm
013A-00GB	-238.0881m	2.0mm	925.5792m	1.6mm	-70.8161m	1.9mm
013A-00SB	-1264.5863m	3.5mm	2493.4102m	3.1mm	540.5091m	3.9mm
013A-00UZ	800.7517m	2.7mm	944.6777m	2.1mm	-1023.2716m	2.7mm
026Z-00SA	-2218.6023m	2.1mm	-424.6193m	1.6mm	1963.7296m	2.0mm
026Z-00SE	-2043.0959m	2.9mm	425.0223m	2.1mm	1632.7906m	2.4mm
0JEZ-00GA	-1638.1851m	2.1mm	1258.3965m	1.7mm	1231.4210m	2.1mm
0JEZ-00GB	-771.9784m	1.7mm	950.1712m	1.4mm	488.2782m	1.7mm
0JEZ-00SB	-1798.4765m	3.4mm	2518.0022m	3.0mm	1099.6034m	3.9mm
0JEZ-00UZ	266.8615m	2.4mm	969.2697m	1.9mm	-464.1773m	2.4mm
0JEZ-013A	-533.8902m	2.2mm	24.5920m	1.7mm	559.0943m	2.2mm
0K8A-00SD	-368.7561m	4.0mm	-875.3128m	2.9mm	629.4852m	3.2mm
0K8A-00SE	-77.9926m	4.2mm	-413.3127m	3.0mm	224.6971m	3.3mm
0K8A-026Z	1965.1033m	4.2mm	-838.3349m	3.0mm	-1408.0934m	3.5mm
0N6A-00SA	-1558.8114m	1.8mm	765.2427m	1.4mm	1231.9354m	1.6mm
0N6A-00SD	-1674.0685m	1.9mm	1152.8841m	1.5mm	1305.7845m	1.7mm
0N6A-00SE	-1383.3050m	2.6mm	1614.8842m	1.9mm	900.9964m	2.1mm
0N6A-026Z	659.7909m	2.2mm	1189.8620m	1.7mm	-731.7942m	2.1mm
0N6A-0K8A	-1305.3124m	4.0mm	2028.1969m	2.9mm	676.2993m	3.3mm
0NOP-00GB	-824.2047m	1.7mm	-294.3300m	1.3mm	841.3646m	1.7mm
0NOP-013A	-586.1165m	2.1mm	-1219.9092m	1.7mm	912.1806m	2.2mm
0NOP-0JEZ	-52.2263m	1.6mm	-1244.5011m	1.4mm	353.0863m	1.8mm
0NOP-0N6A	13.2786m	1.7mm	881.5577m	1.4mm	-176.7358m	1.6mm
0S5A-00SD	-162.2312m	2.1mm	-253.7823m	1.6mm	200.0766m	1.9mm
0S5A-026Z	2171.6282m	2.4mm	-216.8045m	1.8mm	-1837.5021m	2.3mm
0S5A-0K8A	206.5249m	3.9mm	621.5305m	2.9mm	-429.4086m	3.2mm
0S5A-0N6A	1511.8373m	2.1mm	-1406.6664m	1.5mm	-1105.7079m	1.9mm
2S3A-00GB	-1505.9275m	1.6mm	4113.7662m	1.3mm	-33.6053m	1.6mm
2S3A-0JEZ	-733.9492m	1.7mm	3163.5950m	1.4mm	-521.8835m	1.8mm
2S3A-0NOP	-681.7229m	1.3mm	4408.0962m	1.2mm	-874.9699m	1.4mm
2S3A-367A	-488.9745m	2.9mm	2345.2280m	2.0mm	-424.8221m	3.2mm
367A-013A	-778.8649m	3.0mm	842.9590m	2.2mm	462.0329m	3.4mm
367A-0JEZ	-244.9746m	2.9mm	818.3671m	2.0mm	-97.0614m	3.3mm
367A-0NOP	-192.7483m	2.8mm	2062.8682m	2.0mm	-450.1478m	3.2mm

4. Baseline Residuals (Residuals and Standardized Residuals)

Observation	Northing Res.	Stand. Res.	Easting Res.	Stand. Res.	Height Res.	Stand. Res.	Red.No.
00GA-00SA	-1.1mm	-0.317	-0.7mm	-0.211	4.1mm	0.865	2.40
00GA-00SB	-0.6mm	-0.139	-0.2mm	-0.036	-11.0mm	-0.740	2.40
00GA-00SD	3.7mm	0.838	-0.5mm	-0.121	-7.8mm	-1.111	2.53
00GA-00SE	-0.9mm	-0.271	0.1mm	0.034	3.7mm	0.851	2.15
00GB-00GA	1.6mm	0.508	-0.7mm	-0.216	3.4mm	0.440	2.52
00GB-013A	-3.1mm	-0.840	0.8mm	0.193	0.0mm	0.005	2.56
00GB-026Z	-2.6mm	-0.471	2.6mm	0.429	-3.5mm	-0.460	2.71
00GB-0JEZ	-3.0mm	-0.792	0.9mm	0.245	-0.0mm	-0.000	2.63
00GB-0K8A	2.0mm	0.278	0.4mm	0.056	-13.9mm	-1.279	2.57
00GB-0N6A	-2.6mm	-0.519	3.2mm	0.628	-0.0mm	-0.002	2.75

00SA-00GB	1.2mm	0.284	1.2mm	0.284	-6.1mm	-1.032	2.64
00SA-0S5A	-1.5mm	-1.016	-0.2mm	-0.128	3.5mm	1.639	1.60
00SB-00GB	-4.2mm	-0.951	-0.7mm	-0.161	7.5mm	0.562	2.40
00SD-00GB	-4.2mm	-0.754	2.2mm	0.437	8.2mm	0.938	2.73
00SD-00GB	-8.9mm	-1.156	-6.1mm	-0.911	19.0mm	1.678	2.85
00SD-00SA	-2.9mm	-0.805	0.1mm	0.023	8.0mm	1.381	2.60
00SD-00SA	0.5mm	0.237	-0.1mm	-0.054	-4.7mm	-1.439	2.17
00SE-00SA	-0.8mm	-0.358	-0.1mm	-0.028	2.7mm	0.876	1.85
00SE-00SD	2.8mm	0.884	-0.3mm	-0.093	-6.3mm	-1.237	2.22
00SE-00SD	-2.7mm	-0.550	2.4mm	0.538	-1.4mm	-0.190	2.62
00UZ-00GB	5.4mm	1.450	-0.7mm	-0.198	-3.2mm	-0.703	2.33
00UZ-0NOP	-0.5mm	-0.269	0.9mm	0.528	4.3mm	1.688	1.51
00UZ-367A	-0.0mm	-0.004	0.9mm	0.232	-0.7mm	-0.065	2.39
011A-00GB	11.0mm	2.206	-2.0mm	-0.354	12.9mm	1.793	2.82
011A-00UZ	6.1mm	1.580	0.1mm	0.027	12.2mm	1.011	2.64
011A-026Z	6.7mm	2.399	1.8mm	0.732	3.2mm	1.093	2.13
011A-0N6A	7.5mm	3.236	2.5mm	1.201	3.7mm	1.441	2.26
011A-0NOP	5.7mm	1.675	1.2mm	0.354	2.4mm	0.447	2.71
011A-0NOP	7.7mm	3.506	1.4mm	0.722	-0.3mm	-0.107	2.27
011A-0S5A	9.8mm	2.573	1.2mm	0.362	1.1mm	0.243	2.53
011A-367A	6.5mm	1.443	0.6mm	0.139	-5.9mm	-0.313	2.67
012A-00GA	-7.9mm	-2.368	-2.0mm	-0.609	-3.6mm	-0.655	2.35
012A-00GB	-8.1mm	-2.614	-2.2mm	-0.704	-6.1mm	-1.189	2.50
012A-00SA	-3.9mm	-1.370	-4.3mm	-1.474	-7.6mm	-1.398	2.53
012A-00SB	-7.9mm	-1.583	0.6mm	0.115	4.3mm	0.481	2.27
012A-00SD	-4.5mm	-1.573	-5.9mm	-1.916	-6.9mm	-1.222	2.49
012A-026Z	-4.7mm	-1.569	-3.3mm	-1.041	-4.9mm	-0.812	2.44
012A-0JEZ	-7.3mm	-1.917	-2.2mm	-0.584	-2.5mm	-0.400	2.61
012A-0N6A	-4.2mm	-1.610	-6.1mm	-2.160	-13.2mm	-2.597	2.55
012A-0NOP	-7.3mm	-1.855	-2.2mm	-0.565	-0.0mm	-0.006	2.74
012A-0S5A	-5.1mm	-1.305	-5.3mm	-1.536	-6.7mm	-1.001	2.58
013A-00GA	7.3mm	1.724	1.0mm	0.261	4.0mm	0.806	2.38
013A-00GB	-1.4mm	-0.556	0.5mm	0.215	-1.0mm	-0.376	1.97
013A-00SB	5.1mm	0.960	0.7mm	0.147	-3.5mm	-0.516	2.23
013A-00UZ	-2.9mm	-0.667	-0.3mm	-0.071	0.3mm	0.019	2.64
026Z-00SA	0.9mm	0.387	-0.6mm	-0.272	-1.0mm	-0.278	2.06
026Z-00SE	-1.5mm	-0.304	4.7mm	0.831	-9.2mm	-1.211	2.58
0JEZ-00GA	1.4mm	0.574	2.1mm	0.910	-0.9mm	-0.263	2.00
0JEZ-00GB	-0.9mm	-0.410	-0.4mm	-0.175	-4.6mm	-1.462	2.15
0JEZ-00SB	-0.3mm	-0.075	1.2mm	0.249	6.1mm	0.747	2.22
0JEZ-00UZ	-2.3mm	-0.720	-0.2mm	-0.077	9.9mm	1.344	2.40
0JEZ-013A	2.2mm	0.695	-0.9mm	-0.236	11.4mm	0.926	2.56
0K8A-00SD	-3.6mm	-0.486	4.1mm	0.621	5.5mm	0.473	2.58
0K8A-00SE	0.1mm	0.021	0.8mm	0.164	1.3mm	0.182	2.18
0K8A-026Z	2.1mm	0.390	-0.4mm	-0.079	1.0mm	0.054	2.54
0N6A-00SA	0.6mm	0.301	1.8mm	0.890	4.4mm	1.416	2.12
0N6A-00SD	5.4mm	0.772	4.2mm	0.674	-10.8mm	-1.042	2.86
0N6A-00SD	0.2mm	0.072	1.8mm	0.735	9.4mm	2.470	2.24
0N6A-00SE	0.9mm	0.141	0.8mm	0.128	-5.8mm	-0.758	2.70
0N6A-026Z	0.4mm	0.111	0.2mm	0.045	-12.6mm	-1.499	2.60
0N6A-0K8A	-1.2mm	-0.230	0.9mm	0.167	-3.0mm	-0.178	2.52
0NOP-00GB	0.5mm	0.215	1.4mm	0.567	-3.4mm	-0.376	2.52
0NOP-013A	1.1mm	0.361	-0.2mm	-0.075	-5.0mm	-1.062	2.33

ONOP-0JEZ	2.8mm	0.886	-0.2mm	-0.066	-5.0mm	-1.019	2.55
ONOP-0JEZ	2.3mm	0.962	1.3mm	0.543	0.8mm	0.211	2.31
ONOP-0N6A	-0.4mm	-0.191	1.2mm	0.654	4.2mm	1.924	1.89
0S5A-00SD	1.0mm	0.442	0.9mm	0.391	3.3mm	0.862	2.07
0S5A-026Z	-1.8mm	-0.593	-0.8mm	-0.308	-12.2mm	-1.192	2.42
0S5A-0K8A	1.7mm	0.380	1.3mm	0.325	7.3mm	1.364	2.03
0S5A-0N6A	-1.9mm	-0.650	-1.2mm	-0.458	-0.6mm	-0.062	2.50
2S3A-00GB	-1.1mm	-0.186	11.5mm	2.014	5.9mm	0.753	2.85
2S3A-0JEZ	0.2mm	0.039	5.7mm	1.173	9.0mm	0.825	2.82
2S3A-0NOP	-5.5mm	-1.286	5.3mm	1.266	-10.3mm	-1.528	2.81
2S3A-367A	-2.8mm	-0.727	7.0mm	1.950	2.3mm	0.214	2.49
367A-013A	2.4mm	0.588	3.7mm	1.070	5.5mm	0.945	2.15
367A-0JEZ	2.1mm	0.741	0.9mm	0.333	-1.2mm	-0.148	2.18
367A-0NOP	-2.0mm	-0.503	1.8mm	0.455	-3.2mm	-0.503	2.29

5. Adjusted Points in WGS84 (Cart. Coordinates and Std.Dev.)

Point	X	σ	Y	σ	Z	σ
00GA	4255533.4334m	2.0mm	1146235.3813m	1.7mm	4595699.5554m	1.9mm
00GB	4256399.6401m	1.6mm	1145927.1560m	1.3mm	4594956.4126m	1.6mm
00SA	4255678.3120m	1.7mm	1147868.2864m	1.3mm	4595170.2477m	1.6mm
00SB	4255373.1420m	3.4mm	1147494.9870m	3.0mm	4595567.7378m	3.8mm
00SD	4255563.0549m	1.9mm	1148255.9278m	1.5mm	4595244.0967m	1.7mm
00SE	4255853.8184m	2.6mm	1148717.9279m	1.9mm	4594839.3086m	2.1mm
00UZ	4257438.4800m	2.3mm	1145946.2545m	1.8mm	4594003.9571m	2.4mm
011A	4257694.7756m	0.0mm	1147322.5074m	0.0mm	4593582.0637m	0.0mm
012A	4254594.5372m	0.0mm	1148320.3226m	0.0mm	4596408.5125m	0.0mm
013A	4256637.7283m	2.1mm	1145001.5768m	1.8mm	4595027.2287m	2.2mm
026Z	4257896.9143m	1.9mm	1148292.9057m	1.5mm	4593206.5180m	1.9mm
0JEZ	4257171.6185m	1.7mm	1144976.9848m	1.4mm	4594468.1344m	1.8mm
0K8A	4255931.8110m	4.0mm	1149131.2406m	2.9mm	4594614.6115m	3.2mm
0N6A	4257237.1234m	1.5mm	1147103.0437m	1.2mm	4593938.3122m	1.4mm
0NOP	4257223.8448m	1.3mm	1146221.4860m	1.2mm	4594115.0481m	1.4mm
0S5A	4255725.2861m	2.0mm	1148509.7101m	1.5mm	4595044.0201m	1.8mm
2S3A	4257905.5677m	0.0mm	1141813.3898m	0.0mm	4594990.0179m	0.0mm
367A	4257416.5931m	2.9mm	1144158.6178m	2.0mm	4594565.1958m	3.2mm

6. Adjusted Points in WGS84 (Geogr. Coordinates and Std.Dev.)

Point	Latitude	σ	Longitude	σ	Height	σ
00GA	N 46° 23' 30.01846"	1.6mm	E 15° 04' 29.82436"	1.5mm	436.9927m	2.4mm
00GB	N 46° 22' 55.68651"	1.2mm	E 15° 04' 05.35576"	1.2mm	420.6067m	1.9mm
00SA	N 46° 23' 04.95113"	1.3mm	E 15° 05' 41.84449"	1.2mm	443.3750m	2.0mm
00SB	N 46° 23' 23.01755"	2.5mm	E 15° 05' 28.69621"	2.5mm	460.8772m	4.8mm
00SD	N 46° 23' 06.84260"	1.4mm	E 15° 06' 00.76319"	1.3mm	489.7275m	2.2mm
00SE	N 46° 22' 48.39635"	1.9mm	E 15° 06' 18.09021"	1.8mm	473.3661m	2.8mm
00UZ	N 46° 22' 10.77436"	1.7mm	E 15° 03' 53.58407"	1.7mm	426.6499m	2.9mm
011A	N 46° 21' 47.15772"	0.0mm	E 15° 04' 52.63204"	0.0mm	539.0320m	0.0mm
012A	N 46° 23' 54.38196"	0.0mm	E 15° 06' 15.48253"	0.0mm	699.4850m	0.0mm
013A	N 46° 22' 57.51739"	1.7mm	E 15° 03' 20.63719"	1.6mm	464.5519m	2.6mm
026Z	N 46° 21' 28.27148"	1.5mm	E 15° 05' 33.99620"	1.4mm	576.2535m	2.3mm

0JEZ	N 46° 22' 33.08974"	1.3mm	E 15° 03' 13.03733"	1.3mm	411.0843m	2.1mm
0K8A	N 46° 22' 39.08580"	2.7mm	E 15° 06' 35.80987"	2.6mm	436.9665m	4.5mm
0N6A	N 46° 22' 06.81395"	1.2mm	E 15° 04' 48.28934"	1.1mm	452.5414m	1.7mm
0NOP	N 46° 22' 16.43773"	1.1mm	E 15° 04' 08.62803"	1.1mm	413.4199m	1.6mm
0S5A	N 46° 22' 57.15080"	1.4mm	E 15° 06' 10.25091"	1.4mm	498.5323m	2.4mm
2S3A	N 46° 22' 47.36779"	0.0mm	E 15° 00' 41.17436"	0.0mm	711.8160m	0.0mm
367A	N 46° 22' 34.69332"	1.9mm	E 15° 02' 33.08448"	1.8mm	497.9739m	4.0mm

7. Adjusted Points Error Ellipses

Point	Semimajor Axis	Semiminor Axis	Angle	95% confidence radius
00GA	1.6mm	1.5mm	-26.7°	3.7mm
00GB	1.2mm	1.2mm	-26.6°	3.0mm
00SA	1.3mm	1.2mm	34.3°	3.1mm
00SB	2.6mm	2.4mm	-39.6°	6.1mm
00SD	1.4mm	1.3mm	29.3°	3.3mm
00SE	1.9mm	1.8mm	28.0°	4.6mm
00UZ	1.7mm	1.7mm	30.0°	4.1mm
011A	0.0mm	0.0mm	90.0°	0.0mm
012A	0.0mm	0.0mm	90.0°	0.0mm
013A	1.7mm	1.6mm	-26.9°	4.1mm
026Z	1.5mm	1.4mm	6.3°	3.6mm
0JEZ	1.3mm	1.3mm	-20.4°	3.1mm
0K8A	2.8mm	2.5mm	-30.8°	6.5mm
0N6A	1.2mm	1.1mm	10.7°	2.8mm
0NOP	1.1mm	1.0mm	-13.2°	2.7mm
0S5A	1.5mm	1.3mm	25.6°	3.4mm
2S3A	0.0mm	0.0mm	90.0°	0.0mm
367A	1.9mm	1.8mm	18.7°	4.5mm

PRILOGA A1/2: Izravnava mreže, prvi primer, izmera 2006.

Adjusted Points in WGS84 (Geogr. Coordinates and Std.Dev.)

Point	Latitude	σ	Longitude	σ	Height	σ
00GA	N 46° 23' 30.01731"	1.7mm	E 15° 04' 29.82390"	1.5mm	436.9618m	3.0mm
00GB	N 46° 22' 55.67801"	1.2mm	E 15° 04' 05.35045"	1.0mm	419.3694m	1.9mm
00SA	N 46° 23' 04.95129"	1.1mm	E 15° 05' 41.84454"	1.0mm	443.3675m	1.6mm
00SB	N 46° 23' 23.01777"	3.2mm	E 15° 05' 28.69666"	2.6mm	460.9051m	6.1mm
00SD	N 46° 23' 06.84272"	1.2mm	E 15° 06' 00.76330"	1.0mm	489.7215m	1.6mm
00SE	N 46° 22' 48.39541"	1.2mm	E 15° 06' 18.08844"	1.1mm	473.3576m	1.7mm
00UZ	N 46° 22' 10.77550"	1.6mm	E 15° 03' 53.58493"	1.3mm	426.6293m	2.9mm
011A	N 46° 21' 47.15782"	0.0mm	E 15° 04' 52.63205"	0.0mm	539.0300m	0.0mm
012A	N 46° 23' 54.38206"	0.0mm	E 15° 06' 15.48254"	0.0mm	699.4830m	0.0mm
013A	N 46° 22' 57.51749"	1.4mm	E 15° 03' 20.63925"	1.2mm	464.4735m	2.4mm
026Z	N 46° 21' 28.27160"	1.1mm	E 15° 05' 33.99630"	0.9mm	576.2540m	1.5mm
0JEZ	N 46° 22' 33.08997"	1.5mm	E 15° 03' 13.03759"	1.2mm	411.0738m	2.4mm
0K8A	N 46° 22' 39.08542"	2.9mm	E 15° 06' 35.81025"	2.3mm	436.9118m	5.4mm
0N6A	N 46° 22' 06.81512"	1.0mm	E 15° 04' 48.28945"	0.8mm	452.5245m	1.4mm
0NOP	N 46° 22' 16.44143"	1.0mm	E 15° 04' 08.62975"	0.8mm	413.3348m	1.3mm
0S5A	N 46° 22' 57.15090"	1.0mm	E 15° 06' 10.25102"	0.9mm	498.5279m	1.4mm
2S3A	N 46° 22' 47.36789"	0.0mm	E 15° 00' 41.17436"	0.0mm	711.8140m	0.0mm
367A	N 46° 22' 34.69325"	1.7mm	E 15° 02' 33.08480"	1.5mm	497.9488m	3.5mm

PRILOGA A1/3: Izravnava mreže, prvi primer, izmera 2008.

Adjusted Points in WGS84 (Geogr. Coordinates and Std.Dev.)

Point	Latitude	σ	Longitude	σ	Height	σ
00GA	N 46° 23' 30.01641"	1.7mm	E 15° 04' 29.82317"	1.4mm	436.9403m	2.7mm
00GB	N 46° 22' 55.66159"	1.1mm	E 15° 04' 05.34636"	0.9mm	417.8516m	1.5mm
00SA	N 46° 23' 05.68672"	1.7mm	E 15° 05' 41.51340"	1.4mm	437.8910m	2.3mm
00SB	N 46° 23' 23.01788"	2.6mm	E 15° 05' 28.69624"	2.4mm	460.8719m	5.6mm
00SD	N 46° 23' 06.84270"	1.4mm	E 15° 06' 00.76319"	1.2mm	489.7159m	1.9mm
00SE	N 46° 22' 48.39432"	1.7mm	E 15° 06' 18.08665"	1.4mm	473.3420m	2.2mm
00UZ	N 46° 22' 10.77595"	1.2mm	E 15° 03' 53.58527"	1.1mm	426.6158m	2.1mm
011A	N 46° 21' 47.15796"	0.0mm	E 15° 04' 52.63206"	0.0mm	539.0280m	0.0mm
012A	N 46° 23' 54.38220"	0.0mm	E 15° 06' 15.48255"	0.0mm	699.4810m	0.0mm
013A	N 46° 22' 57.51788"	1.1mm	E 15° 03' 20.63984"	0.9mm	464.4584m	1.8mm
026Z	N 46° 21' 28.27152"	1.5mm	E 15° 05' 33.99623"	1.4mm	576.2514m	2.4mm
0JEZ	N 46° 22' 33.09018"	1.1mm	E 15° 03' 13.03757"	1.0mm	411.0664m	1.7mm
0K8A	N 46° 22' 39.08558"	3.1mm	E 15° 06' 35.80996"	2.7mm	436.9202m	5.3mm
0N6A	N 46° 22' 06.81623"	1.1mm	E 15° 04' 48.28927"	1.0mm	452.5045m	1.5mm
0NOP	N 46° 22' 16.44328"	1.0mm	E 15° 04' 08.63117"	0.8mm	413.2941m	1.4mm
0S5A	N 46° 22' 57.15093"	1.4mm	E 15° 06' 10.25092"	1.3mm	498.5190m	2.3mm
2S3A	N 46° 22' 47.36803"	0.0mm	E 15° 00' 41.17437"	0.0mm	711.8120m	0.0mm
367A	N 46° 22' 34.69342"	1.5mm	E 15° 02' 33.08461"	1.4mm	497.9693m	3.1mm

PRILOGA A1/4: Izravnava mreže, prvi primer, izmera 2009.

Adjusted Points in WGS84 (Geogr. Coordinates and Std.Dev.)

Point	Latitude	σ	Longitude	σ	Height	σ
00GA	N 46° 23' 30.01635"	1.7mm	E 15° 04' 29.82313"	1.4mm	436.9428m	2.2mm
00GB	N 46° 22' 55.65401"	1.4mm	E 15° 04' 05.32957"	1.2mm	416.6933m	1.8mm
00SA	N 46° 23' 05.68690"	2.0mm	E 15° 05' 41.51350"	1.7mm	437.8916m	2.7mm
00SB	N 46° 23' 23.01776"	3.8mm	E 15° 05' 28.69616"	3.0mm	460.8702m	5.4mm
00SD	N 46° 23' 06.84281"	1.7mm	E 15° 06' 00.76324"	1.4mm	489.7196m	2.1mm
00SE	N 46° 22' 48.39391"	2.1mm	E 15° 06' 18.08584"	1.7mm	473.3372m	2.5mm
00UZ	N 46° 22' 10.77625"	1.9mm	E 15° 03' 53.58550"	1.7mm	426.6194m	2.7mm
011A	N 46° 21' 47.15803"	0.0mm	E 15° 04' 52.63206"	0.0mm	539.0260m	0.0mm
012A	N 46° 23' 54.38227"	0.0mm	E 15° 06' 15.48256"	0.0mm	699.4790m	0.0mm
013A	N 46° 22' 57.51822"	1.5mm	E 15° 03' 20.64006"	1.2mm	464.4561m	1.9mm
026Z	N 46° 21' 28.27168"	1.7mm	E 15° 05' 33.99628"	1.5mm	576.2464m	2.3mm
0JEZ	N 46° 22' 33.09040"	1.4mm	E 15° 03' 13.03785"	1.3mm	411.0663m	1.9mm
0K8A	N 46° 22' 39.08573"	4.0mm	E 15° 06' 35.81008"	3.5mm	436.9087m	5.8mm
0N6A	N 46° 22' 06.81735"	1.5mm	E 15° 04' 48.28924"	1.3mm	452.4954m	2.0mm
0NOP	N 46° 22' 16.44366"	1.3mm	E 15° 04' 08.63184"	1.1mm	413.2911m	1.7mm
0S5A	N 46° 22' 57.15098"	1.9mm	E 15° 06' 10.25094"	1.7mm	498.5244m	2.7mm
2S3A	N 46° 22' 47.36810"	0.0mm	E 15° 00' 41.17438"	0.0mm	711.8100m	0.0mm
367A	N 46° 22' 34.69358"	1.7mm	E 15° 02' 33.08462"	1.5mm	497.9636m	2.6mm

**PRILOGA B: POROČILA, GENERIRANA V PROGRAMU TTC, O IZRAVNAVI
MREŽE ZA DRUGI PRIMER – DEJANSKI VEKTORJI HITROSTI PREMIKA ZA VSE
REFERENČNE TOČKE**

PRILOGA B1/1: Izravnava mreže, drugi primer, izmera 2005.

PRILOGA B1/2: Izravnava mreže, drugi primer, izmera 2006.

PRILOGA B1/3: Izravnava mreže, drugi primer, izmera 2008.

PRILOGA B1/4: Izravnava mreže, drugi primer, izmera 2009.

PRILOGA B1/1: Izravnava mreže, drugi primer, izmera 2005.

Adjusted Points in WGS84 (Geogr. Coordinates and Std.Dev.)

Point	Latitude	σ	Longitude	σ	Height	σ
00GA	N 46° 23' 30.01834"	1.3mm	E 15° 04' 29.82432"	1.3mm	436.9926m	2.1mm
00GB	N 46° 22' 55.68640"	1.0mm	E 15° 04' 05.35572"	1.0mm	420.6064m	1.6mm
00SA	N 46° 23' 04.95102"	1.1mm	E 15° 05' 41.84446"	1.1mm	443.3749m	1.7mm
00SB	N 46° 23' 23.01742"	2.1mm	E 15° 05' 28.69616"	2.1mm	460.8769m	4.1mm
00SD	N 46° 23' 06.84248"	1.2mm	E 15° 06' 00.76316"	1.1mm	489.7274m	1.9mm
00SE	N 46° 22' 48.39624"	1.6mm	E 15° 06' 18.09018"	1.6mm	473.3659m	2.4mm
00UZ	N 46° 22' 10.77428"	1.4mm	E 15° 03' 53.58404"	1.4mm	426.6496m	2.5mm
011A	N 46° 21' 47.15772"	0.0mm	E 15° 04' 52.63204"	0.0mm	539.0320m	0.0mm
012A	N 46° 23' 54.38180"	0.0mm	E 15° 06' 15.48248"	0.0mm	699.4850m	0.0mm
013A	N 46° 22' 57.51727"	1.3mm	E 15° 03' 20.63714"	1.3mm	464.5509m	2.2mm
026Z	N 46° 21' 28.27138"	1.3mm	E 15° 05' 33.99618"	1.2mm	576.2534m	2.0mm
0JEZ	N 46° 22' 33.08964"	1.1mm	E 15° 03' 13.03729"	1.1mm	411.0841m	1.8mm
0K8A	N 46° 22' 39.08570"	2.3mm	E 15° 06' 35.80984"	2.2mm	436.9663m	3.9mm
0N6A	N 46° 22' 06.81386"	1.0mm	E 15° 04' 48.28931"	1.0mm	452.5412m	1.5mm
0NOP	N 46° 22' 16.43765"	1.0mm	E 15° 04' 08.62800"	0.9mm	413.4197m	1.4mm
0S5A	N 46° 22' 57.15070"	1.2mm	E 15° 06' 10.25088"	1.2mm	498.5321m	2.0mm
2S3A	N 46° 22' 47.36766"	0.0mm	E 15° 00' 41.17438"	0.0mm	711.8150m	0.0mm
367A	N 46° 22' 34.69323"	1.6mm	E 15° 02' 33.08445"	1.5mm	497.9735m	3.4mm

PRILOGA B1/2: Izravnava mreže, drugi primer, izmera 2006.

Adjusted Points in WGS84 (Geogr. Coordinates and Std.Dev.)

Point	Latitude	σ	Longitude	σ	Height	σ
00GA	N 46° 23' 30.01712"	1.6mm	E 15° 04' 29.82389"	1.4mm	436.9625m	2.7mm
00GB	N 46° 22' 55.67783"	1.0mm	E 15° 04' 05.35040"	0.9mm	419.3689m	1.6mm
00SA	N 46° 23' 04.95109"	0.9mm	E 15° 05' 41.84447"	0.8mm	443.3660m	1.2mm
00SB	N 46° 23' 23.01765"	3.2mm	E 15° 05' 28.69664"	2.6mm	460.9022m	5.5mm
00SD	N 46° 23' 06.84252"	0.9mm	E 15° 06' 00.76322"	0.8mm	489.7200m	1.3mm
00SE	N 46° 22' 48.39521"	1.0mm	E 15° 06' 18.08837"	0.8mm	473.3563m	1.3mm
00UZ	N 46° 22' 10.77539"	1.3mm	E 15° 03' 53.58491"	1.1mm	426.6278m	2.5mm
011A	N 46° 21' 47.15782"	0.0mm	E 15° 04' 52.63205"	0.0mm	539.0300m	0.0mm
012A	N 46° 23' 54.38180"	0.0mm	E 15° 06' 15.48246"	0.0mm	699.4830m	0.0mm
013A	N 46° 22' 57.51734"	1.2mm	E 15° 03' 20.63926"	1.0mm	464.4726m	2.0mm
026Z	N 46° 21' 28.27140"	0.8mm	E 15° 05' 33.99622"	0.6mm	576.2523m	1.1mm
0JEZ	N 46° 22' 33.08982"	1.2mm	E 15° 03' 13.03760"	1.0mm	411.0717m	2.1mm
0K8A	N 46° 22' 39.08522"	2.4mm	E 15° 06' 35.81020"	1.8mm	436.9094m	4.6mm
0N6A	N 46° 22' 06.81492"	0.7mm	E 15° 04' 48.28938"	0.6mm	452.5226m	0.9mm
0NOP	N 46° 22' 16.44131"	0.8mm	E 15° 04' 08.62972"	0.6mm	413.3334m	1.0mm
0S5A	N 46° 22' 57.15074"	0.8mm	E 15° 06' 10.25096"	0.7mm	498.5262m	1.2mm
2S3A	N 46° 22' 47.36768"	0.0mm	E 15° 00' 41.17440"	0.0mm	711.8130m	0.0mm
367A	N 46° 22' 34.69311"	1.4mm	E 15° 02' 33.08481"	1.3mm	497.9466m	3.0mm

PRILOGA B1/3: Izravnava mreže, drugi primer, izmera 2008.

Adjusted Points in WGS84 (Geogr. Coordinates and Std.Dev.)

Point	Latitude	σ	Longitude	σ	Height	σ
00GA	N 46° 23' 30.01619"	1.1mm	E 15° 04' 29.82313"	0.9mm	436.9399m	1.8mm
00GB	N 46° 22' 55.66141"	0.7mm	E 15° 04' 05.34634"	0.6mm	417.8512m	1.0mm
00SA	N 46° 23' 05.68654"	1.1mm	E 15° 05' 41.51336"	1.0mm	437.8908m	1.6mm
00SB	N 46° 23' 23.01762"	1.8mm	E 15° 05' 28.69619"	1.6mm	460.8709m	3.8mm
00SD	N 46° 23' 06.84245"	0.9mm	E 15° 06' 00.76313"	0.8mm	489.7163m	1.3mm
00SE	N 46° 22' 48.39411"	1.2mm	E 15° 06' 18.08660"	1.0mm	473.3421m	1.5mm
00UZ	N 46° 22' 10.77579"	0.8mm	E 15° 03' 53.58527"	0.7mm	426.6152m	1.4mm
011A	N 46° 21' 47.15796"	0.0mm	E 15° 04' 52.63206"	0.0mm	539.0280m	0.0mm
012A	N 46° 23' 54.38180"	0.0mm	E 15° 06' 15.48242"	0.0mm	699.4810m	0.0mm
013A	N 46° 22' 57.51769"	0.7mm	E 15° 03' 20.63983"	0.6mm	464.4582m	1.2mm
026Z	N 46° 21' 28.27137"	1.0mm	E 15° 05' 33.99619"	0.9mm	576.2511m	1.6mm
0JEZ	N 46° 22' 33.08998"	0.8mm	E 15° 03' 13.03755"	0.7mm	411.0659m	1.2mm
0K8A	N 46° 22' 39.08539"	2.1mm	E 15° 06' 35.80991"	1.8mm	436.9200m	3.6mm
0N6A	N 46° 22' 06.81605"	0.7mm	E 15° 04' 48.28922"	0.7mm	452.5043m	1.0mm
0NOP	N 46° 22' 16.44314"	0.7mm	E 15° 04' 08.63117"	0.6mm	413.2937m	1.0mm
0S5A	N 46° 22' 57.15073"	0.9mm	E 15° 06' 10.25086"	0.9mm	498.5188m	1.6mm
2S3A	N 46° 22' 47.36771"	0.0mm	E 15° 00' 41.17443"	0.0mm	711.8090m	0.0mm
367A	N 46° 22' 34.69325"	1.0mm	E 15° 02' 33.08462"	0.9mm	497.9688m	2.1mm

PRILOGA B1/4: Izravnava mreže, drugi primer, izmera 2009.

Adjusted Points in WGS84 (Geogr. Coordinates and Std.Dev.)

Point	Latitude	σ	Longitude	σ	Height	σ
00GA	N 46° 23' 30.01607"	1.4mm	E 15° 04' 29.82310"	1.2mm	436.9473m	1.9mm
00GB	N 46° 22' 55.65375"	1.2mm	E 15° 04' 05.32955"	1.0mm	416.6972m	1.6mm
00SA	N 46° 23' 05.68664"	1.9mm	E 15° 05' 41.51346"	1.5mm	437.8956m	2.5mm
00SB	N 46° 23' 23.01758"	3.1mm	E 15° 05' 28.69616"	2.5mm	460.8771m	4.5mm
00SD	N 46° 23' 06.84253"	1.5mm	E 15° 06' 00.76319"	1.3mm	489.7254m	1.9mm
00SE	N 46° 22' 48.39362"	1.8mm	E 15° 06' 18.08579"	1.5mm	473.3429m	2.1mm
00UZ	N 46° 22' 10.77605"	1.7mm	E 15° 03' 53.58551"	1.5mm	426.6224m	2.4mm
011A	N 46° 21' 47.15803"	0.0mm	E 15° 04' 52.63206"	0.0mm	539.0260m	0.0mm
012A	N 46° 23' 54.38181"	0.0mm	E 15° 06' 15.48244"	0.0mm	699.4892m	0.0mm
013A	N 46° 22' 57.51797"	1.3mm	E 15° 03' 20.64005"	1.1mm	464.4604m	1.6mm
026Z	N 46° 21' 28.27147"	1.5mm	E 15° 05' 33.99624"	1.3mm	576.2508m	2.0mm
0JEZ	N 46° 22' 33.09013"	1.2mm	E 15° 03' 13.03784"	1.1mm	411.0703m	1.7mm
0K8A	N 46° 22' 39.08552"	3.4mm	E 15° 06' 35.81004"	2.9mm	436.9133m	4.9mm
0N6A	N 46° 22' 06.81714"	1.3mm	E 15° 04' 48.28920"	1.1mm	452.4993m	1.7mm
0NOP	N 46° 22' 16.44345"	1.1mm	E 15° 04' 08.63184"	1.0mm	413.2940m	1.5mm
0S5A	N 46° 22' 57.15075"	1.6mm	E 15° 06' 10.25089"	1.4mm	498.5297m	2.3mm
2S3A	N 46° 22' 47.36773"	0.0mm	E 15° 00' 41.17445"	0.0mm	711.8080m	0.0mm
367A	N 46° 22' 34.69334"	1.7mm	E 15° 02' 33.08467"	1.4mm	497.9659m	2.5mm

**PRILOGA C: POROČILA, GENERIRANA V PROGRAMU SITRA, O
TRANSFORMACIJI POSAMEZNE IZMERE V IZHODIŠČNO ZA ZAGOTOVITEV
ENOTNEGA GEODETSKEGA DATUMA**

PRILOGA C1/1: Transformacija izmere 2006 na izhodiščno izmero 2005 za vektor 011A.

PRILOGA C1/2: Transformacija izmere 2008 na izhodiščno izmero 2005 za vektor 011A.

PRILOGA C1/3: Transformacija izmere 2009 na izhodiščno izmero 2005 za vektor 011A.

PRILOGA C2/1: Transformacija izmere 2006 na izhodiščno izmero 2005 za vse vektorje.

PRILOGA C2/2: Transformacija izmere 2008 na izhodiščno izmero 2005 za vse vektorje.

PRILOGA C2/3: Transformacija izmere 2009 na izhodiščno izmero 2005 za vse vektorje.

PRILOGA C1/1: Transformacija izmere 2006 na izhodiščno izmero 2005 za vektor 011A.

PROSTORSKA TRANSFORMACIJA

SiTraNet v2.10

Avtorja: Klemen Kozmus Trajkovski & Bojan Stopar, UL FGG

Datum: 08.06.2011

Tip transformacije: 2R 6-parametrična podobnostna

Helmertova transformacija: NE

Datoteka s podatki v začetnem datumu: 2006_011A.txt

Datoteka s podatki v končnem datumu: 2005_011A.txt

KOORDINATE TOČK V ZAČETNEM DATUMU - D96/TM

točka	N	E	s_N	s_E
00GA	139110.993	505764.279	1.000	1.000
00GB	138050.316	505242.363	1.000	1.000
00SA	138338.747	507303.793	1.000	1.000
00SB	138896.208	507022.234	1.000	1.000
00SD	138397.642	507707.934	1.000	1.000
00SE	137828.573	508078.852	1.000	1.000
00UZ	136663.770	504992.108	1.000	1.000
011A	135935.757	506254.794	0.000	0.000
012A	139865.797	508020.485	0.000	0.000
013A	138106.361	504286.986	1.000	1.000
026Z	135353.631	507139.607	1.000	1.000
0JEZ	137352.065	504125.075	1.000	1.000
0K8A	137541.648	508457.925	1.000	1.000
0N6A	136542.567	506161.360	1.000	1.000
0NOP	136838.974	505313.488	1.000	1.000
0S5A	138098.674	507911.034	1.000	1.000
2S3A	137791.553	500879.803	0.000	0.000
367A	37401.047	503271.286	1.000	1.000

KOORDINATE TOČK V KONČNEM DATUMU - D96/TM

točka	N	E	s_N	s_E
00GA	139111.029	505764.289	1.000	1.000
00GB	138050.578	505242.476	1.000	1.000
00SB	138896.201	507022.224	1.000	1.000
00SD	138397.639	507707.932	1.000	1.000
00SE	137828.603	508078.890	1.000	1.000
00UZ	136663.735	504992.089	1.000	1.000
011A	135935.754	506254.793	0.000	0.000
012A	139865.794	508020.485	0.000	0.000
013A	138106.358	504286.942	1.000	1.000
026Z	135353.628	507139.605	1.000	1.000
0JEZ	137352.058	504125.070	1.000	1.000
0K8A	137541.660	508457.916	1.000	1.000
0N6A	136542.531	506161.358	1.000	1.000
0NOP	136838.860	505313.452	1.000	1.000
0S5A	138098.670	507911.032	1.000	1.000
2S3A	137791.550	500879.803	0.000	0.000
367A	137401.049	503271.279	1.000	1.000

Vezne točke za izračun transformacijskih parametrov:

00GA 00GB 00SB 00SD 00SE 00UZ 011A 012A 013A 026Z 0JEZ 0K8A 0N6A 0NOP 0S5A 2S3A
367A

TRANSFORMIRANE KOORDINATE TOČK - D96/TM

točka	N	E
00GA	139110.990	505764.279
00GB	138050.313	505242.363
00SA	138338.744	507303.793
00SB	138896.205	507022.234
00SD	138397.639	507707.934
00SE	137828.570	508078.851
00UZ	136663.767	504992.107
011A	135935.754	506254.793
012A	139865.794	508020.485
013A	138106.358	504286.986
026Z	135353.628	507139.606
0JEZ	137352.062	504125.075
0K8A	137541.645	508457.924
0N6A	136542.564	506161.359
0NOP	136838.971	505313.487
0S5A	138098.671	507911.033
2S3A	137791.550	500879.803
367A	137401.044	503271.286

PRIMERJAVA DANIH IN TRANSFORMIRANIH KOORDINAT VEZNIH TOČK V KONČNEM DATUMU

00GA	139111.029	505764.289	dan	0.000	-0.044	dan - transf.
	139110.990	505764.279	transf.			
	0.039	0.010	dan - transf.	026Z	135353.628	507139.605 dan
00GB	138050.578	505242.476	dan		135353.628	507139.606 transf.
	138050.313	505242.363	transf.		0.000	-0.001 dan - transf.
	0.265	0.113	dan - transf.	0JEZ	137352.058	504125.070 dan
00SB	138896.201	507022.224	dan		137352.062	504125.075 transf.
	138896.205	507022.234	transf.		-0.004	-0.005 dan - transf.
	-0.004	-0.010	dan - transf.	0K8A	137541.660	508457.916 dan
00SD	138397.639	507707.932	dan		137541.645	508457.924 transf.
	138397.639	507707.934	transf.		0.015	-0.008 dan - transf.
	0.000	-0.002	dan - transf.	0N6A	136542.531	506161.358 dan
00SE	137828.603	508078.890	dan		136542.564	506161.359 transf.
	137828.570	508078.851	transf.		-0.033	-0.001 dan - transf.
	0.033	0.039	dan - transf.	0NOP	136838.860	505313.452 dan
00UZ	136663.735	504992.089	dan		136838.971	505313.487 transf.
	136663.767	504992.107	transf.		-0.111	-0.035 dan - transf.
	-0.032	-0.018	dan - transf.	0S5A	138098.670	507911.032 dan
011A	135935.754	506254.793	dan		138098.671	507911.033 transf.
	135935.754	506254.793	transf.		-0.001	-0.001 dan - transf.
	0.000	0.000	dan - transf.	2S3A	137791.550	500879.803 dan
012A	139865.794	508020.485	dan		137791.550	500879.803 transf.
	139865.794	508020.485	transf.		0.000	0.000 dan - transf.
	-0.000	0.000	dan - transf.	367A	137401.049	503271.279 dan
013A	138106.358	504286.942	dan		137401.044	503271.286 transf.
	138106.358	504286.986	transf.		0.005	-0.007 dan - transf.

TRANSFORMACIJSKI PARAMETRI

a	1.0000
b	0.0000
c	-0.0030
d	0.0000
e	1.0000
f	0.0023

Srednji stand. odklon: 0.043 m

Število iteracij: 3

Število veznih točk: 17

Najmanjše in največje vrednosti odstopanj (v cm):

min	-11.1	-4.4
max	26.5	11.3

sr.v.	1.0	0.2
sr.v.(abs)	3.2	1.7

PRILOGA C1/2: Transformacija izmere 2008 na izhodiščno izmero 2005 za vektor 011A.

TRANSFORMIRANE KOORDINATE TOČK - D96/TM

točka	N	E
00GA	139110.957	505764.264
00GB	138049.802	505242.276
01SA	138361.437	507296.691
00SB	138896.203	507022.225
00SD	138397.634	507707.932
00SE	137828.532	508078.813
00UZ	136663.777	504992.114
011A	135935.754	506254.793
012A	139865.794	508020.485
013A	138106.366	504286.999
026Z	135353.622	507139.605
0JEZ	137352.065	504125.075
0K8A	137541.645	508457.917
0N6A	136542.594	506161.355
0NOP	136839.024	505313.518
0S5A	138098.666	507911.031
2S3A	137791.550	500879.803
367A	137401.045	503271.282

TRANSFORMACIJSKI PARAMETRI

a	1.0000
b	-0.0000
c	0.0614
d	0.0000
e	1.0000
f	0.0023

Srednji stand. odklon: 0.112 m

Število iteracij: 3

Število veznih točk: 17

Najmanjše in največje vrednosti odstopanj (v cm):

min	-16.4	-6.6
max	77.6	20.0

sr.v.	3.9	0.9
-------	-----	-----

sr.v.(abs)	7.3	2.7
------------	-----	-----

PRILOGA C1/3: Transformacija izmere 2009 na izhodiščno izmero 2005 za vektor 011A.

TRANSFORMIRANE KOORDINATE TOČK - D96/TM

točka	N	E
00GA	139110.954	505764.262
00GB	138049.566	505241.917
01SA	138361.440	507296.692
00SB	138896.198	507022.222
00SD	138397.635	507707.932
00SE	137828.517	508078.796
00UZ	136663.784	504992.119
011A	135935.754	506254.793
012A	139865.794	508020.485
013A	138106.375	504287.002
026Z	135353.625	507139.606
0JEZ	137352.070	504125.080
0K8A	137541.648	508457.920
0N6A	136542.627	506161.354
0NOP	136839.034	505313.532
0S5A	138098.666	507911.031
2S3A	137791.550	500879.803
367A	137401.048	503271.282

TRANSFORMACIJSKI PARAMETRI

a	1.0000
b	-0.0000
c	0.0594
d	0.0000
e	1.0000
f	0.0707

Srednji stand. odklon: 0.159 m

Število iteracij: 2

Število veznih točk: 17

Najmanjše in največje vrednosti odstopanj (v cm):

min	-17.4	-8.0
max	101.2	55.9

sr.v.	5.0	2.9
-------	-----	-----

sr.v.(abs)	9.1	5.1
------------	-----	-----

PRILOGA C2/1: Transformacija izmere 2006 na izhodiščno izmero 2005 za vse vektorje.

TRANSFORMIRANE KOORDINATE TOČK - D96/TM

točka	N	E
00GA	139110.987	505764.279
00GB	138050.309	505242.362
00SA	138338.740	507303.791
00SB	138896.203	507022.234
00SD	138397.635	507707.932
00SE	137828.565	508078.851
00UZ	136663.765	504992.106
011A	135935.754	506254.793
012A	139865.789	508020.484
013A	138106.355	504286.986
026Z	135353.621	507139.605
0JEZ	137352.060	504125.074
0K8A	137541.640	508457.923
0N6A	136542.559	506161.357
0NOP	136838.968	505313.487
0S5A	138098.667	507911.033
2S3A	137791.546	500879.803
367A	137401.042	503271.285

TRANSFORMACIJSKI PARAMETRI

a	1.0000
b	-0.0000
c	0.0068
d	0.0000
e	1.0000
f	-0.1379

Srednji stand. odklon: 0.044 m

Število iteracij: 3

Število veznih točk: 17

Najmanjše in največje vrednosti odstopanj (v cm):

min	-11.1	-4.5
max	26.6	11.3

sr.v. 1.0 0.2
sr.v.(abs) 3.2 1.7

PRILOGA C2/2: Transformacija izmere 2008 na izhodiščno izmero 2005 za vse vektorje.

TRANSFORMIRANE KOORDINATE TOČK - D96/TM

točka	N	E
00GA	139110.958	505764.263
00GB	138049.801	505242.276
01SA	138361.436	507296.690
00SB	138896.202	507022.224
00SD	138397.631	507707.930
00SE	137828.529	508078.813
00UZ	136663.774	504992.114
011A	135935.754	506254.793
012A	139865.789	508020.484
013A	138106.365	504286.999
026Z	135353.615	507139.604
0JEZ	137352.063	504125.073
0K8A	137541.642	508457.917
0N6A	136542.590	506161.354
0NOP	136839.022	505313.518
0S5A	138098.665	507911.030
2S3A	137791.546	500879.803
367A	137401.044	503271.281

TRANSFORMACIJSKI PARAMETRI

a	1.0000
b	-0.0000
c	-0.0559
d	0.0000
e	1.0000
f	-0.1379

Srednji stand. odklon: 0.112 m

Število iteracij: 3

Število veznih točk: 17

Najmanjše in največje vrednosti odstopanj (v cm):

min	-16.5	-6.7
max	77.4	19.9

sr.v. 3.8 0.9
sr.v.(abs) 7.3 2.7

PRILOGA C2/3: Transformacija izmere 2009 na izhodiščno izmero 2005 za vse vektorje.

TRANSFORMIRANE KOORDINATE TOČK - D96/TM

točka	N	E
00GA	139110.953	505764.262
00GB	138049.563	505241.916
01SA	138361.438	507296.692
00SB	138896.199	507022.223
00SD	138397.632	507707.932
00SE	137828.512	508078.795
00UZ	136663.780	504992.119
011A	135935.754	506254.793
012A	139865.789	508020.484
013A	138106.373	504287.002
026Z	135353.616	507139.605
0JEZ	137352.065	504125.080
0K8A	137541.644	508457.920
0N6A	136542.621	506161.354
0NOP	136839.030	505313.532
0S5A	138098.664	507911.031
2S3A	137791.546	500879.803
367A	137401.046	503271.282

TRANSFORMACIJSKI PARAMETRI

a	1.0000
b	-0.0000
c	-0.0547
d	0.0000
e	1.0000
f	-0.2096

Srednji stand. odklon: 0.159 m

Število iteracij: 3

Število veznih točk: 17

Najmanjše in največje vrednosti odstopanj (v cm):

min	-17.3	-8.1
max	101.2	55.9

sr.v. 5.0 2.9
sr.v.(abs) 9.1 5.1

PRILOGA D: KOORDINATNE RAZLIKE IN GRAFIČNI PRIKAZ GIBANJA POSAMEZNE TOČKE PO LETIH

PRILOGA D1/1: Koordinatne razlike posameznih točk po letih.

PRILOGA D1/2: Grafični prikaz gibanja posamezne točke po letih.

PRILOGA D1/1: Koordinatne razlike posameznih točk po letih.

Koordinatene razlike med letoma 2005 in 2006:

Točka	delta φ [cm]	delta λ [cm]	delta h [cm]
00GA	-3,78	-0,92	-3,01
00GB	-26,55	-11,35	-123,75
00SA	0,22	0,02	-0,89
00SB	0,71	1,02	2,53
00SD	0,12	0,13	-0,74
00SE	-3,19	-3,86	-0,96
00UZ	3,44	1,86	-2,18
011A	0,31	0,02	-0,20
012A	0,00	-0,04	-0,20
013A	0,22	4,52	-7,83
026Z	0,06	0,09	-0,11
0JEZ	0,56	0,66	-1,24
0K8A	-1,49	0,77	-5,69
0N6A	3,28	0,15	-1,86
0NOP	11,34	3,67	-8,63
0S5A	0,12	0,17	-0,59
2S3A	0,06	0,04	-0,20
367A	-0,37	0,77	-2,69

Koordinatene razlike med letoma 2005 in 2008:

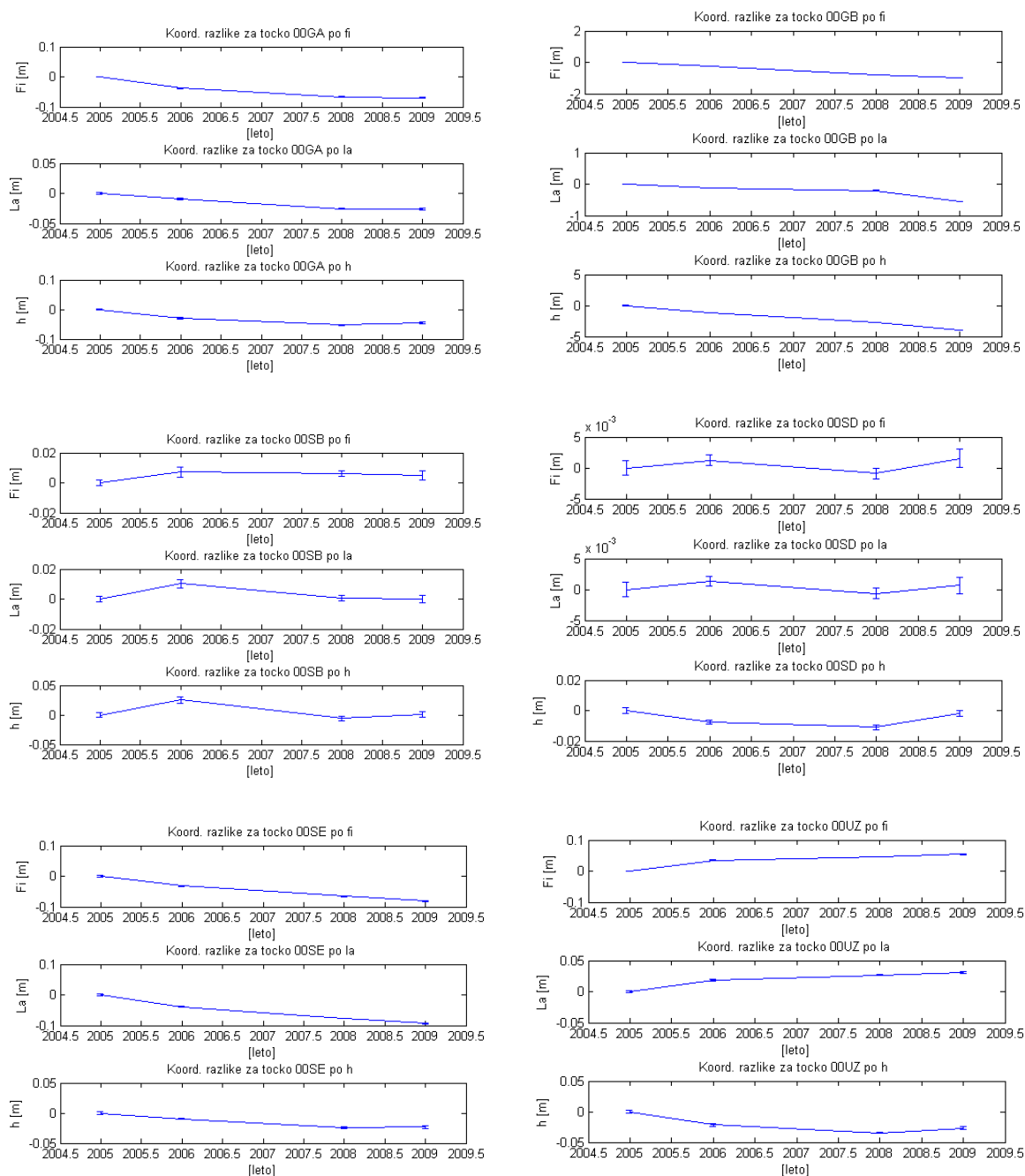
Točka	delta φ [cm]	delta λ [cm]	delta h [cm]
00GA	-6,66	-2,54	-5,27
00GB	-77,41	-20,01	-275,52
00SA	/	/	/
00SB	0,62	0,06	-0,60
00SD	-0,09	-0,06	-1,11
00SE	-6,60	-7,64	-2,38
00UZ	4,68	2,62	-3,44
011A	0,74	0,04	-0,40
012A	0,00	-0,13	-0,40
013A	1,30	5,74	-9,27
026Z	-0,03	0,02	-0,23
0JEZ	1,05	0,55	-1,82
0K8A	-0,96	0,15	-4,63
0N6A	6,78	-0,19	-3,69

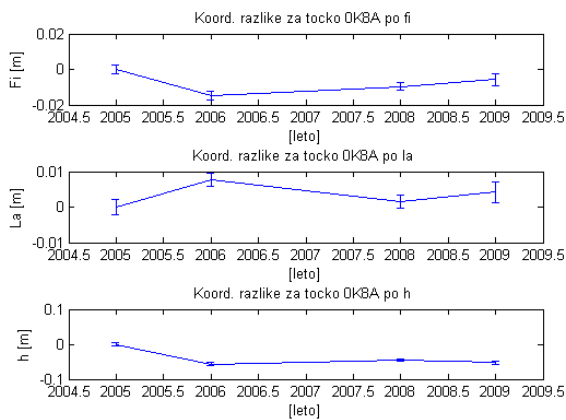
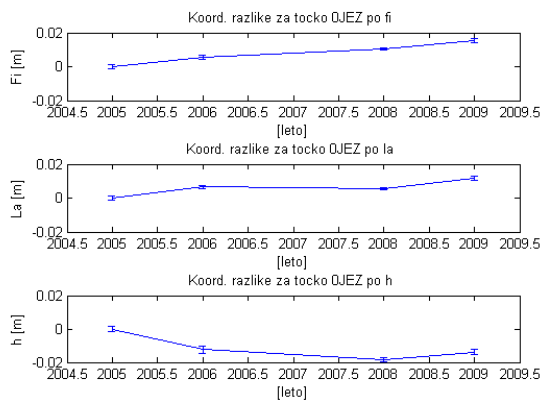
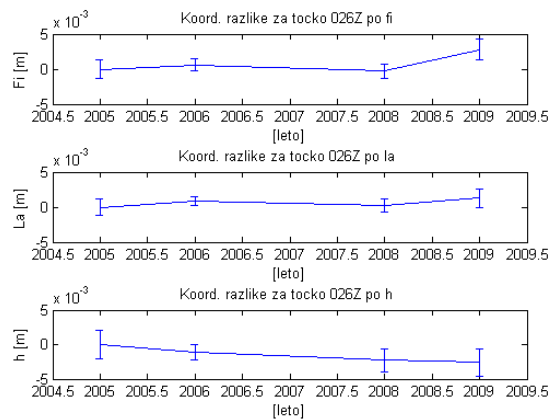
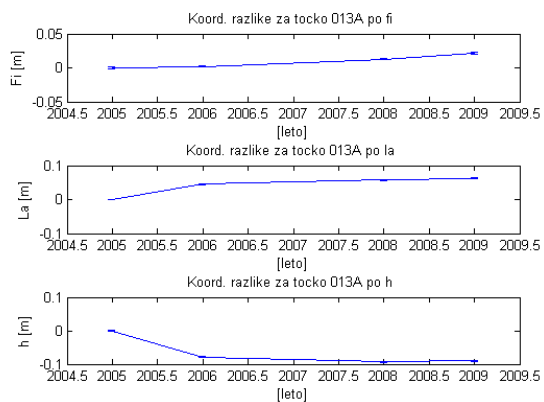
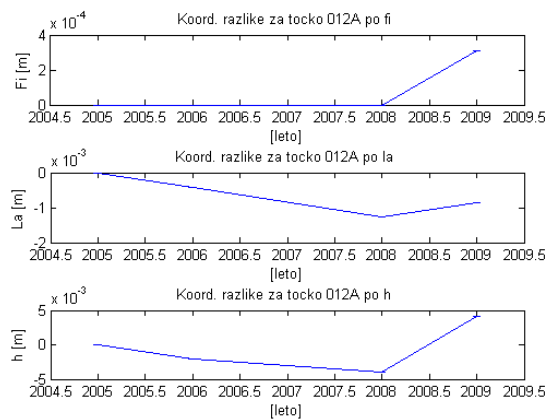
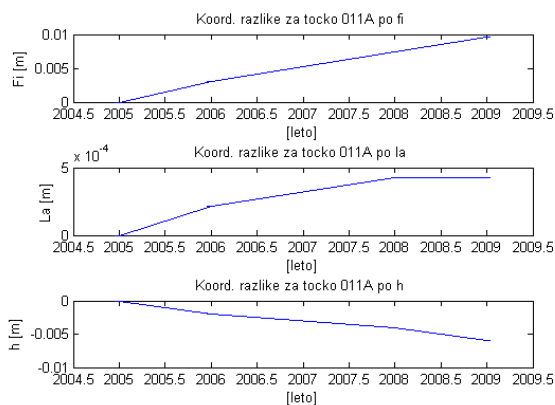
0NOP	17,01	6,76	-12,60
0S5A	0,09	-0,04	-1,33
2S3A	0,15	0,11	-0,60
367A	0,06	0,36	-0,47

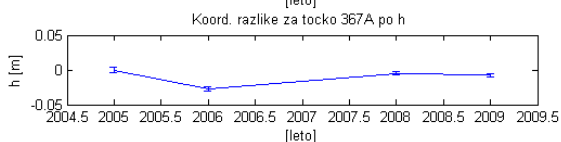
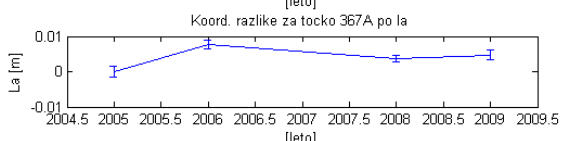
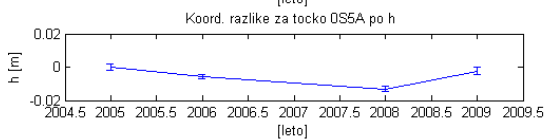
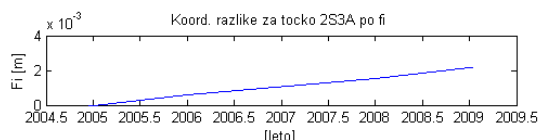
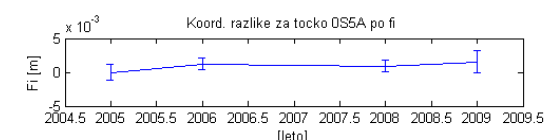
Koordinatene razlike med letoma 2005 in 2009:

Točka	delta φ [cm]	delta λ [cm]	delta h [cm]
00GA	-7,03	-2,60	-4,53
00GB	-101,14	-55,84	-390,92
00SA	/	/	/
00SB	0,50	0,00	0,02
00SD	0,15	0,06	-0,20
00SE	-8,12	-9,37	-2,30
00UZ	5,48	3,14	-2,72
011A	0,96	0,04	-0,60
012A	0,03	-0,09	0,42
013A	2,17	6,21	-9,05
026Z	0,28	0,13	-0,26
0JEZ	1,52	1,17	-1,38
0K8A	-0,56	0,43	-5,30
0N6A	10,16	-0,23	-4,19
0NOP	17,97	8,19	-12,57
0S5A	0,15	0,02	-0,24
2S3A	0,22	0,15	-0,70
367A	0,34	0,47	-0,76

PRILOGA D1/2: Grafični prikaz gibanja posamezne točke po letih.







PRILOGA E: PRIMER TERENSKEGA ZAPISNIKA PRI IZVEDBI STATIČNE METODE OPAZOVANJ GNSS

PODATKI STOJIŠČA IN GPS MERJENJA
STATIČNA METODA

STOJIŠČE: 0002

PROJEKT: PV 05

IME DATOTEKE: 0002-164-1

DATUM MERJENJA: 13.06.05

Številka sesije: 1

Čas opazovanja(od-do): 7⁰⁰-14³⁰

REFERENČNE KOORDINATE - WGS koordinate

φ: 46° 22' 10.76"

λ: 15° 03' 53.56"

Hc: 425.7 m

TIP IN ŠT. GPS SPREJEMNIKA: SSE 4100 10520 Base

od - do: 7⁰⁰ 14³⁰

Elevacijski kot sprejemnika: 10°

Čas sinhronizacije: 15"

TIP IN ŠT. GPS ANTENE: 1FG10

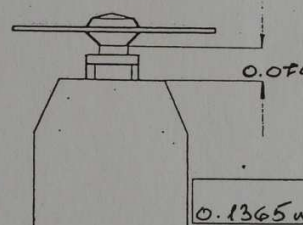
Compact L1/2 WARM

NAČIN MERJENJA VIŠINE ANTENE:

direktno

indirektno

VIŠINA ANTENE: skica:



	pred merjenjem:	po merjenju:
1	0.074	
2	0.074	
3	0.074	
4		
5		
6		
	0.074	

KONTROLA ZAPISA:

ime datoteke

meteorološki podatki

višina antene

elevacijski kot

interval registracije

čas					
T(s)					
T(v)					
P					
%h					
Št. sat.					
PDOP	2.0				
SNR					

IZVAJALEC: *J. Zorec*

Operator:

Št. psihrometra:

Št. barometra:

OPOMBE: