

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*



26202713

Kandidat:

**Miroslav Petrović**

# **Vzpostavitev geodetske mreže za potrebe zakoličevanja objektov**

**Diplomska naloga št.: 336**

**Mentor:**

doc. dr. Božo Koler

**Somentor:**

prof. dr. Bojan Stopar

Ljubljana, 2010

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani **MIROSLAV PETROVIĆ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:  
**»VZPOSTAVITEV GEODETSKE MREŽE ZA POTREBE ZAKOLIČEVANJA  
OBJEKTOV«.**

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL,  
Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Ljubljana, februar 2011

---

(podpis)

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

- UDK:** 528.2(043.2)
- Avtor:** Miroslav Petrović
- Mentor:** doc. dr. Božo Koler
- Somentor:** izr. prof. dr. Bojan Stopar
- Naslov:** **VZPOSTAVITEV GEODETSKE MREŽE ZA POTREBE ZAKOLIČEVANJA OBJEKTOV**
- Obseg in oprema:** 84 str., 21 pregl., 24 sl., 1 diag., 80 en.
- Ključne besede:** zakoličevanje objektov, koordinatni sistem, terestična in GNSS-metoda izmere, izravnava, transformacija.

### **Izvleček**

Diplomska naloga je sestavljena iz teoretičnega in praktičnega dela. Teoretični del obravnava geodetska dela med izgradnjo objektov, stari in novi državni koordinatni sistem, metode izmere horizontalnih koordinat ter transformacijo koordinatnih sistemov. Opisana je polarna metoda zakoličevanja, GNSS-metode izmere, girusna metoda merjenja horizontalnih kotov in zenitnih razdalj, redukcija poševno merjenih dolžin z elektronskimi razdaljemerji, posredna izravnava opazovanj, s katerimi pridobimo najverjetnejše vrednosti horizontalnih koordinat točk v geodetski mreži. Za potrebe vzpostavitve geodetske mreže je bilo treba izračunati lokalne transformacijske parametre, tako je v diplomski nalogi podrobneje predstavljena transformacija koordinatnih sistemov. Praktični del naloge se nanaša na izračun lokalnih transformacijskih parametrov s spletno aplikacijo SitraNet ter na meritve, izračun in izravnavo geodetske mreže. Na osnovi rezultatov izravnave primerjamo koordinate točk geodetske mreže, določene z VRS-metodo izmere, z najverjetnejšimi vrednostmi horizontalnih koordinat.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 528.2(043.2)  
**Author:** Miroslav Petrović  
**Supervisor:** Assistant Prof. Ph. D. Božo Koler  
**Co-supervisor:** Associate prof. Ph. D. Bojan Stopar  
**Title:** ESTABLISHING A GEODETIC NETWORK FOR THE  
PURPOSE OF SETTING-OUT FACILITIES  
**Notes:** 84 p., 21 tab., 24 fig., 80 eq.  
**Key words:** setting-out facilities, coordinate system, terestical and GNSS  
method measurements, adjustment, transformation

### **Abstract**

The thesis consists of theoretical and practical part. The theoretical part treats surveying work during the construction of buildings, old and new national coordinate system, the methods of measurement of horizontal coordinates, and the transformation of coordinate systems. The described method of setting out is polar, paper also describes GNSS measurement method, method for measuring horizontal angles and zenith distances, reduction of measured slope lengths, indirect adjustment of observations, which gives us the most likely value of the horizontal coordinates of points in the geodetic network. For the purpose of establishing a geodetic network was necessary to calculate the local transformation parameters, so the thesis also presents transformation of coordinate systems. The practical part of the thesis relates to the calculation of local transformation parameters with application SitraNet and to measurements, calculations and adjustment surveying networks. Based on the results of adjustment we compare coordinates of points of geodetic network, established by VRS method of measurement, with the most likely values of the horizontal coordinates.

## **ZAHVALA**

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Božu Kolerju in somentorju izr. prof. dr. Bojanu Stoparju.

Hvala sodelavcem podjetja Geostroka, Andrej Peunik s.p. za razumevanje, potrpežljivost, strokovno pomoč in pridobitev potrebnih podatkov.

Zahvalil bi se tudi svojim staršema za denarno in moralno podporo, strpnost in razumevanje v času študija.

## KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
2	GEODETSKA DELA PRI GRADNJI OBJEKTOV.....	3
2.1	GEODETSKA DELA MED GRADNJO OBJEKTOV .....	5
2.1.1	Zakoličba stavb in objektov .....	5
2.2	ZAKOLIČEVANJE TOČK .....	8
2.2.1	Metode zakoličevanja .....	8
2.2.1.1	Opis in ocena natančnosti polarne metode zakoličevanja.....	10
3	KOORDINATNI SISTEMI .....	15
3.1	KOORDINATNI SISTEM D48/GK.....	15
3.1.1	Astrogeodetska in položajna – horizontalna geodetska mreža.....	15
3.1.2	Višinska geodetska mreža .....	16
3.1.3	Gravimetrična mreža Slovenije.....	17
3.1.4	Višinska referenčna ploskev Slovenije.....	17
3.1.5	Gauss-Kruegerjeva kartografska projekcija .....	18
3.2	KOORDINATNI SISTEM ETRS89.....	20
3.2.1	Horizontalni koordinatni sistem ETRS89 .....	20
3.2.2	Višinski državni koordinatni sistem.....	20
3.2.2.1	Nivelmanska mreža Slovenije.....	21
3.2.2.2	Nov gravimetrični sistem Slovenije .....	21
3.2.3	Nova kartografska projekcija.....	21
3.3	PRIMERJAVA MED STARIM IN NOVIM DRŽAVNIM KOORDINATNIM SISTEMOM.....	22
3.3.1	Primerjava stare in nove kartografske projekcije.....	22
3.3.2	Primerjava starega in novega horizontalnega koordinatnega sistema .....	23
4	METODE IZMERE .....	24
4.1	ZAJEM PODATKOV Z GNSS - GPS .....	24
4.1.1	Tipi GPS-opazovanj.....	26
4.1.1.1	Kodna opazovanja .....	27
4.1.1.2	Fazna opazovanja .....	27
4.1.2	Zgradba GPS-sprejemnika .....	28
4.1.3	Vrste metod GPS-izmere.....	29
4.1.3.1	Statična GPS-izmera .....	29
4.1.3.2	Kinematična metoda GPS-izmere .....	29
4.1.3.3	Ponovna izmera.....	30

4.1.3.4	Hitra statična metoda GPS-izmere.....	30
4.1.3.5	RTK (ang. Real Time Kinematic) metoda GPS-izmere .....	30
4.1.4	Omrežje SIGNAL .....	31
4.1.4.1	Osnovni princip delovanja omrežja SIGNAL.....	33
4.2	KLASIČNA TERESTIČNA IZMERA .....	33
4.2.1	Teodolit .....	35
4.2.1.1	Osi teodolita.....	36
4.2.1.2	Vrste teodolitov .....	38
4.2.2	Merjenje horizontalnih in vertikalnih kotov .....	39
4.2.2.1	Izračun girusov in ocena natančnosti – horizontalna smer .....	41
4.2.2.2	Izračun girusov in ocena natančnosti – vertikalni kot .....	43
4.2.3	Merjenje dolžin z elektronskimi razdaljmeri .....	44
4.2.4	Redukcija dolžin, merjenih z elektronskimi razdaljmeri.....	46
4.2.4.1	Meteorološki popravki .....	46
4.2.4.2	Geometrijski popravki .....	50
4.2.4.3	Projekcijski popravki .....	52
4.2.5	Izravnavo opazovanj.....	55
5	TRANSFORMACIJA KOORDINATNIH SISTEMOV .....	58
5.1	METODE TRANSFORMACIJ KOORDINATNIH SISTEMOV .....	58
5.2	MATEMATIČNI MODEL PODOBNOSTNE TRANSFORMACIJE .....	59
5.3	ODKRIVANJE GROBIH POGREŠKOV IN VREDNOTENJE KAKOVOSTI TRANSFORMACIJE ..	61
5.4	IZRAČUN TRANSFORMACIJSKIH PARAMETROV S PROGRAMOM SITRA .....	62
5.4.1	Potek meritev in izračun .....	63
5.5	VZPOSTAVITEV GEODETSKE MREŽE ZA POTREBE ZAKOLIČEVANJA OBJEKTOV .....	69
5.5.1	Stabilizacija in signalizacija geodetskih točk .....	70
5.5.2	Določitev koordinat točk geodetske mreže .....	71
5.6	IZRAVNAVA GEODETSKE MREŽE .....	73
5.6.1	Priprava vhodnih podatkov za izravnavo.....	74
5.6.2	Izravnavo geodetske mreže s programom GEM 4.0.....	75
5.6.3	Rezultati izravnave .....	76
5.7	PRIMER: ANALIZA NATANČNOSTI ZAKOLIČEVANJA TOČK PO POLARNI METODI .....	79
6	ZAKLJUČEK.....	81
VIRI	.....	83
<b>PRILOGE</b>		

## KAZALO SLIK

Slika 1: Zakoličba detajlnih točk objekta na gradbene profile.....	7
Slika 2: Polarna metoda zakoličevanja .....	11
Slika 3: Ocena natančnosti pri zakoličevanju s polarno metodo .....	12
Slika 4: Nominalna GPS-konstelacija 24 satelitov v 6 ravninah .....	25
Slika 5: Sistem kontrolnih GPS-postaj.....	26
Slika 6: Sestava uporabniškega segmenta.....	26
Slika 7: Zgradba GPS-sprejemnika.....	28
Slika 8: Omrežje SIGNAL.....	32
Slika 9: Antena GPS in omarica s sprejemnikom.....	32
Slika 10: Prikaz kota v prostoru.....	34
Slika 11: Trigonometrično višinomerstvo.....	35
Slika 12: Osi teodolita.....	36
Slika 13: Girusna metoda merjenja horizontalnih kotov .....	40
Slika 14: Prikaz principa merjenja z elektronskim razdaljemerom .....	45
Slika 15: Izračun dolžine na nivoju točk ob merjeni zenitni razdalji.....	51
Slika 16: Postopna redukcija poševne dolžine z merjeno zenitno razdaljo .....	53
Slika 17: Prehod s tetive na pripadajoči krožni lok .....	54
Slika 18: GNSS-sprejemnik SOKKIA GSR2700 ISX.....	63
Slika 19: Skica veznih točk.....	65
Slika 20: Skica točk geodetske mreže.....	70
Slika 21: Signalizacija stojišč .....	70
Slika 22: Princip VRS .....	71
Slika 23: Dlančnik Allegro CX™ in program SDR+.....	72
Slika 24: Zakoličba bencinskega servisa .....	79



## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Parametri stare in nove državne kartografske projekcije.....	23
Preglednica 2: Osnovne značilnosti posameznih metod geodetske GPS – izmere .....	31
Preglednica 3: Sredina merjenih temperatur in zračnega tlaka na posameznih stojščih .....	47
Preglednica 4: Položajna natančnost instrumenta glede na metodo izmere .....	64
Preglednica 5: Koordinate veznih točk v D48 koordinatnem sistemu .....	64
Preglednica 6: Srednja vrednost točke 90133 .....	66
Preglednica 7: Srednja vrednost točke 90031 .....	66
Preglednica 8: Srednja vrednost točke 90052 .....	66
Preglednica 9: Srednja vrednost točke 90132 .....	66
Preglednica 10: Srednja vrednost točke 91034.....	66
Preglednica 11: Izračunani lokalni transformacijski parametri s spletno aplikacijo SitraNet..	68
Preglednica 12: Odstopanja med danimi in transformiranimi koordinatami točk.....	69
Preglednica 13: položaj točk geodetske mreže v D48 koordinatnem sistemu .....	72
Preglednica 14: Reducirane sredine girusov horizontalnih smeri .....	73
Preglednica 15: Aritmetične Sredine zenitnih razdalj .....	74
Preglednica 16: Reducirane dolžine .....	74
Preglednica 17: Rezultati izravnave .....	77
Preglednica 18: Popravki približnih vrednosti koordinat .....	78
Preglednica 19: Najverjetnejše horizontalne koordinate točk geodetke mreže s pripadajočimi standardnih elips zaupanja.....	78
Preglednica 20: Izračun zakoličbenih elementov .....	79
Preglednica 21: Podatki za izračun natančnosti po polarni metodi .....	80

## **KAZALO DIAGRAMOV**

Diagram 1: Potek transformacije s programom Sitra iz ETRS89 v D48-koordinatni sistem.. 68

# 1 UVOD

Danes se v sodobni geodeziji kot metoda izmere največ uporablja kombinacija satelitske in klasične geodezije. Za vzpostavitev geodetskih mrež, različnih namenov in različnih natančnosti, so najpogosteje uporabljene GPS-metode izmere, medtem ko so pri zakoličevanju objektov primernejše klasične metode izmere.

Uvedba satelitskih navigacijskih sistemov za določanje položaja je, po izumu triangulacije za izmero velikih razdalj in področij, prva pomembna nova tehnologija v geodeziji, geoinformatiki in navigaciji. Ameriški GPS, evropski Galileo, ruski GLONASS in kitajski BEIDOU bodo, ko bodo sistemi vzpostavljeni, tvorili satelitski sistem stotih interoperabilnih satelitov.

Stari državni koordinatni sistem, ki je bil vzpostavljen s triangulacijskimi meritvami, je bil za področje Slovenije podedovan od SFR Jugoslavije. Zaradi nakopičenih merskih pogreškov v preteklosti in v manjši meri tektonskega spreminjanja državnega ozemlja je astrogeodetska mreža slabše kakovosti. V preteklosti so bile opravljene analize astrogeodetske mreže, ki so pokazale, da je kakovost obstoječe mreže preslaba za sodobno geodezijo. Poleg tega, da je mreža zasukana in premaknjena, ima tudi velike deformacije merila in je nehomogene kakovosti. To je bil eden glavnih razlogov za vzpostavitev novega državnega koordinatnega sistema, ki izpolnjuje vse potrebe sodobne geodezije in tehnologije, ki jo uporabljamo za določitev položaja v prostoru. Novi državni koordinatni sistem je realizacija evropskega referenčnega sistema ESRS (European Spatial Reference System) na našem ozemlju in je realiziran s sodobnimi postopki satelitske geodezije. Sestavljata ga horizontalna komponenta ETRS89 (European Terrestrial Reference System) in višinska komponenta EVRS (European Vertical Reference System).

V Sloveniji obstaja velika količina prostorskih podatkov, ki temeljijo na klasičnih geodetskih koordinatnih sistemih. Zaradi ekonomičnosti teh podatkov ni mogoče na novo vzpostaviti v novem koordinatnem sistemu. Tako so tudi geodetski načrti, ki so ena glavnih podlag za

izdelavo projekta različnih gradbenih del, izdelani v koordinatnem sistemu D48. Zato je treba vzpostaviti povezljivost med sistemoma D48 in GPS-koordinatnim sistemom.

Osrednji cilj diplome je opisati vzpostavitev geodetske mreže za potrebe zakoličevanja objektov. Vzpostavitev geodetske mreže je ena osnovnih vej geodetskih del pri gradnji različnih objektov, ki jih v splošnem lahko razdelimo na dela pred, med in po izgradnji objektov. Vsebina diplomske naloge je sestavljena iz dveh delov, in sicer iz teoretičnega in praktičnega. Teorijo smo uporabili tudi na praktičnem primeru, saj smo na zahtevo naročnika izvajali zakoličevanje objekta bencinskega servisa in njegove zunanje ureditve.

Bencinski servis brez osebja se nahaja ob glavni cesti Velenje-Črnova, približno 3 km iz Velenja. Na bencinski servis se predvideva postavitve tipskega objekta z nadstrešnico. Osnova je objekt, ki je postavljen ob strani platoja, vsebuje tehnološko podporo za bencinski servis in tri avtomate za prodajo drobnega potrošnega materiala.

Eden izmed ciljev naloge je bila tudi primerjava koordinat točk geodetske mreže, dobljenih z GPS-meritvami, s koordinatami, dobljenimi po izravnavi geodetske mreže kot proste mreže. Za vzpostavitev geodetske mreže je bilo treba okoli delovišča poiskati najmanj tri navezovalne točke, ki imajo dane koordinate v koordinatnem sistemu D48, in jim z GPS-izmero določiti koordinate v koordinatnem sistemu ETRS89. S tem smo zagotovili povezavo med koordinatnima sistemoma, tako da smo s pomočjo spletne aplikacije SitraNet lahko izračunali lokalne transformacijske parametre med sistemoma. Na podlagi teh parametrov smo lahko s pomočjo GPS-a določili koordinate geodetske mreže v D48-koordinatnem sistemu, ki smo jih nato uporabili v posredni izravnavi proste mreže kot približne koordinate. Za izvedbo izravnave so bila potrebna številna opazovanja in ustrezna obdelava opazovanj. Meritve horizontalnih kotov smo izvajali po girusni metodi, horizontalne smeri in vertikalne kote smo ustrezno obdelali in pripravili za izravnavo, prav tako smo obdelali tudi dolžine, ki smo jih reducirali na referenčni elipsoid. Na delovišču so bile vse potrebne točke zakoličene po polarni metodi, tako da je v zadnjem delu naloge opisana tudi ta. Opisan je tudi primer, v katerem sem izračunal zakoličbene elemente za zakoličenje predvidenega položaja bencinskega servisa in ocenil natančnost zakoličene točke po polarni metodi.

## 2 GEODETSKA DELA PRI GRADNJI OBJEKTOV

Geodet je eden tistih, ki je med prvimi prisoten na gradbišču in med zadnjimi, ki gradbišče zapusti. Geodetska dela pri gradnji objektov lahko delimo na tri faze, in sicer na dela pred, med in po izgradnji objektov (Goršič et al., Geodetski vestnik, 2006).

### *a) GEODETSKA DELA PRED GRADNJO OBJEKTOV:*

#### *- Parcelacija in ureditev meja:*

Pogosto je treba na zemljišču, kjer nameravamo graditi objekt, pred gradnjo izvesti parcelacijo, s katero zemljišče razdelimo na manjše enote oz. parcele.

#### *- Izdelava geodetskega načrta za PGD:*

Za pripravo projektne dokumentacije je treba izdelati geodetski načrt v ustreznem merilu. Geodetski načrt vsebuje obstoječe stanje terena z vrisanimi mejami parcel zemljiškega katastra in sosednjih objektov z vsemi obstoječimi komunalnimi vodi. Sicer pa se vsebina in merilo geodetskega načrta prilagajata potrebam investitorja oz. projektanta.

#### *- Projektiranje in stabilizacija položajne in višinske geodetske mreže:*

Omenjeni geodetski mreži lahko uporabimo kot osnovo za detajlno izmero terena za izdelavo geodetskega načrta, za zakoličevanje detajlnih točk objekta in za izvajanje kontrolnih meritev po izgradnji objekta.

#### *- Zakoličevanje detajlnih točk objektov in komunalnih vodov.*

b) *GEODETSKA DELA MED GRADNJO OBJEKTOV:*

- Zakoličevanje objekta:

Gradnja objekta se lahko uradno začne s pravnomočnim gradbenim dovoljenjem. Pred začetkom gradnje je treba objekt zakoličiti skladno s pogoji, ki so predpisani v gradbenem dovoljenju.

- Snemanje komunalnih vodov:

Izvede se tudi izmera komunalnih vodov za potrebe izdelave katastra gospodarske javne infrastrukture.

- Kontrolne meritve:

Njihov osnovni namen je ugotovitev skladnosti izvedenih del s projektno dokumentacijo.

c) *GEODETSKA DELA PO IZGRADNJI OBJEKTA*

- Izdelava geodetskega načrta novega stanja:

Po končani gradnji je treba izdelati geodetski načrt novega stanja zemljišča z vsemi komunalnimi priključki na javno infrastrukturo. Geodetski načrt je obvezna sestavina zahteve za izdajo uporabnega dovoljenja.

- Vpis v uradne evidence:

Po pravnomočnosti uporabnega dovoljenja je treba izdelati projekt za vpis v uradne evidence (PVE), na osnovi katerega se zemljiška parcela evidentira v zemljiškem katastru, zgrajeni objekt pa v katastru stavb.

- Kontrolne meritve:

Njihov osnovni namen je ugotoviti skladnost zgrajenega objekta s projektno dokumentacijo, preveriti kvaliteto izvajanja posameznih del na objektu, določiti premike objekta v prostoru in deformacije, ki se lahko pojavijo na posameznih objektih.

Od velikosti in pomembnosti objekta je odvisno, katere faze geodetskih del in v kolikšni meri bomo izvajali.

## **2.1 Geodetska dela med gradnjo objektov**

Gradnja se lahko začne, ko je gradbeno dovoljenje pravnomočno. Pred začetkom gradnje je treba objekt zakoličiti. Med gradnjo pa izvajamo zakoličevanje posameznih delov objekta, kontrolne meritve, s katerimi ugotavljamo skladnost izvedenih del s projektno dokumentacijo, in snemanje elementov gospodarske javne infrastrukture za potrebe katastra gospodarske javne infrastrukture.

### **2.1.1 Zakoličba stavb in objektov**

Obveznosti zakoličenja objekta, ki jih predpisuje zakon o graditvi objektov (ZGO-1, 2002):

- Pred začetkom gradnje novega objekta, za katerega je s tem zakonom predpisano gradbeno dovoljenje, mora izvajalec poskrbeti tudi za zakoličenje objekta.
- Zakoličenje objekta se izvede skladno s pogoji, določenimi v gradbenem dovoljenju.
- Zakoličenje objekta se izvede kot geodetska storitev po predpisih o geodetski dejavnosti. Zakoličenje izvede geodet, ki izpolnjuje pogoje, določene z geodetskimi predpisi. Pri zakoličenju je lahko prisoten tudi pooblaščen predstavnik občine.
- O datumu in kraju zakoličenja mora izvajalec pisno obvestiti občinsko upravo tiste občine, na katere območju leži zemljišče z nameravano gradnjo, in sicer najpozneje osem dni pred zakoličenjem.

- O zakoličenju objekta se skladno z geodetskimi predpisi izdela poseben zakoličbeni načrt, na podlagi katerega je omogočeno zakoličenje objekta po pogojih iz gradbenega dovoljenja.
- Zakoličbeni načrt podpišeta odgovorni geodet in izvajalec, lahko pa tudi pooblaščen predstavnik občine, če je pri zakoličenju navzoč.

Če se pri zakoličenju objekta ugotovijo med dejanskim stanjem na terenu in med stanjem po gradbenem dovoljenju pri legi nameravanega objekta in objekta gospodarske javne infrastrukture, na katero naj bi se objekt priključil, ali pri višinskih kotah gradbene parcele, na kateri naj bi objekt stal, takšne razlike, da bi ne bilo mogoče izpolniti pogojev iz gradbenega dovoljenja, se zakoličenje objekta ne sme opraviti brez soglasja tistega upravnega organa za gradbene zadeve, ki je izdal gradbeno dovoljenje (Ur. l. RS 110/2002).

Na podlagi pravnomočnosti gradbenega dovoljenja se lahko začne gradnja novega objekta. Naloga geodeta je, da na podlagi projektne dokumentacije prenese projektirani objekt v naravo.

Zakoličenje objektov po navadi poteka v dveh fazah:

- Zakoličenje objekta za izkop:

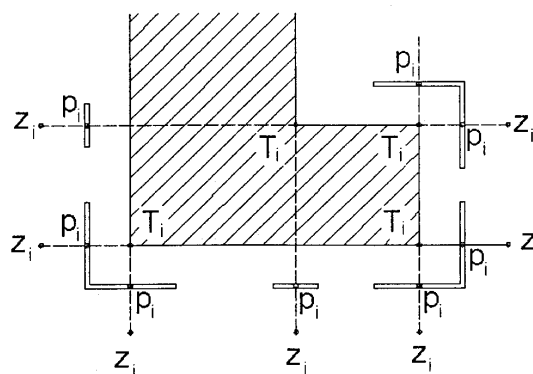
Pri manj zahtevnih objektih in gradbiščih po navadi ne potrebujemo te zakoličbe. Njen namen je, da si lahko izvajalec gradnje objekta pripravi gradbišče. Zakoličijo se karakteristične točke objekta, na podlagi katerih si izvajalci določijo rob izkopne jame.

- Zakoličenje objekta po izkopu:

Po izkopu gradbene jame je treba objekt detajlno zakoličiti. Po prenesenih karakterističnih točkah objekta se okoli njega postavijo gradbeni profili, ki so stabilizirani na zunanji strani objekta na oddaljenosti 1,5 do 2 m. Profil sestavljajo leseni navpični koli, na katere so s pomočjo nivelirja na ustrezno višino pritrjene horizontalne deske, ki gradbincem služijo kot izhodiščna višina. Nato se na te profile s pomočjo instrumenta označijo podaljšane smeri že zakoličene osi zgradbe. Podaljšek na profilu označimo z žebljem ( $P_i$ ).



Gradbinci si s pomočjo žic, ki jih napnejo med žebli, po metodi direktnega preseka prenašajo osi zgradbe. Če je treba, lahko naredimo še dodatno zavarovanje ( $Z_i$ ) na razdalji od 5 do 15 m.



Slika 1: Zakoličba detajlnih točk objekta na gradbene profile

Največja položajna natančnost zakoličbe  $\sigma_p = \pm 1 \text{ mm}$  se zahteva pri jeklenih konstrukcijah, pri montažni gradnji in armiranobetonskih konstrukcijah je zahtevana položajna natančnost  $\sigma_p = \pm 5 \text{ mm}$ , pri objektih armiranobetonske konstrukcije pri sprotni betonaži pa je zahtevana položajna natančnost  $\sigma_p = \pm 1 \text{ cm}$  do  $\pm 1$  do 2 cm.

Ob zakoličenju objekta se skladno z geodetskimi predpisi izdela zakoličbeni načrt, na podlagi katerega je omogočeno zakoličenje objekta po pogojih iz gradbenega dovoljenja (ZGO-1, 2002, 80. člen). Na koncu se izdela še zakoličbeni zapisnik, v katerem je opredeljeno naslednje:

- datum zakoličbe,
- kdo je investitor in izvajalec,
- na osnovi katerega dovoljenja je bilo opravljeno zakoličenje, kdo je izdal projekt gradbenega dovoljenja (PGD),
- podatki o objektu, vrsta gradbenega objekta in prenesena nadmorska višina,
- skica zakoličbe,
- podpis geodeta, ki je zakoličil objekt, in podpis odgovornega geodeta,
- podpis investitorja ali izvajalca, ki je bil prisoten pri zakoličenju.

## 2.2 Zakoličevanje točk

Zakoličenje je prenos projektiranih količin objekta v naravo. Točke, ki jih iz projekta prenesemo v naravo, je treba na terenu označiti in stabilizirati. Zakoličbo lahko izvedemo na osnovi zakoličbenih elementov iz zakoličbenega načrta z merjenjem dolžin, kotov in višin ali pa iz znanih koordinat značilnih točk objekta. Koordinate točk, ki jih želimo prenesti v naravo, si moramo predhodno pripraviti iz projekta.

Postopek zakoličevanja sestavljajo naslednje mersko tehnične naloge (Goršič et al., Geodetski vestnik, 2006):

- izračun ustreznih zakoličbenih elementov,
- kontrole podlag za zakoličevanje,
- izbor metode zakoličevanja, vključno z izborom instrumentarija ob upoštevanju zahtevane natančnosti naročnika,
- kontrole navezovalnih GPS-točk, iz katerih izvajamo zakoličevanje,
- zakoličbe in označevanja točk,
- zavarovalne meritve,
- neodvisne kontrole vseh zakoličenih in označenih točk,
- predaje horizontalno in višinsko zakoličenih točk, skupaj z zakoličbenimi podlagami, izvajalcu gradbenih del.

### 2.2.1 Metode zakoličevanja

Ločimo med zakoličevanjem v horizontalni ravnini in zakoličevanjem višin. Horizontalni položaj točk zakoličimo na osnovi merjenja dolžin in smeri, zakoličevanje višin pa izvedemo z metodo geometričnega nivelmana.

V praksi pogosto uporabljamo kombinacijo obeh metod zakoličevanja in tako vzporedno s horizontalno zakoličbo zakoličimo tudi višine. Višina stojišča, instrumenta in prizme so

potrebne za zakoličbo višin, instrument pa nam izračuna višinsko razliko med dano in zakoličeno točko (Breznikar, Koler, 2009).

Na izbor metode zakoličevanja vplivajo naslednji dejavniki:

- velikost in oblika objekta,
- način gradnje,
- razpoložljiv instrumentarij,
- zahtevana natančnost zakoličenja in
- pogoji na gradbišču, ki omogočajo uporabo določene metode.

Metode horizontalne zakoličbe delimo na osnovne in dopolnilne. Osnovne metode so:

- polarna metoda,
- ortogonalna metoda,
- metoda preseka smeri.

Dopolnilne metode:

- linijska zakoličba,
- metoda ločnega preseka,
- metoda direktnega preseka linij,
- druge kombinirane metode.

V praksi se za zakoličenje značilnih točk objekta najpogosteje uporabljata naslednji metodi:

- polarna metoda in
- RTK GNSS.

V nadaljevanju bom podrobneje obravnaval polarno metodo, ki sem jo tudi uporabil v diplomskem delu.

### **2.2.1.1 Opis in ocena natančnosti polarne metode zakoličevanja**

Zaradi razvoja elektronskih tahimetrov se je v praksi močno uveljavila polarna metoda zakoličbe. Sodobni elektronski tahimetri vsebujejo programsko opremo za zakoličevanje, s katero na podlagi shranjenih koordinat v tahimetru izračunajo zakoličbene elemente (smeri in dolžine). Polarno zakoličbo lahko izvedemo tudi na klasičen način. Točke so zakoličene iz polarnih koordinat, torej s polarnimi zakoličbenimi elementi, koti in dolžinami. Stojišče in prilepna točka morata biti dani točki (Breznikar, Koler, 2009).

#### *a) KLASIČEN NAČIN POLARNE ZAKOLIČBE:*

Pri tem postopku je treba izračunati zakoličbene elemente ročno ali s pomočjo ustreznih geodetskih programov in jih izpisati na papir. Nato na terenu vsako točko posebej odčitavamo in figuranta s prizmo usmerjamo na ustrezen horizontalni kot in dolžino, ki se morata ujemati z izračunanimi zakoličbenimi elementi.

Ta postopek uporabljamo, kadar nimamo možnosti delati s sodobnim elektronskim tahimetrom, saj je metoda zelo zamudna, možnosti za napake pa so velike.

#### *b) POLARNA ZAKOLIČBA S SODOBNIM ELEKTRONSKIM TAHIMETROM:*

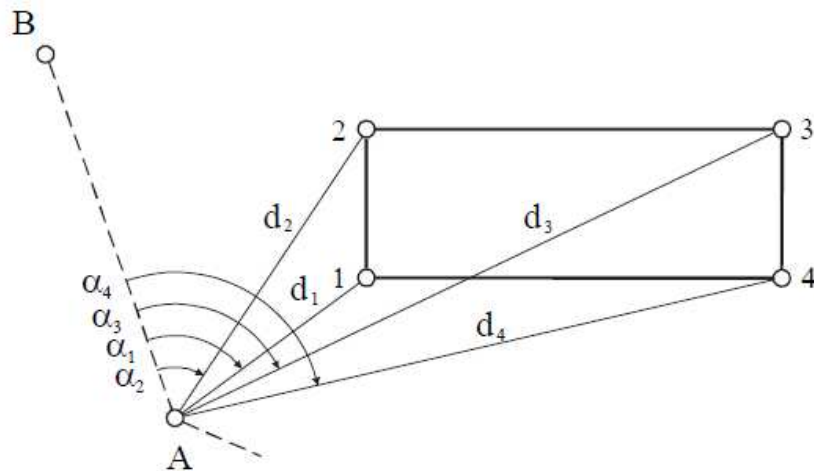
Pogoj za uporabo te metode je sodobni elektronski tahimeter, ki je opremljen z ustreznim programom za izračun zakoličbenih elementov. Koordinate točk, ki jih želimo prenesti v naravo, je treba vnesti v pomnilnik instrumenta. To lahko naredimo z ročnim vnašanjem v instrument ali pa prenesemo v ustreznem formatu s pomočjo kabla neposredno iz računalnika v instrument.

Koordinate točk, ki jih želimo zakoličiti, pridobimo iz projekta. Najenostavneje je, da točke iz projekta v digitalni obliki s pomočjo ustreznih programov (*ACAD*, *GEOS*) zapišemo v ustrezen format in jih nato prenesemo na instrument.

Pri zakoličevanju točk instrumentu podamo številko točke, ta na podlagi koordinat določi, v katero smer je treba instrument obrniti in kakšna mora biti dolžina. Med zakoličevanjem je

treba izvajati določene kontrole proti danim smerem zaradi morebitnega premikanja ali posedanja instrumenta. Zakoličene točke je treba ustrezno označiti.

Zaradi različnih ovir na gradbišču je treba na terenu določiti nova stojišča (razvijanje slepega poligona), iz katerih lahko nadaljujemo zakoličevanje. Iz novega stojišča je treba orientirati na vsaj tri dane točke. Pri zakoličevanju višin mora imeti vsaj ena dana točka znano višino.



Slika 2: Polarna metoda zakoličevanja

Postopek zakoličevanja:

Pri polarnem postopku zakoličevanja je ena izmed danih točk A uporabljena kot stojišče in druga B kot orientacijska točka (slika 2).

Treba je izračunati zakoličbene elemente (kote  $\alpha_i$  in razdalje  $d_i$  k točkam  $P_i$ ):

a) Izračun kota  $\alpha_i$

Kot  $\alpha_i$  izračunamo iz razlik smernih kotov, zato je treba najprej izračunati smerna kota:

$$\nu_A^B = \arctan \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A} \quad (1)$$

$$\nu_A^{P_i} = \arctan \frac{y_{P_i} - y_A}{x_{P_i} - x_A} \quad (2)$$

$$\alpha_i = v_S^{P_i} - v_S^A \quad (3)$$

b) Dolžino stranice  $d_i$ , ki jo želimo zakoličiti do točke  $P_i$ , izračunamo po enačbi:

$$d_i = \sqrt{(x_i - x_A)^2 + (y_i - y_A)^2} \quad (4)$$

Sodobni elektronski tahimetri omogočajo z uporabo ustreznega programa izračun zakoličbenih elementov iz koordinat, shranjenih v tahimetru.

c) *Ocena natančnosti polarne zakoličbe*

Natančnost polarne metode zakoličevanja je odvisna od naslednjih vplivnih faktorjev (Breznikar, Koler, 2009):

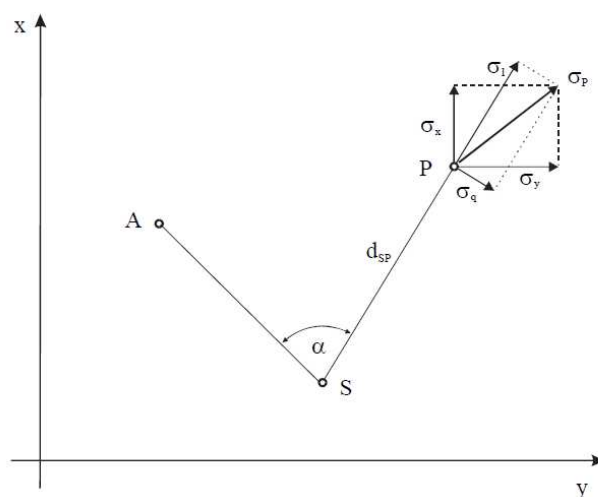
standardnega odstopanja koordinat stojišča in navezovalnih točk  $\sigma_{x_A}, \sigma_{y_A}, \sigma_{x_S}, \sigma_{y_S}$ ,

natančnosti centriranja na stojišču v  $x$ - in  $y$ -smeri  $\sigma_{Z_x}, \sigma_{Z_y}$ ,

standardnega odstopanja merjenja razdalje  $\sigma_d$ ,

standardnega odstopanja merjenja smeri  $\sigma_r$ ,

standardnega odstopanja označevanja  $\sigma_M$ .



Slika 3: Ocena natančnosti pri zakoličevanju s polarno metodo

Potrebna je določitev sledečih standardnih odstopanj:

Izračun standardnega odstopanja navezovalne smeri  $\sigma_{v_S^A}$ :

$$\sigma_{v_S^A}^2 \left( \frac{\Delta y}{d_{SA}^2} \right)^2 \cdot \sigma_{x_A}^2 + \left( -\frac{\Delta y}{d_{SA}^2} \right)^2 \cdot \sigma_{x_S}^2 + \left( -\frac{\Delta x}{d_{SA}^2} \right)^2 \cdot \sigma_{y_A}^2 + \left( \frac{\Delta x}{d_{SA}^2} \right)^2 \cdot \sigma_{y_S}^2 \quad (5)$$

$$\Delta x = x_S - x_A \quad (6)$$

$$\Delta y = y_S - y_A \quad (7)$$

$$d_{SA} = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (8)$$

Izračun standardnega odstopanja zakoličene smeri  $\sigma_\alpha$ :

$$\sigma_\alpha^2 = (\sigma_{v_A^\beta})^2 + 2 \cdot \sigma_r^2 \quad (9)$$

Izračun standardnega odstopanja zakoličenih koordinat  $\sigma_{x_i}, \sigma_{y_i}$  oziroma standardno odstopanje položaja  $\sigma_{P_i}$

$$\sigma_{x_i}^2 = \sigma_{x_A}^2 + (\cos v_S^i)^2 \cdot \sigma_d^2 + S_i^2 (-\sin v_S^i)^2 \cdot \sigma_\alpha^2 + \sigma_{Z_x}^2 \quad (10)$$

$$\sigma_{y_i}^2 = \sigma_{y_A}^2 + (\cos v_S^i)^2 \cdot \sigma_d^2 + S_i^2 (-\sin v_S^i)^2 \cdot \sigma_\alpha^2 + \sigma_{Z_y}^2 \quad (11)$$

$$\sigma_{P_i}^2 = \sigma_{x_i}^2 + \sigma_{y_i}^2 \quad (12)$$

Velikost vzdolžnega pogreška je odvisna od natančnosti merjenja razdalje, prečni pogrešek pa od natančnosti zakoličevanja kota. Če se koordinatni sistem orientira z  $x'$ -osjo v smeri zakoličene točke, se tako pridobijo standardna odstopanja v vzdolžni in prečni smeri  $\sigma_{l_i}, \sigma_{q_i}$ :

$$\sigma_{l_i}^2 = \sigma_{x_i}^2 = \sigma_{x_A}^2 + \sigma_d^2 + \sigma_{Z_x}^2 \quad (13)$$

$$\sigma_{q_i}^2 = \sigma_{y_i}^2 = \sigma_{y_A}^2 + d_i^2 + \sigma_\alpha^2 + \sigma_{Z_y}^2 \quad (14)$$

$$\sigma_{P_i}^2 = \sigma_{x_i}^2 + \sigma_{y_i}^2 = \sigma_{l_i}^2 + \sigma_{q_i}^2 \quad (15)$$

Natančnost položaja točke  $\sigma_{P_i}$  se lahko izračuna po naslednji enačbi:

$$\sigma_{P_i}^2 = \sigma_d^2 + d_i^2 \cdot \sigma_\alpha^2 + \sigma_{P_A}^2 + \sigma_Z^2 + \sigma_M^2, \quad (16)$$

kjer so:

$\sigma_d$  - standardno odstopanje merjenja razdalje,

$\sigma_\alpha$  - standardno odstopanje merjenja kota,

$\sigma_{P_s}$  - standardno odstopanje stojišča,

$\sigma_M$  - standardno odstopanje označevanja točke,

$\sigma_Z$  - standardno odstopanje centriranja nad fiksno točko.

Če velja, da je  $\sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha = 1$ , in ob predpostavki, da sta stojišče S in navezovalna točka A brez pogreškov ( $\sigma_{x_A}, \sigma_{y_A}, \sigma_{x_S}, \sigma_{y_S} = 0$ ), potem je položajna natančnost točke P :

$$\sigma_P = \sqrt{\sigma_{xP}^2 + \sigma_{yP}^2} = \sqrt{\sigma_d^2 + \left(\frac{d \cdot \sigma_r \cdot \sqrt{2}}{\rho}\right)^2 + \sigma_Z^2 + \sigma_M^2} \quad (17)$$

$$\rho = \frac{400 \text{ gon}}{2\pi} = 63,662 \text{ gon} \quad (18)$$

V tem primeru bodo upoštevana samo slučajna odstopanja postopka. Zaradi tega je treba natančnost centriranja in označevanja zakoličenih točk dodati k zasnovi. Za razstavitev na komponente odstopanj merskih elementov dolžine in kota se lahko poda v navezovanju na fiksno točko kot vzdolžno in prečno odstopanje:

$$\sigma_P = \sqrt{\sigma_l^2 + \sigma_q^2} \quad (19)$$

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_d^2 + \frac{\sigma_M^2 + \sigma_Z^2}{2}} \quad \dots\dots\dots \text{vzdolžno odstopanje,} \quad (20)$$

$$\sigma_q = \pm \sqrt{\left(\frac{d \cdot \sigma_r \cdot \sqrt{2}}{\rho}\right)^2 + \frac{\sigma_M^2 + \sigma_Z^2}{2}} \quad \dots\dots\dots \text{prečno odstopanje.} \quad (21)$$

Pri tem vpliv odstopanj centriranja in označevanja znaša  $\sigma/\sqrt{2}$  predpostavljenega vpliva vzdolžne in prečne smeri.

Na skupno natančnost vzdolžna komponenta vpliva veliko bolj kot pa prečna komponenta, ker je v praksi pogosto natančnost izmerjene dolžine slabša od natančnosti izmerjenega kota.



## **3 KOORDINATNI SISTEMI**

Do 1. 1. 2008 se je koordinatni sistem D48/GK uporabljal kot državni koordinatni sistem v RS, nato je bil, zaradi vse večjega pomena čezmejne povezljivosti in izmenljivosti prostorskih podatkov na celotnem evropskem prostoru, uveden nov državni koordinatni sistem D96/TM za zemljiško katastrske namene in potrebe. Novi koordinatni sistem omogoča izkoriščanje zmožnosti sodobnih tehnologij za določanje položaja in pridobivanje kakovostnih prostorskih podatkov.

### **3.1 Koordinatni sistem D48/GK**

Stari državni koordinatni sistem praktično predstavljajo tri osnovne geodetske mreže, ki zagotavljajo referenčno osnovo za določitev položaja v trirazsežnem prostoru (Stopar, 2007):

- astrogeodetska in položajna – horizontalna geodetska mreža,
- nivelmanska – višinska geodetska mreža in
- gravimetrična mreža.

Zaradi uporabljene metode za določitev koordinat točk v teh mrežah imenujemo te mreže tudi klasične geodetske mreže.

#### **3.1.1 Astrogeodetska in položajna – horizontalna geodetska mreža**

Raziskave stanja astrogeodetske mreže, ki so se začele konec 70. let pod vodstvom dipl. inž. Marjana Jenka na geodetskem zavodu SRS ter nadaljevale v kasnejših obdobjih (Stopar 1995, Stopar, Kuhar 1997), so obsegale analize kakovosti astrogeodetske mreže kot take, v mreži pa se niso izvajali posegi, s katerimi bi se spreminjale koordinate v astrogeodetski mreži ali v trigonometričnih mrežah višjih redov. S pojavom in z dostopnostjo GPS-tehnologije je bilo opravljeno vrednotenje kakovosti geodetskih mrež glede na rezultate GPS-izmere (Stopar, Kuhar, 2001, Stopar, Kuhar, 2003). Rezultat teh analiz so ugotovitve, da je kakovost

geodetskih mrež preslaba za sodobne potrebe. Na podlagi teh analiz in dejstva, da je bila astrogeodetska mreža Slovenije skoraj 50 let nedotaknjena, so se odločili, da v astrogeodetsko mrežo in v trigonometrične mreže višjih redov tudi v prihodnje ne bodo posegali. V okviru GPS-izmere navezovalnih mrež so se geodetske mreže nižjih redov skušale optimalno prilagoditi trigonometričnim mrežam višjih redov, tako da se je izboljšala homogenost teh redov mrež v okviru vzpostavitve v t. i. navezovalnih mrežah. Na območjih, kjer so na novo vzpostavljene navezovalne mreže, so geodetske mreže solidne kakovosti in bi svoje naloge na lokalnem nivoju lahko opravljale še nekaj časa (Stopar, 2007).

### **3.1.2 Višinska geodetska mreža**

Nivelmanska mreža visoke natančnosti predstavlja višinski sistem. Višine reperjev v nivelmanski mreži so izračunane v vertikalnem datumu Trst, ki je realiziran s sovpadanjem višinske referenčne ploskve in srednjega nivoja morja, ki je bil določen leta 1875 na osnovi enoletnih mareografskih opazovanj v Trstu. Višine reperjev so kot nadmorske višine podane v sistemu normalnih ortometričnih višin.

Za povezavo višinskega sistema z novim državnim višinskim sistemom je bila opravljena analiza stanja obstoječega višinskega sistema. Rezultati analize so ugotovitve, da nadmorske višine točk niso določene v enotnem višinskem datumu in da imajo nekatere višinske točke celo več različnih višin. Tako so se na posameznih območjih Slovenije pojavile "stopnice", ki pa so jih s hkratno izravnavo celotne nivelmanske mreže odpravili (Koler, Vardjan, 2003). Slabost te izravnave je, da je bila izravnavna opravljena v sistemu niveliranih višinskih razlik, zato je bil potreben vnovičen preračun celotne nivelmanske mreže v sistemu geopotencialnih kot. Za pridobitev kakovostnih geopotencialnih kot pa je bilo potrebno izvesti kakovostna relativna gravimetrična opazovanja vzdolž nivelmana visoke natančnosti (Koler et. al., 2007).

### 3.1.3 Gravimetrična mreža Slovenije

Na območju Slovenije sta v zgodovini obstajali gravimetrični mreži I. in II. reda, ki sta bili vzpostavljeni v nekdanji Jugoslaviji. Konec 60. let prejšnjega stoletja sta bili obe združeni v eno osnovno, ki jo je tvorilo približno 350 točk, od tega jih je bilo 32 v Sloveniji. Meritve so se nanašale na stari Potsdamski težnosti sistem ("Potsdam Gravity System"), ki je bil mednarodno uveljavljen gravimetrični sistem od leta 1909 do leta 1971. Geodetska uprava Republike Slovenije je leta 1995 začela obnovo gravimetričnih mrež na območju Slovenije. Tako je bilo stabiliziranih šest novih absolutnih gravimetričnih točk, ki so tudi osnova nove gravimetrične mreže Slovenije (Bogenšperk, Gotenica, cerkev sv. Areha na Pohorju, sevniški grad, grad Socerb in trdnjava Kluže pri Bovcu) (Koler et. al., 2006).

### 3.1.4 Višinska referenčna ploskev Slovenije

Višinska referenčna ploskev v Sloveniji je geoid. V Sloveniji obstajajo trije modeli ploskve geoida, en "relativni geoid", ki je bil izračunan leta 1992 za območje Slovenije in dela Hrvaške, glede na referenčni elipsoid Bessel, in dva "absolutna geoida", ki sta izračunana glede na referenčni elipsoid GRS-80 (Geodetic Reference System). V višinskem sistemu normalnih ortometričnih višin ne obstaja definirana višinska ploskev kot pri ortometričnih višinah, kjer je to geoid, in kot pri normalnih višinah, kjer je to kvazigeoid. Referenčno ploskev bi lahko definirali kot geometrijsko mesto točk, kjer so vrednosti normalnih ortometričnih višin na ozemlju Republike Slovenije enake 0. Aproksimiramo jo lahko samo z analitično referenčno ploskvijo, ki jo pridobimo na podlagi izračuna na osnovi velikega števila točk z znanimi elipsoidnimi (GPS) višinami in ortometričnimi višinami. Kadar želimo geoid uporabiti skupaj z elipsoidnimi višinami, je treba tega transformirati v državni višinski sistem. Takšna preračunana ploskev se imenuje višinska referenčna ploskev, ki v sebi vsebuje skupne vplive pogreškov vhodnih podatkov, metode izračuna ter geodinamiko v višinskem smislu (Koler et. al., 2007).

### 3.1.5 Gauss-Kruegerjeva kartografska projekcija

Kartografska projekcija za Slovenijo je Gauss-Kruegerjeva, prečna Mercatorjeva projekcija.

Gauss-Kruegerjeva kartografska projekcija je projekcija v koordinatnem sistemu D48/GK.

Zanjo je značilno (Stopar et. al., 2007):

- da je referenčna ploskev za projekcijo rotacijski elipsoid;
- da je konformna projekcija meridianskih con (ohranjajo se koti in oblika, druge deformacije pa naraščajo z oddaljenostjo od dotikalnega meridiana);
- da je cilindrična projekcija (projekcijska ravnina je plašč eliptičnega valja);
- da je prečna (transverzalna), kar pomeni, da se valj dotika elipsoida v dotikalnem meridianu;
- da je centralna (projekcijski center v središču krogle oz. elipsoida);
- širina meridianske cone je  $3^\circ$ ;
- da se projekciji srednjega meridiana in ekvatorja preslikata kot ravni črti in predstavljata osi X in Y sistema kartezičnih koordinat;
- da na srednjem meridianu ni dolžinskih deformacij;
- da so drugi meridiani in paralele kompleksne krivulje, simetrične na srednji meridian;
- da se severni in južni pol preslikata kot točki.

Gauss-Kruegerjeva projekcija definirana za Slovenijo:

- referenčna ploskev v Sloveniji je Besselov elipsoid;
- geografska dolžina srednjega dotikalnega meridiana je 15 E (vzhodno);
- širina meridianske cone za Slovenijo je  $3^\circ 15'$ ;
- geografska širina izhodišča projekcije je  $0^\circ$ ;

- faktor merila oz. modul projekcije na srednjem meridianu je 0,9999 (sekantna projekcija);
- modifikacija s pomikom proti severu je – 5.000.000 m;
- modifikacija s pomikom proti zahodu je 500.000 m;

Pri uvajanju evropskega koordinatnega v Sloveniji so bile opravljene nekatere analize stanja in kakovosti, takrat še državnega koordinatnega sistema. Rezultati teh analiz so (Stopar et al., 2007):

a) Horizontalni sistem:

- napačna lega AGM na referenčnem elipsoidu,
- velike deformacije merila,
- neenakomerna točnost,
- obremenitev sistema z geodinamiko.

b) Višinski sistem:

- nivelmanska mreža boljše kakovosti kot horizontalna mreža,
- nivelmanske zanke niso zaključene na ozemlju Slovenije,
- gravimetrična mreža je slabe kakovosti,
- mareograf izključen iz višinskega sistema,
- referenčna višinska ploskev ni geoid,
- normalne ortometrične višine računane iz slabih podatkov,
- obremenitev sistema z geodinamiko.

## 3.2 Koordinatni sistem ETRS89

Novi državni koordinatni sistem Slovenije je realizacija evropskega referenčnega sistema ESRS (European Spatial Reference System) na našem ozemlju. Zagotavljal naj bi dolgoročno prostorsko in časovno stabilno referenčno osnovo za vse potrebe. Koordinatni sistem se deli na dve komponenti (Stopar, 2007):

- horizontalno komponento (ETRS89),
- višinsko komponento (EVRS).

### 3.2.1 Horizontalni koordinatni sistem ETRS89

Horizontalno komponento predstavlja realizacija koordinatnega sistema ETRS89 v Sloveniji. Rezultati izmer in obdelav podatkov, ki so potekale v letih 1994, 1995 in 1996 v okviru izmer EUREF (angl. European Reference Frame), so koordinate petih uradnih EUREF-točk in koordinate dodatnih 41 točk v Sloveniji. Torej predstavlja realizacijo horizontalne komponente novega državnega koordinatnega sistema 46 geodetskih točk s koordinatami, določenimi v koordinatnem sistemu ETRS89, veljavnimi za leto 1995, in 55 geodetskih točk, določenih na osnovi GPS-opazovanj v okviru treh EUREF-izmer na območju Slovenije v letih 1994, 1995 in 1996. Geodetska uprava republike Slovenije je nato izvedla zgostitev mreže EUREF-točk do gostote približno  $1 \text{ točka} / 100 \text{ km}^2$ . Z začetkom delovanja GNSS-postaj SIGNAL (Slovenija, G - Geodezija, NA - navigacija, L - lokacija) pa smo dobili sodobno omrežje za vse naloge določanja položaja v prostoru. Referenčna ploskev novega državnega koordinatnega sistema je sedaj rotacijski referenčni elipsoid GRS80, s parametroma: veliko polosjo  $a = 6378137,00 \text{ m}$  in prvo sploščenostjo  $f = 1/298,257222101$  (Stopar et. al., 2007).

### 3.2.2 Višinski državni koordinatni sistem

Uradni višinski sistem Evropske unije je EVRS (angl. European Vertical Reference System), katerega težnostni potencial na višinski referenčni ploskvi je enak težnostnem potencialu referenčnega elipsoida GRS80. V sistemu so višine definirane kot razlika med dejanskim težnostnim potencialom obravnavane točke in potencialom referenčne ploskve EVRS.

Realizacija sistema EVRS je bila izvedena v okviru EVRF2000 (European vertical Reference Frame), katerega izhodišče je v NAP (Normal Amsterdams Peil). Višine točk v EVRF2000 so geopotencialne kote in normalne višine (Stopar, 2007).

### **3.2.2.1 Nivelmanska mreža Slovenije**

Na podlagi analize obstoječe nivelmanske mreže je bilo ugotovljeno, da realizacija novega višinskega sistema iz obstoječih podatkov ni smiselna. Razlog za to so neustrezna oblika nivelmanske mreže Slovenije (zapiranje zank izven območja Slovenije), pomanjkljivi podatki o obstoječi nivelmanski mreži Slovenije in dokaj velike spremembe višin točk na Slovenskem. Tako se lahko na območju Slovenije sodoben in kakovosten višinski sistem vzpostavi le na osnovi novih izmer v nivelmanski in gravimetrični mreži.

### **3.2.2.2 Nov gravimetrični sistem Slovenije**

Realizacijo novega gravimetričnega sistema Slovenije, ki temelji na mednarodnem referenčnem gravimetričnem sistemu IGSN 71 (International Gravity Standardization Network 1971), predstavljajo vrednost težnosti na šestih točkah absolutne gravimetrične mreže 0. reda in 29 točk gravimetrične mreže 1. reda. Stabilizacija točk absolutne gravimetrične mreže je bila izvedena leta 1995, izmera težnosti z absolutnimi gravimetričnimi meritvami pa je bila opravljena leta 1996.

Gravimetrična mreža 1. reda je sestavljena iz 29 relativnih točk in je bila izmerjena konec leta 2006. V izmero so bile vključene tudi točke onstran meja Slovenije (Avstrija in Hrvaška), da bi tako pridobili večjo homogenost naše gravimetrične mreže in navezavo na gravimetrične mreže sosednjih držav. Nova gravimetrična mreža Slovenije predstavlja osnovo za vse nadaljnje gravimetrične izmere na območju Slovenije (Koler et. al., 2007).

### **3.2.3 Nova kartografska projekcija**

Za grafično prikazovanje slovenskega ozemlja na načrtih in kartah v obliki kartografskih projekcij je bila opravljena študija Gauss-Kruegerjeve projekcije, pokončne konformne

Lambertove konusne projekcije in Bonnove psevdokonusne ekvivalentne projekcije. Poleg tega je bila opravljena tudi analiza posledic uporabe novega referenčnega elipsoida GRS80, ki je sestavni del novega horizontalnega koordinatnega sistema. V večini držav, tako tudi v Sloveniji, je zaradi svoje matematične osnove in razširjenosti še vedno referenčna projekcija Gauss-Kruegerjeva projekcija.

### **3.3 Primerjava med starim in novim državnim koordinatnim sistemom**

Geometrijske in fizikalne komponente tvorijo prostorski koordinatni sistem, ki se deli na horizontalni in višinski koordinatni sistem. Definicija geometrijskih in fizikalnih parametrov Zemlje kot planeta je podana v okviru referenčnega elipsoida GRS80. Osnova za definicijo horizontalnega koordinatnega sistema je terestični referenčni sistem. Novi horizontalni koordinatni sistem temelji na skupnem evropskem koordinatnem sistemu ETRS89.

Bistveni razliki med starim in novim slovenskim horizontalnim koordinatnim sistemom sta torej v geometrijskih in fizikalnih parametrih, ki opisujejo Zemljo kot planet (geodetski referenčni sistem), ter v pritrditvi teoretično definirane koordinatnega sistema na Zemljo kot planet, torej v datumskih parametrih (geodetski datum). Referenčna ploskev v starem koordinatnem sistemu je lokalno orientiran Besslov elipsoid iz leta 1841, referenčna ploskev v novem koordinatnem sistemu je elipsoid GRS80, ki je za razliko od Besslovega geocentričen (Stopar et. al., 2007).

#### **3.3.1 Primerjava stare in nove kartografske projekcije**

Nova kartografska projekcija je enaka dosedanji Gauss-Kruegerjevi projekciji, razlika je le v imenu, saj jo zaradi uskladitve z evropsko terminologijo imenujemo prečna ali transverzalna Mercatorjeva projekcija. Kratici, ki jih uporabljamo za staro in novo državno kartografsko projekcijo, sta GK (Gauss-Kruegerjeva projekcija) in TM (transverzalna Mercatorjeva projekcija). Geometrijsko gledano je to projekcija na eliptični valj, ki ga nato razvijemo na ravnino. Os valja je v ravnini ekvatorja. Matematično gledano pa je nova državna



kartografska projekcija enaka dosedanji, razlikujeta se v parametrih, ki izhajajo iz definicije novega referenčnega elipsoida. V spodnji tabeli so prikazani parametri stare in nove državne kartografske projekcije ter horizontalnega koordinatnega sistema.

Preglednica 1: Parametri stare in nove državne kartografske projekcije horizontalnega koordinatnega sistema

<i>Oznaka kartografske projekcije</i>	<i>GK – Gauss-Kruegerjeva projekcija</i>	<i>TM – prečna Mercatorjeva projekcija</i>
<i>Oznaka horizontalnega k. s.</i>	<i>D48/GK</i>	<i>D96/TM</i>
<i>Številka cone</i>	<i>5</i>	<i>5</i>
<i>Širina cone (w)</i>	<i>3°15'</i>	<i>3°15'</i>
<i>Geografska dolžina srednjega meridiana cone (<math>\lambda_0</math>)</i>	<i>15°</i>	<i>15°</i>
<i>Geografska širina izhodiščne paralele (<math>\varphi_0</math>)</i>	<i>0°</i>	<i>0°</i>
<i>Linijsko merilo na srednjem meridianu (<math>m_0</math>)</i>	<i>0,9999</i>	<i>0,9999</i>
<i>Navidezni pomik proti severu</i>	<i>-5.000.000 m</i>	<i>-5.000.000 m</i>
<i>Navidezni pomik proti vzhodu</i>	<i>500.000 m</i>	<i>500.000 m</i>

### 3.3.2 Primerjava starega in novega horizontalnega koordinatnega sistema

Državni koordinatni sistem lahko označujemo tudi s karticami geodetskega datuma in kartografske projekcije. Tako se stari državni horizontalni koordinatni sistem označi kot D48/GK (geodetski datum 1948, Gauss-Kruegerjeva projekcija), novi državni horizontalni sistem pa z D96/TM (geodetski datum 1996, transverzalna Mercatorjeva projekcija).

Izhodišče starega in novega državnega horizontalnega sistema je potekalo skozi presečišče dotikalnega meridiana in ekvatorja:

- x-os v starem koordinatnem sistemu oziroma N-os v novem koordinatnem sistemu predstavlja projekcijo srednjega meridiana cone in je usmerjena proti severu,
- y-os v starem koordinatnem sistemu oziroma E-os v novem koordinatnem sistemu pa predstavlja projekcijo ekvatorja in je usmerjena proti vzhodu.

## 4 METODE IZMERE

Za določitev horizontalnih koordinat uporabimo:

GNSS-metoda izmere: Globalni Navigacijski Satelitski Sistemi (GNSS) so sistemi za določevanje položaja poljubne točke na Zemlji na podlagi opazovanih razdalj do umetnih zemeljskih satelitov. Trenutno je na svetu na razpolago več navigacijskih sistemov, med katerimi je najbolj znan GPS. Obstajajo še evropski Galileo, ruski Glonass in kitajski Beidou. Natančnost določitve položaja v sistemih GNSS je odvisna od uporabljenega sprejemnika, metode izmere in obdelave podatkov opazovanj.

Terestično metoda izmere: sem spadajo metode triangulacije, trilateracije, trigonometrično višinomerstvo in geometrični nivelman. Te metode omogočajo razvijanje geodetskih mrež z merjenjem horizontalnih kotov, dolžin, zenitnih razdalj in višinskih razlik z uporabo klasičnih geodetskih instrumentov, kot so teodolit, nivelir in elektronski razdaljemer.

Kombinirano metoda izmere: v praksi se zaradi učinkovitosti najpogosteje uporablja kombinacija satelitske in klasične geodezije.

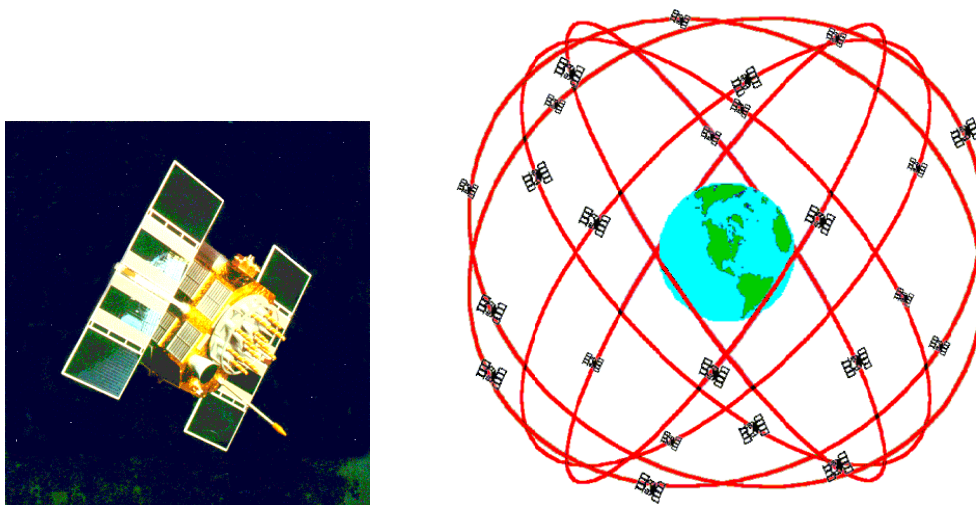
### 4.1 Zajem podatkov z GNSS - GPS

Lastnik sistema GPS so Združene države Amerike, upravlja pa ga ameriško obrambno ministrstvo. Poleg osnovne vojaške uporabe se GPS uporablja tudi za civilne namene. Sistem sestavljajo (Stopar et al., 2006):

- a) **vesoljski segment GPS** (navigacijski sateliti)
- b) **kontrolni segment,**
- c) **uporabniški segment.**

### *a) VESOLJSKI SEGMENT*

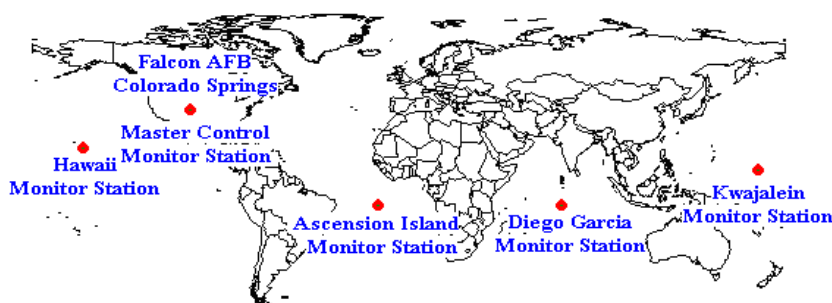
Osnova vesoljskega segmenta je sistem navigacijskih satelitov (Slika 2), ki okrog Zemlje krožijo na višini 20.200 km in oddajajo signale z informacijami, ki nam omogočajo določitev položaja točke na Zemlji. Sateliti, označeni z oznakami od A do F, se nahajajo na šestih ravninah, nagnjenih proti ravnini ekvatorja za  $55^\circ$ . Štirje sateliti na vsaki ravnini, zaradi optimalne pokritosti Zemlje, po ravninah niso povsem enakomerno razporejeni (Stopar et al., 2006).



Slika 4: Nominalna GPS-konstelacija 24 satelitov v 6 ravninah

### *b) KONTROLNI SEGMENT*

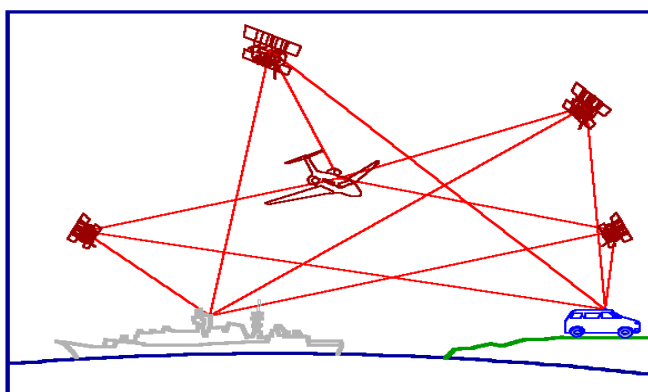
Njegova glavna naloga je nadzor delovanja, odpravljanja nastalih težav posameznih satelitov in celotnega sistema, na podlagi sprejemanja signalov GPS-satelitov, določanja parametrov tirnic GPS-satelitov, ugotavljanja urinega teka satelitovih ur in periodičnega obnavljanja navigacijskega sporočila. Del navigacijskega sporočila GPS-signala so tudi efemeride (angl. broadcast ephemeris), ki podajajo informacije o tirnici GPS-satelita. Glavna kontrolna postaja (Colorado Springs ZDA) lahko komunicira s sateliti in ves čas spremlja njihovo delovanje, posreduje parametre o njihovih tirnicah ter skrbi za sinhronizacijo njihovih ur.



Slika 5: Sistem kontrolnih GPS-postaj

### c) UPORABNIŠKI SEGMENT

Sestavljajo ga uporabniki GPS-sistema (Slika 3), ki opazujejo, shranjujejo in obdelujejo sprejeti satelitski signal za izračunavanje položaja na Zemlji (Stopar at al., 2006).



Slika 6: Sestava uporabniškega segmenta

#### 4.1.1 Tipi GPS-opazovanj

Osnova za določitev položaja točk z GPS-opazovanji temelji na merjenju razdalj od točk z znanimi položaji do novih točk. Zato lahko delovanje GPS-a primerjamo s trilateracijo. Pri GPS-u so točke z znanimi položaji sateliti, razdalje med GPS-sateliti in sprejemniki pa so izmerjene s pomočjo signalov, oddanih z GPS-satelitov. Pot signala med GPS-satelitom in GPS-sprejemnikom se računa iz časovnega intervala med trenutkom oddaje signala s satelita in trenutkom sprejema signala v GPS-sprejemniku ali pa razdaljo med oddajnikom in sprejemnikom določimo na osnovi hitrosti potovanja signala. Tako ločimo kodna in fazna opazovanja (Stopar at al., 2006).

#### **4.1.1.1 Kodna opazovanja**

Računanje časovnega zamika bazira na korelaciji s satelita oddane in sprejemnikom sprejete kode ter kode, generirane v GPS-sprejemniku. Ti kodi sta popolnoma enaki, vendar nista generirani v istem trenutku. Eno vzpostavlja GPS-satelit, drugo pa GPS-sprejemnik. Ko GPS-sprejemnik sprejme s satelita oddano kodo, sta kodi časovno zamaknjeni za čas potovanja kode od satelita do sprejemnika. V idealnih razmerah (brez vpliva atmosfere, pogreškov satelitovih tirnic, pogreškov satelitove in sprejemnikove ure, šuma sprejemnika, ...) bi bil časovni zamik med kodama enak časovnemu intervalu, potrebnemu za pot signala med satelitom in sprejemnikom. Avtokorelacija kode imenujemo časovno usklajevanje dveh enakih kod, ki sta zamaknjeni v času prve kode, oddane s satelita, in druge kode, generirane v GPS-sprejemniku. S kodnim opazovanjem dosežemo natančnost določitve položaja 2 do 3 m natančno, kar za geodezijo ni primerna natančnost (Stopar et al., 2006).

#### **4.1.1.2 Fazna opazovanja**

Za potrebe geodezije so fazna opazovanja primernejša od kodnih opazovanj. Za obravnavo je faza nosilnega valovanja sicer težavnejša kot koda, vendar sta si v osnovi podobni. Za izmero faze valovanja potrebujemo valovanji, ki imata enake frekvence. Ker se satelit glede na sprejemnik giblje, pa sprejeto in v sprejemniku generirano valovanje nimata enake frekvence. Če se satelit približuje sprejemniku, bo sprejemnik s satelita sprejel valovanje višje frekvence od oddane, v obratnem primeru pa bo sprejemnik sprejel valovanje nižje frekvence od oddane.

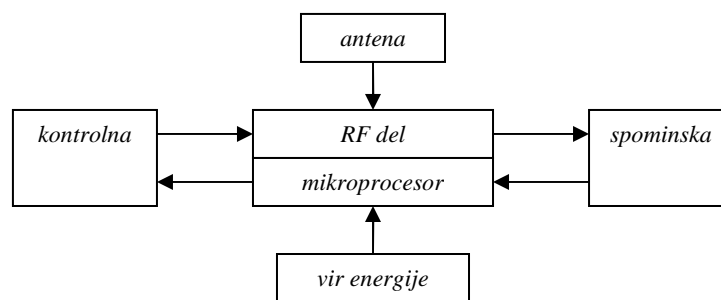
Izmera faze nosilnega valovanja se lahko izvede samo na sestavljenem valovanju (beat valovanje), ki je vzpostavljeno, ko se sestavita valovanje, sprejeto s satelita, in valovanje generirano v sprejemniku. Izmerjena vrednost faze je razlika med sestavljenim valovanjem in v sprejemniku generiranim valovanjem enake frekvence.

Sprejemnik lahko fazo izmeri z natančnostjo do 2 mm v dolžinskem smislu, zato so za potrebe geodezije fazna opazovanja primerna.

### 4.1.2 Zgradba GPS-sprejemnika

Zunanji videz GPS-sprejemnika se lahko precej razlikuje glede na svoj namen, vendar pa imajo vsi sprejemniki enake dele (Stopar et al., 2006):

- antena,
- radio-frekvenčni del (RF-del),
- mikroprocesor,
- kontrolna enota,
- zaslon in tipkovnica,
- spominska enota in
- vir energije.



Slika 7: Zgradba GPS-sprejemnika

V GPS-sprejemniku oziroma ohišju so zbrane vse komponente. Antena je včasih ločena od ohišja sprejemnika. Takšni GPS-sprejemniki vsebujejo enote za sprejem in obdelavo signala. Dosegljiva natančnost določitve položaja na osnovi GPS-opazovanj je najpogostejši kriterij za izbiro sprejemnika.

Antena sprejme s satelita oddan signal, ga ojača in pošlje v RF-del. Antena je lahko enofrekvenčna ali dvofrekvenčna, to pomeni, da je sposobna sprejemati signal na enem valovanju (L1) ali na obeh valovanjih (L1 in L2).

Mikroprocesor nadzira delovanje sprejemnika in omogoča navigacijo s sprejemnikom v času opazovanj na osnovi opazovanih razdalj. Namen pomnilnika je shranjevanje opazovanih podatkov in navigacijskih sporočil za nadaljnjo obdelavo.

### **4.1.3 Vrste metod GPS-izmere**

V geodeziji uporabljamo več metod GPS-izmere, ki jih delimo glede na način izvedbe meritev. Po eni izmed metod je sprejemnik ves čas izmere lociran na istem mestu (miruje), po drugi pa se točke določajo tako, da se sprejemnik giblje po določenem območju. Torej v osnovi poznamo samo dve metodi, ki ju imenujemo statična in kinematična metoda GPS-izmere, vendar so se sčasoma razvile nekatere nove metode izmere, ki pa so po svojih značilnostih podobne eni ali drugi osnovni metodi (Stopar et al., 2006).

#### **4.1.3.1 Statična GPS-izmera**

Osnovna metoda za določanje relativnega položaja je statična GPS-izmera. Opazovanja po navadi trajajo od 30 do 120 minut ter temeljijo na pridobitvi velikega števila opazovanj in spremembi geometrijske razporeditve satelitov v času opazovanj. S to metodo lahko določimo položaj točke z relativno natančnostjo dolžine med točkami do  $1 \text{ mm} + 0.5 \text{ mm/km}$  za razdalje do 20 km in več (Stopar et al., 2006).

#### **4.1.3.2 Kinematična metoda GPS-izmere**

Za potrebe geodezije je osnovna kinematična metoda GPS-izmere redko uporabna, bolj primerna je Stop-and-Go metoda, kjer izvajamo opazovanja tako, da se na opazovanih točkah zaustavimo za nekaj sekund do nekaj minut. Zanesljiv algoritem za določitev neznanega začetnega števila celih valov je temelj metode. Ob tem mora biti zagotovljen neprekinjen sprejem signala najmanj štirih satelitov, medtem ko se premikamo med točkami. Takšni rezultati izmere so zaradi kratkotrajnih opazovanj na posamezni točki lahko obremenjeni s sistematičnimi vplivi z izvorom v okolici GPS-sprejemnika (Stopar et al., 2006).

### **4.1.3.3 Ponovna izmera**

Pri ponovni izmeri, imenovani tudi psevdo-statična oz. psevdo-kinematična metoda izmere, opazujemo posamezno točko dvakrat v presledku 1 do 2 ur. Opazovanja trajajo od 5 do 10 minut. Metoda bazira na spremembi geometrijske razporeditve GPS-satelitov v času med dvema izmerama iste točke. Tako lahko dosežemo natančnost, ki je primerljiva z natančnostjo pri statični metodi (Stopar et al., 2006).

### **4.1.3.4 Hitra statična metoda GPS-izmere**

Ta metoda se je pojavila z razvojem algoritmov za učinkovito določitev neznanega začetnega števila celih valov in je v vseh bistvenih lastnostih enaka statični metodi izmere. Proizvajalci GPS-opreme jo imenujejo tudi Rapid Static in Fast Static. Določitev začetnih neznanih vrednosti celih valov je najučinkovitejša ob sprejemu signalov petih ali več satelitov (Stopar et al., 2006).

### **4.1.3.5 RTK (ang. Real Time Kinematic) metoda GPS-izmere**

Metoda je uporabna za zelo različne geodetske naloge od inženirske geodezije do detajlne geodetske izmere. Njena prednost pred drugimi metodami je, da z njo pridobimo informacije o količini in kvaliteti opazovanj že med samo izmero.

Gre za metodo, ki je v svoji osnovi kinematična, vendar je lahko tudi Stop-and-Go metoda ali kombinacija kinematične in hitre statične metode GPS-izmere. Poleg ustrezne programske opreme za obdelavo opazovanj referenčnega in premičnega GPS-sprejemnika potrebuje RTK-GPS tudi radijsko povezavo med premičnim in referenčnim GPS-sprejemnikom.

V spodnji preglednici so opisane značilnosti posamezne metode geodetske GPS-izmere.

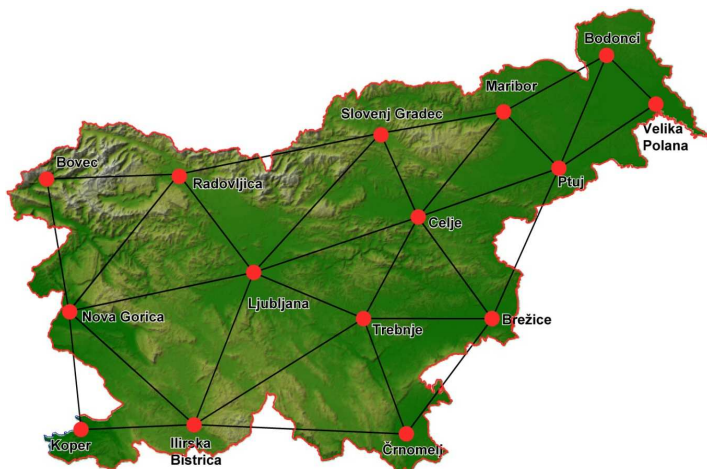


Preglednica 2: Osnovne značilnosti posameznih metod geodetske GPS-izmere

<i>Metoda izmere</i>	<i>Relativna točnost</i>	<i>Čas opazovanj</i>	<i>Slabosti</i>	<i>Prednosti</i>
<i>Statična</i>	<i>0,1 ppm – 10 ppm</i>	<i>1 – 4 ure</i>	<i>Počasna</i>	<i>Visoka točnost</i>
<i>Hitra statična</i>	<i>1 ppm – 10 ppm</i>	<i>5 min do 20 min</i>	<i>Potrebujemo prefinjen hardver in softver</i>	<i>Hitra in visoka točnost</i>
<i>Kinematična</i>	<i>1,5 ppm – 10 ppm</i>	<i>1 min do 2 min</i>	<i>Neprekinjen sprejem signala najmanj 4 satelitov</i>	<i>Hitra</i>
<i>RTK Stop-and-Go</i>	<i>1 ppm – 10 ppm</i>	<i>Skoraj Real Time</i>	<i>Neprekinjen sprejem signala 4 ali več satelitov ali ponovna inicializacija</i>	<i>Visoka točnost določitve položaja premičnega objekta</i>

#### 4.1.4 Omrežje SIGNAL

Omrežje SIGNAL je del temeljne državne geoinformacijske infrastrukture za določanje položaja s sodobno satelitsko tehnologijo GPS povsod na ozemlju Slovenije. Začelo se je vzpostavljati leta 2000 in je bilo dokončno zgrajeno leta 2006. Omrežje je sestavljeno iz 15 stalno delujočih permanentnih postaj GPS (Bodonci, Bovec, Brežice, Celje, Črnomelj, Ilirska Bistrica, Koper, Ljubljana, Maribor, Nova Gorica, Ptuj, Radovljica, Slovenj Gradec, Trebnje in Velika Polana), ki so enakomerno razporejene po celotni državi, ter iz nadzorno-distribucijskega centra Službe za GPS na Geodetskem inštitutu Slovenije, ki omrežje tehnično upravlja. Permanentna postaja je sestavljena iz sprejemnika, GPS-antene in komunikacijskih naprav. V centru Službe za GPS se nahaja strežniška oprema z domačo stranjo omrežja (gl. [www.gu-signal.si](http://www.gu-signal.si)) in s programom za nadzor omrežja, izračun in posredovanje popravkov položaja v realnem času ter za naknadno obdelavo. Ljubljanska permanentna postaja je vključena v evropsko mrežo permanentnih postaj EPN (Europena Permanent Network) (Radovan, 2007).



Slika 8: Omrežje SIGNAL



Slika 9: Antena GPS in omarica s sprejemnikom

Organizacija Službe za GPS je sestavljena iz ([www.gu-signal.si](http://www.gu-signal.si), 30. 8. 2009):

- operativnega centra, ki skrbi za nemoteno delovanje GPS-postaj v omrežju SIGNAL in administracijo omrežja,
- analitičnega centra, ki skrbi za pridobivanje podatkov stalnih GPS-postaj, izvaja analize delovanja omrežja in kakovosti opazovanj ter skrbi za izračunavanje položajev GPS-postaj v ETRS89/TM,

- podatkovnega centra, ki skrbi za distribucijo podatkov uporabnikom, arhiviranje podatkov, vodenje dokumentacije o omrežju ter informira in nudi strokovno podporo uporabnikom.

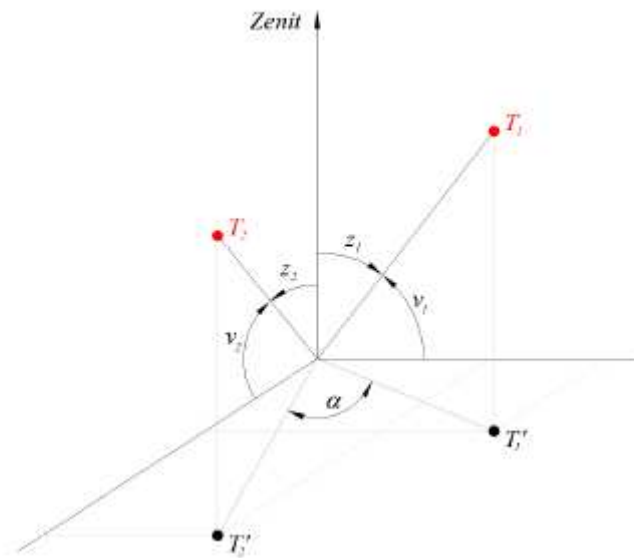
#### **4.1.4.1 Osnovni princip delovanja omrežja SIGNAL**

Uporabnik lahko, brez uporabe permanentnih postaj, določi položaj z lastnim prenosnim sprejemnikom GPS do 10 m natančno, ker so satelitski signali obremenjeni s številnimi vplivi. Permanentna postaja lahko iz prejetih satelitskih signalov določi lastni položaj, ga primerja z znanim, ki je vnaprej zelo natančno geodetsko določen, in tako dobi diferencialne popravke izmerjenih razdalj med satelitom in sprejemnikom. Če uporabnik uporabi popravke ene same permanentne postaje, potem lahko določi svoj položaj v radiju 20 km okrog postaje z nekaj centimetrovsko natančnostjo. Če pa se naveže na omrežje permanentnih postaj SIGNAL, kjer se popravki opazovanj izračunavajo iz več postaj hkrati ter modelirajo vplivi na opazovanja, lahko centimetrovsko natančnost doseže na celotnem območju omrežja. Celotna pot podatkov od sprejema v omrežje SIGNAL do uporabnika traja manj kot 0,2 sekunde, zato lahko uporabnik natančen položaj pridobi praktično v realnem času, tudi če se giblje (Radovan, 2007).

## **4.2 Klasična terestična izmera**

V geodeziji položaj točk najpogosteje določimo posredno z merjenjem različnih količin, med katerimi prevladujeta merjenje kotov in dolžin. Kot je del ravnine, omejujeta ga dva poltraka z istim izhodiščem, ki ga imenujemo vrh kota. Prostorski kot v 3D-prostoru v naravi razstavimo na:

- *horizontalni kot*  $\alpha$ , ki je sestavljen iz projekcije krakov prostorskega kota na horizontalno ravnino in je pozitiven ter zavzema vrednost  $0^\circ < \alpha < 360^\circ$  in
- *zenitno razdaljo*  $z$ , ki je kot, ki ga oklepa krak prostorskega kota z vertikalo skozi vrh kota in zavzema vrednost  $0^\circ < z < 180^\circ$ . Komplement zenitni razdalji je vertikalni kot  $v = 90^\circ - z$ . To je kot, ki ga oklepa krak prostorskega kota in projekcija tega kraka na horizontalno ravnino, in zavzema vrednosti  $-90^\circ < v < 90^\circ$ .



Slika 10: Prikaz kota v prostoru

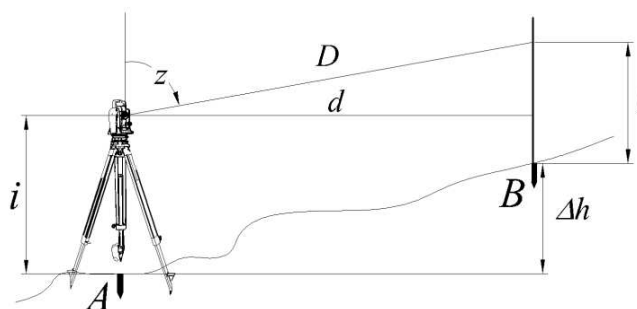
Pri višinski izmeri terena določamo višinske razlike med točkami (relativne višine) in absolutne višine posameznih točk. Vertikalno oddaljenost točke od nivojske ploskve, ki je določena s srednjo gladino morja, imenujemo nadmorska višina ali absolutna višina točke. V praksi absolutno višino točk določamo na podlagi merjene višinske razlike. Poznamo naslednje metode višinomerstva (Berdajs, Ulbl, 2010):

- Barometrično višinomerstvo

Višinska razlika se določi na podlagi razlike v zračnem tlaku, ki se spreminja z višino. Za to se uporablja živosrebrni barometer ali kovinski aneroid. Zaradi dosegljive natančnosti ( $\pm 1-10\text{m}$ ) je ta metoda v geodeziji neprimerna.

- Trigonometrično višinomerstvo

Višinska razlika med točkama se določi na osnovi merjene zenitne razdalje  $z$  in poznane horizontalne  $d$  ali merjene poševne dolžine  $D$ . Ta metoda je nenadomestljiva pri določevanju višin nedostopnih točk in v kombinaciji z geometričnim nivelmanom pri prenosu višin na večje oddaljenosti.



Slika 11: Trigonometrično višinoerstvo

- Niveliranje

Višinska razlika se določi s pomočjo horizontalne vizure, ki nam jo določa nivelir, in njenega vertikalnega odmika od točk, ki ga določimo s pomočjo vertikalno postavljene late. Z niveliranjem dobimo najbolj natančne rezultate izmed vseh metod višinoerstva. Pri tehničnih niveliranjih je natančnost od  $\pm 5$  do  $\pm 8$  mm na 1 km, pri preciznih niveliranjih pa  $\pm 1$  do  $\pm 2$  mm na 1 km. S preciznimi nivelirji in invar latami lahko dosežemo natančnost  $\pm 0,2$  do  $\pm 0,5$  mm na 1 km.

Metoda trigonometričnega višinoerstva je pogojena tudi z merjenjem dolžin. V praksi se danes uporabljajo predvsem elektronske meritve razdalj, občasno razdalje merimo tudi mehansko (merski trak), optične metode merjenja razdalj pa zaradi velikih vplivov atmosferskih pogojev na rezultate meritev ne uporabljajo. Za merjenje dolžin se uporablja elektronski tahimeter, ki vsebuje elektronski razdaljemer.

### 4.2.1 Teodolit

Instrument za merjenje horizontalnih in vertikalnih kotov imenujemo teodolit. Danes se uporablja elektronski tahimeter, ki poleg elektronskega teodolita vsebuje tudi elektronski razdaljemer. Teodolit je sestavljen iz dveh glavnih sestavnih delov (Berdajs, Uibl, 2010):

a) Spodnji del:

- podnožje s tremi vznožnimi vijaki za horizontiranje;
- horizontalni krog ali limb, na katerega je sourno nameščena kotna razdelba ( $0^{\circ}$ - $360^{\circ}$  ali 0-400 grad);

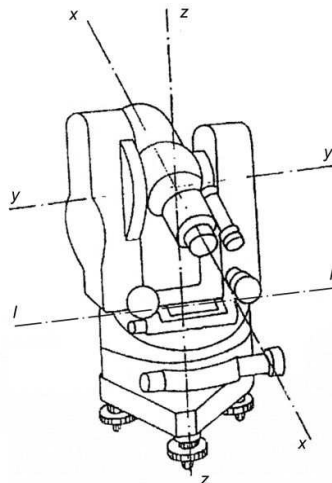
b) Zgornji del:

- alhidada z dozno libelo in s cevno libelo, ki nosi na sebi ves zgornji del teodolita;
- nosilec daljnogleda, ki je pritrjen na alhidadi;
- nosilna os daljnogleda, ki se imenuje tudi horizontalna os;
- daljnogled, ki se lahko vrti okrog horizontalne osi ter skupaj z alhidado tudi okrog vertikalne osi (I in II krožna lega);
- vertikalni krog s kotno razdelbo za merjenje vertikalnih kotov  $v$  oziroma zenitnih razdalj  $z$ . Pritrjen je na eni strani horizontalne osi in se vrti skupaj z nagibanjem daljnogleda.

### 4.2.1.1 Osi teodolita

Skozi teodolit potekajo tri osi:

- vertikalna ali vrtilna os alhidade (os  $z$ ),
- horizontalna ali vrtilna os daljnogleda (os  $y$ ),
- vizura ali kolimacijska os (os  $x$ ).
- Pomembna je tudi os alhidadne libele – os  $l$ .



Slika 12: Osi teodolita

Osi teodolita so namišljene linije. Pri merjenju horizontalnih in vertikalnih kotov morajo med seboj izpolnjevati določene pogoje, v nasprotnem primeru govorimo o pogrešku teodolita.

Teodolit brez pogreškov izpolnjuje naslednje pogoje (Berdajs, Ulbl, 2010):

- oz  $z$  mora biti vertikalna, v nasprotnem primeru ima teodolit pogrešek alhidadne libele;
- os  $y$  mora biti pravokotna na os  $z$  (torej horizontalna), v nasprotnem primeru ima teodolit pogrešek horizontalnosti osi  $y$ ;
- os  $x$  mora biti pravokotna na os  $y$ , v nasprotnem primeru ima teodolit kolimacijski pogrešek;
- os  $z$  mora potekati skozi središče razdelbe horizontalnega kroga, v nasprotnem primeru nastopi pogrešek ekscentričnost vertikalnega kroga;
- osi  $x$ ,  $y$  in  $z$  se morajo sekati v isti točki, v nasprotnem primeru nastopi pogrešek ekscentričnosti vizure;
- pri horizontalni vizuri mora biti odčitek pri naravnani zavarovalni libeli na vertikalnem krogu  $0^\circ$  (če ima teodolit razdelbo za vertikalni kot) oz.  $90^\circ$  (če ima teodolit razdelbo za zenitno razdaljo), v nasprotnem primeru ima teodolit indeksni pogrešek.

Najpomembnejši pogoj, ki ga morajo teodoliti izpolnjevati, je vertikalnost osi  $z$ . Druge pogreške je mogoče odpraviti z izbiro ustrezne metode meritve horizontalnih in vertikalnih kotov. Vsak teodolit naj bi pred prvo uporabo ali med daljšo uporabo preizkusili in rektificirali. Pogreške preizkušamo in odpravimo glede na štiri pogoje (Berdajs, Ulbl, 2010):

- **pogrešek alhidadne libele.** Pri postavljenem teodolitu zavrtimo alhidado tako, da je cevna libela v vzporednem položaju z dvema vznožnima vijakoma, s katerima naravnamo mehurček libele, da vrhuni. Nato obrnemo alhidado za  $90^\circ$  v smer tretjega vznožnega vijaka in z njim libelo ponovno vrhunimo. Alhidado nato obrnemo za  $180^\circ$ , pri čemer je libela spet usmerjena v smeri tretjega vznožnega vijaka. Če mehurček vrhuni, je os  $z$  vertikalna oziroma je os alhidadne libele  $l$  pravokotna na os  $z$ . Če mehurček ne vrhuni, odpravimo polovico pretega mehurčka s korekcijskim vijakom libele, drugo polovico pa s tretjim vznožnim vijakom. Po rektifikaciji teodolita mora mehurček vrhuniti v poljubnem položaju alhidade.

- **kolimacijski pogrešek  $c$ .** Naviziramo dobro vidno točko, ki naj bi bila oddaljena vsaj 100 m in na približno isti višini kot teodolit, najprej v I. in nato v II. krožni legi, ter odčitamo odčitek na horizontalnem krogu. Odčitka se morata razlikovati za  $180^\circ$ , sicer je meritev pogrešena z dvojnimi kolimacijskim pogreškom. Ta pogrešek odpravimo z merjenjem v obeh krožnih legah, kot rezultat pa vzamemo povprečno vrednost odčitkov v prvi in drugi krožni legi, zmanjšani za  $180^\circ$ .

$$c = \frac{(II \pm 180^\circ) - I}{2} \quad (22)$$

- **Pogrešek horizontalnosti osi  $y$ .** Teodolit postavimo pred visoko stavbo na oddaljenosti približno 50 m. Izberemo si točko na vrhu stavbe in jo naviziramo v I. krožni legi. Pri fiksirani alhidadi zavrtimo daljnogled v horizontalni položaj in označimo navizirano mesto na stavbi. Nato isto točko na vrhu stavbe naviziramo še v II. krožni legi in ponovimo postopek. Če točki na stavbi ne sovpadata, ima teodolit pogrešek horizontalnosti osi  $y$ . To napako je treba odpraviti na servisu. Na terenu jo odpravimo z merjenjem v obeh krožnih legah.
- **Indeksni pogrešek  $i$ .** Dobro definirano točko naviziramo v obeh krožnih legah in odčitamo oba odčitka. Vsota odčitkov mora biti  $360^\circ$ . Pogrešek se odpravi z merjenjem v obeh krožnih legah.

$$i = \frac{z_I + z_{II} - 360^\circ}{2} \quad (23)$$

#### 4.2.1.2 Vrste teodolitov

Teodolite ločimo glede na različne načine. Glede na natančnost merjenja kotov jih ločimo na (Berdajs, Ulbl, 2010):

- a) gradbene teodolite: najmanjša enota čitanja na krogu znaša  $30''$  (najmanjša natančnost). Uporabljajo se za zakoličenje gradbenih objektov in za enostavno izmero.
- b) inženirske teodolite: najmanjša enota čitanja na krogu znaša  $3''$ . Uporabljajo se za zakoličenje večjih objektov.



- c) precizne teodolite: najmanjša enota čitanja na krogu znaša 1". Uporabljajo se za geodetske mreže višjih redov, za natančna zakoličenja ter za merjenje deformacij in premikov.
- d) astronomske teodolite: najmanjša enota čitanja na krogu znaša 0,1". Uporabljajo se za merjenja v osnovni geodetski mreži in za astronomska merjenja.

Gradbeni in inženirski teodoliti spadajo med navadne, precizni in astronomski pa med sekundne teodolite.

Glede na način čitanja odčitkov na horizontalnem in vertikalnem krogu delimo teodolite na:

- optične teodolite (odčitek čitamo v posebej za to nameščenim okularju za čitanje odčitkov na teodolitu) in
- elektronske teodolite (odčitek čitamo na ekranu).

#### **4.2.2 Merjenje horizontalnih in vertikalnih kotov**

Horizontalne kote in smeri lahko merimo po različnih metodah. Izbira metode je odvisna od natančnosti merjenja kotov. Horizontalne kote merimo po (Kogoj, Stopar, 2009):

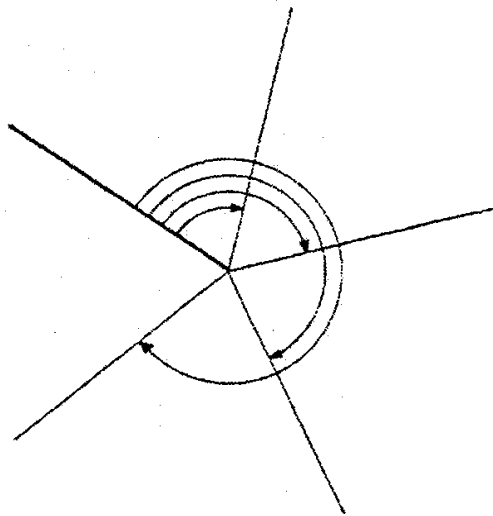
- Girusni metodi
- Schreiberjevi metodi
- metodi zapiranja horizonta
- sektorski ali švicarski metodi.

Girusna metoda je v praksi najpogosteje uporabljena metoda za merjenje horizontalnih kotov. Pri njej merimo istočasno več horizontalnih kotov, ki imajo skupno teme. Za klasične teodolite je treba pred vsakim girusom izvesti zamik limba, da lahko kontroliramo pogrešek razdelbe limba.

$$\delta = \frac{180^\circ}{n} \tag{24}$$

$n$  ..... število girusov

Danes ob uporabi elektronskih teodolitov to ni več potrebno. Meritve izvajamo v obeh krožnih legah, in sicer tako, da najprej naviziramo v I. krožni legi začetno smer, ki mora biti najbolj stabilna, oddaljena in osvetljena točka. Zgornji del teodolita vrtimo v pozitivni smeri (v smeri urinega kazalca), naviziramo naslednjo točko in tako vse do zadnje točke. Nato zvrnemo daljnogled v II. krožno lego in opazujemo smeri v negativni smeri proti začetni smeri.



Slika 13: Girusna metoda merjenja horizontalnih kotov

#### POMANJKLJIVOSTI METODE:

- ves girus moramo izmeriti v celoti
- merjenje girusa moramo opraviti v čim krajšem času zaradi stabilnosti instrumenta (temperaturne spremembe, ...)
- med merjenjem pazimo, da instrumenta ne premaknemo
- med merjenjem girusa ne smemo popravljati libel, če ugotovimo, da je kaj narobe, lahko popravimo po merjenju girusa
- rezultati predstavljajo reducirane smeri, ki so mersko odvisne količine

Vertikalne kote oz. zenitne razdalje merimo navadno v treh ponovitvah. Tri vrednosti  $z$  oz.  $v$  dobimo:

- s trikratnim viziranjem na horizontalno srednjo nit nitnega križa v obeh krožnih legah (novejši instrumenti)
- z viziranjem na vse tri horizontalne niti nitnega križa (zgornjo, srednjo, spodnjo) v obeh krožnih legah (starejši instrumenti).

Danes so horizontalni in vertikalni koti najpogosteje merjeni istočasno.

#### 4.2.2.1 Izračun girusov in ocena natančnosti – horizontalna smer

Horizontalna opazovana smer je označena kot  $x_{j,k,I}$  ali  $x_{j,k,II}$ , pri čemer je  $j$  število girusa,  $k$  število opazovanih točk,  $I$  in  $II$  pa prva oz. druga krožna lega (ISO 17123-3, 2001).

Najprej se izračuna aritmetična sredina opazovanih horizontalnih smeri v obeh krožnih legah:

$$x_{j,k} = \frac{x_{j,k,I} + x_{j,k,II} \pm 180^\circ}{2}; \left( x_{j,k} = \frac{x_{j,k,I} + x_{j,k,II} \pm 200gon}{2} \right); j = 1,2,3 \text{ in } k = 1,2,3 \quad (24)$$

Nato se opazovane horizontalne smeri reducira na začetno opazovano smer:

$$x'_{j,k} = x_{j,k} - x_{j,1}; j = 1,2,3 \text{ in } k = 1,2,3 \quad (25)$$

Aritmetična sredina opazovanih smeri vseh treh girusov:

$$\bar{x}_k = \frac{x'_{1,k} + x'_{2,k} + x'_{3,k}}{3}; k = 1,2,3 \quad (26)$$

Razlika med aritmetično sredino in opazovanimi horizontalnimi smermi:

$$d_{j,k} = \bar{x}_k - x'_{j,k}; j = 1,2,3 \text{ in } k = 1,2,3 \quad (27)$$

Za vsak girus se izračuna aritmetično sredino posameznih prej izračunanih razlik ( $d_{j,k}$ ):

$$\bar{d}_j = \frac{d_{j,1} + d_{j,2} + d_{j,3}}{3}; j = 1,2,3 \quad (28)$$

Izračun odstopanj za vsak posamezni girus:

$$r_{j,k} = d_{j,k} - \bar{d}_j \quad ; \quad j = 1,2,3 \text{ in } k = 1,2,3 \quad (29)$$

Vsak posamezni girus mora zadoščati naslednjemu pogoju (razen če med postopkom ni bilo napak):

$$\sum_{k=1}^3 r_{j,k} = 0 \quad ; \quad j = 1,2,3 \quad (30)$$

Vsota kvadratov odstopanja ( $r_{j,k}$ ) za i-to serijo je:

$$\sum r_i^2 = \sum_{j=1}^3 \sum_{k=1}^3 r_{j,k}^2 \quad (31)$$

Za 3 giruse, v katerih smo opazovali  $t = 3$  točke, je število prostostnih stopenj:

$$\nu = (j-1) \times (k-1) = (3-1) \times (3-1) = 2 \times 2 = 4 \quad (32)$$

Empirična standardna deviacija  $s_i$  smeri  $x_{j,k}$ , ki je bila opazovana v enem girusu in v obeh krožnih legah za i-to serijo:

$$s_i = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{\nu_i}} = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{4}} \quad (33)$$

Empirična standardna deviacija  $s$  opazovanih horizontalnih smeri v enem girusu in v obeh krožnih legah, izračunana iz vseh treh girusov pri izračunanem številu prostorskih stopenj:

$$\nu = 3 \times \nu_i = 12 \quad (34)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^3 \sum r_i^2}{\nu}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^3 \sum r_i^2}{12}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^3 s_i^2}{3}} \quad (35)$$

Za izravnavo se uporablja smer, ki je aritmetična sredina vseh treh girusov. Rezultati opazovanj in izračun girusov so podani v prilogi.

#### 4.2.2.2 Izračun girusov in ocena natančnosti – vertikalni kot

Merjene vrednosti se izravnavajo po metodi najmanjših kvadratov. V vsaki i-ti seriji meritev je vertikalni kot označen kot  $x_{j,k,I}$  ali  $x_{j,k,II}$  pri čemer je j število girusa, k število opazovanih točk, I in II pa prva oz. druga krožna lega.

Najprej se izračuna aritmetična sredina opazovanih vertikalnih kotov v obeh krožnih legah (ISO 17123-3, 2001):

$$x'_{j,k} = \frac{x_{j,k,I} + x_{j,k,II} \pm 360^\circ}{2}; \left( x_{j,k} = \frac{x_{j,k,I} + x_{j,k,II} \pm 400gon}{2} \right); j = 1,2,3 \text{ in } k = 1,2,3 \quad (36)$$

Te vrednosti so brez vpliva indeksnega pogreška  $\delta_i$ . Indeksni pogrešek naj bo izračunan za vsako serijo meritev posebej.

$$\delta_i = \frac{1}{n \cdot t} \sum_{j=1}^3 \sum_{k=1}^3 \frac{x_{j,k,I} + x_{j,k,II} - 360^\circ}{2} = \left( \frac{1}{n \cdot t} \sum_{j=1}^3 \sum_{k=1}^3 \frac{x_{j,k,I} + x_{j,k,II} - 400gon}{2} \right) \quad (37)$$

$$\delta = \frac{\sum_{i=1}^3 \delta_i}{3} \quad (38)$$

Izračunane aritmetične vrednosti iz posameznih ponovitev:

$$\bar{x}_k = \frac{x'_{1,k} + x'_{2,k} + x'_{3,k}}{3}; k = 1,2,3 \quad (39)$$

Takšna vrednost se nato uporabi tudi v izravnavi. Odstopanje od aritmetične sredine:

$$r_{j,k} = x'_{j,k} - \bar{x}_k; j = 1,2,3 \text{ in } k = 1,2,3 \quad (40)$$

Odstopanja vseh ponovitev bi morala ustrezati pogoju (razen če so opazovanja grobo pogrešena):

$$\sum_{j=1}^3 \sum_{k=1}^3 r_{j,k} = 0 \quad (41)$$

Vsota kvadratov odstopanja ( $r_{j,k}$ ) za i-to serijo je:

$$\sum r_i^2 = \sum_{j=1}^3 \sum_{k=1}^3 r_{j,k}^2 \quad (42)$$

Za  $n = 3$  giruse, v katerih smo opazovali  $t = 3$  točk, je število prostostnih stopenj:

$$v_i = (n-1) \times t = (3-1) \times 3 = 6 \quad (43)$$

Empirična standardna deviacija  $s$  opazovanih vertikalnih kotov v enem girusu in v obeh krožnih legah, izračunana iz vseh 3 serij, pri izračunanem številu prostostnih stopenj:

$$s_i = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{v_i}} = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{6}} \quad (44)$$

Za eksperimentalno standardno deviacijo  $s$ , izračunano iz  $m = 3$  serij meritev, je število prostostnih stopenj:

$$v = 3 \times v_i = 24 \quad (45)$$

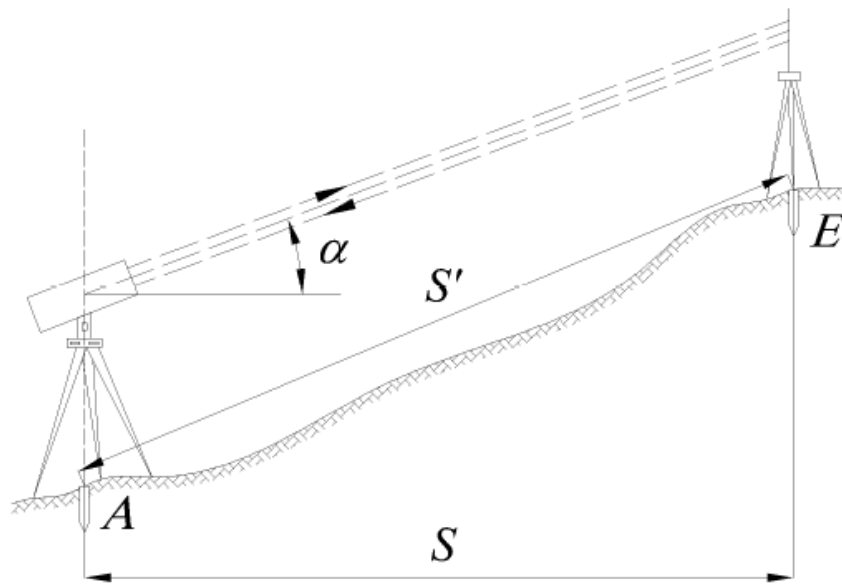
in empirična standardna deviacija za vertikalni kot, opazovan v obeh krožnih legah, izračunana iz opazovanj vseh  $m = 3$  serij:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^3 \sum r_i^2}{v}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^3 \sum r_i^2}{24}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^3 s_i^2}{3}} \quad (46)$$

### 4.2.3 Merjenje dolžin z elektronskimi razdaljemerji

Danes se v praksi uporablja predvsem elektronski razdaljemer, ki je navadno kombiniran z elektronskim teodolitom (elektronski tahimeter) ali nivelirjem, s katerim je mogoče obdelovati izmerjene količine, jih shranjevati in prenašati na druge medije. Poleg elektronske meritve razdalj poznamo še mehanske in optične metode merjenja dolžin.

Prednost sodobnih elektronskih razdaljemerov je v veliki natančnosti, preprostosti in v hitrosti merjenja dolžin (Berdajs, Ulbl, 2010).



Slika 14: Prikaz principa merjenja z elektronskim razdaljemerom

Razdaljemer je postavljen na točki A in odda modulirano svetlobo proti odbojni prizmi na točki E. Modulirana svetloba se na odbojni prizmi odbije in vrne v instrument. Svetlobni žarek modulirane svetlobe je valovanje, ki opravi pot dvakratne razdalje med instrumentom in odbojno prizmo. Pot žarka je sestavljena iz več celih valov in ostanka necelega vala. Ob znani valovni dolžini določimo število celih valov in dolžino necelega vala. Razdalja med instrumentom in prizmo se izračuna po:

$$S' = \frac{1}{2}(n \cdot \lambda + \varphi), \quad (47)$$

kjer je:  $n$  - število celih valov,

$\lambda$  - valovna dolžina,

$\varphi$  - dolžina necelih valov.

Pri nekaterih elektronskih razdaljemerih je mogoče krajše razdalje meriti tudi brez odbojnih prizem, vendar se natančnost meritve zmanjša za približno trikrat. Zaradi vpliva zračnega tlaka in temperature na elektromagnetno valovanje je treba podatke o atmosferi pri natančnih meritvah upoštevati.

## **4.2.4 Redukcija dolžin, merjenih z elektronskimi razdaljmeri**

Vrednost merjene dolžine, ki jo pridobimo na terenu, v splošnem ni neposredno uporabna za nadaljnja računanja. Na terenu izmerjena dolžina med izbranimi točkama je največkrat poševna, zaradi meteoroloških vplivov tudi ukrivljena. Ker je dolžina merjena na neki nadmorski višini, še ni uporabna za računanje na izbrani skupni ploskvi (ničelna nivojska ploskev). Merjeno dolžino moramo zato reducirati, kar pomeni, da jo popravimo za izračunano vrednost (Kogoj, 2002).

### **4.2.4.1 Meteorološki popravki**

Elektromagnetno valovanje se pri merjenju dolžin z elektronskim razdaljmerom širi skozi zemeljsko atmosfero (zrak). Na gostoto zraka, skozi katerega se širi elektromagnetno valovanje, zelo vplivajo meteorološki parametri. Z ugotavljanjem (merjenjem) dejanskih meteoroloških parametrov ugotovimo dejansko gostoto zraka, skozi katero se širi elektromagnetno valovanje. Hitrost razširjanja elektromagnetnega valovanja skozi zemeljsko atmosfero je odvisna od dejanskih meteoroloških parametrov oz. gostote zraka. Torej lahko sklepamo, da meteorološki parametri vplivajo na merjeno dolžino in na hitrost razširjanja elektromagnetnega valovanja.

V mojem primeru, kjer so dolžine relativno majhne, imajo meteorološki parametri neznaten vpliv. Njihov vpliv se veča z večanjem merjene dolžine. Na terenu sem za potrebe redukcij dolžin na vsakem stojišču ob začetku in na koncu opazovanj meril temperaturo in zračni tlak. Relativno vlažnost oz. delni tlak vodne pare sem zaradi krajših dolžin izpustil. Za izračun sem uporabil aritmetično sredino rezultatov meteoroloških opazovanj.



Preglednica 3: Sredina merjenih temperatur in zračnega tlaka na posameznih stojiščih

Stojišče	Merjena količina	
	Temperatura (°C)	Zračni tlak (hPa)
1001	12	1017,20
1002	12	1017,20
1003	12	1017,20
1004	12	1017,20

- *PRVI POPRAVEK HITROSTI*

Pri merjeni dolžini  $D_a$  ima modulacijska valovna dolžina  $\lambda_M$  nominalno vrednost. Ta se nanaša na referenčni lomni količnik  $n_0$  in s tem na točno določeno referenčno hitrost razširjanja elektromagnetnega valovanja. Dolžina  $D_a$ , ki jo prikaže instrument, se nanaša na referenčni lomni količnik  $n_0$ , ki je v splošnem različen za različne tipe instrumentov. Referenčni lomni količnik pomeni lomni količnik uporabljenega elektromagnetnega valovanja za izbrane pogoje v atmosferi (Kogoj, 2002).

$$n_0 = n(\lambda_{Neff}, t_0, p_0, e_0).$$

Referenčni pogoji za uporabljen instrument Nikon NPL 352:

$$\lambda_{Neff} = 0.800 \mu m,$$

$$t_0 = 12^\circ C$$

$$p_0 = 1020 hPa$$

$$n_0 = 1.000275$$

## GRUPNI LOMNI KOLIČNIK

Na lastnosti svetlobnega valovanja elektronskih razdaljemerov poleg vrste svetila vplivajo tudi oddajna in sprejemna optika ter sredstvo, skozi katero se valovanje širi. Vsako valovanje, uporabljeno v elektronskih razdaljemerih, vsebuje ozko območje valovanj, ki imajo različne valovne dolžine in različne hitrosti elektromagnetnega valovanja. Vsa ta harmonična valovanja se prekrivajo in tvorijo valovne skupine ali grupe. Energija se pri tem širi z

maksimalno intenziteto določene valovne skupine s tako imenovano grupno hitrostjo. Grupna hitrost se nanaša na efektivno valovno dolžino  $\lambda_{Neff}$ , ta pa je poleg frekvenčnega območja svetila odvisna tudi od filtrskih sposobnosti oddajne in sprejemne optike, modulatorja, morebitnega polarizacijskega filtra ter sprejemnika (Kogoj, 2002).

Grupni lomni količnik (Resolucija 4, IUGG/IAG, 1999):

$$N_G = (n_G - 1) \cdot 10^6 = A + 3 \cdot \frac{B}{\lambda^2} + 5 \cdot \frac{C}{\lambda^4} \quad (48)$$

kjer so:

- $n_G$  ..... grupni lomni količnik svetlobe,
- $A, B, C$  ..... empirično določene konstante v laboratorijskih pogojih,
- $\lambda$  ..... valovna dolžina, ki jo določi proizvajalec razdaljemera.

Vrednost konstant za izračun  $n_G$ :

A ... 287,6155

B ... 1,62887

C ... 0,01360

Konstante  $A, B$  in  $C$  veljajo za normalne pogoje v zemeljski atmosferi:

$t = 0^\circ C$  (273,15 K),

$p = 1013,25 \text{ hPa}$ ,

$CO_2 = 0,0375 \% = 375 \text{ ppm}$ ,

suh zrak ( $e = 0,0 \text{ hPa}$ ).

## DEJANSKI LOMNI KOLIČNIK

Ker dolžine po navadi merimo v dejanskih atmosferskih pogojih, je treba izvesti redukcijo normalnih atmosferskih pogojev v dejanske. To storimo z interpolacijo po enačbi Barrel-Sears, ki jo je preuredil Kohlrausch (Kogoj, 2002).

$$N_D = (n_D - 1) \cdot 10^6 = N_G \cdot \frac{273,15}{1013,25} \cdot \frac{p}{T} - \frac{11,27 \cdot e}{T} \quad (49)$$

za  $p$  in  $e$  v  $[hPa]$ ;

kjer so:

- $n_D$  .... dejanski lomni količnik
- $p$  .... zračni tlak v času merjenja
- $t$  .... temperatura v času merjenja (v °C,  $T = t + 273,15$ )
- $e$  .... parcialni tlak vodne pare v času merjenja

Poševno merjeno dolžino v dejanski atmosferi reduciramo za prvi popravek hitrosti z izračunanim lomnim količnikom svetlobe v dejanskih razmerah  $n_D$ . Če je velikost izmerjene dolžine 1 km, pomeni prvi popravek hitrosti relativno spremembo dolžine na kilometer, imenovano tudi meteorološki popravek ppm, oziroma relativno spremembo dolžine na kilometer (enota je  $[ppm]$ ) (Kogoj, 2002).

Pri redukciji dolžin upoštevamo prvi popravek hitrosti po naslednji enačbi:

$$D' = \frac{n_0}{n_D} \cdot D_a \quad (50)$$

- $D'$  .... merjena dolžina, popravljena za prvi popravek hitrosti v metrih
- $n_0$  .... normalni (referenčni) lomni količnik
- $n_D$  .... dejanski lomni količnik
- $D_a$  .... merjena dolžina, popravljena za vrednost multiplikacijske in adicijske konstante v metrih

Merjena dolžina, popravljena za adicijsko in multiplikacijsko konstanto:

$$D_a = D'_0 \cdot k_M + k_a \quad (51)$$

$D'_0$  .... merjena dolžina z elektronskim razdaljemerom

$k_M$  .... multiplikacijska konstanta

$k_a$  .... adicijska konstanta

#### 4.2.4.2 Geometrijski popravki

Geometrični popravki pomenijo razliko med prostorsko krivuljo, definirano z refrakcijsko krivuljo in premo poševno dolžino na nivoju točk (dolžina kamen - kamen). Popravki pomenijo upoštevanje ukrivljenosti refrakcijske krivulje ter horizontalnih in vertikalnih ekscentricitet razdaljemera in reflektorja. Zanima nas torej, kako izračunati vrednost dolžine kamen - kamen (Kogoj, 2002).

- *POPRAVEK ZARADI UKRIVLJENOSTI MERSKEGA ŽARKA*

Pri tem popravku je treba določiti razliko med dolžino refrakcijske krivulje in pripadajočo tetivo. Merski žarek se pri prehodu skozi zračne sloje različne optične gostote lomi, zato merjena dolžina  $D$  dejansko predstavlja dolžino prostorske krivulje, ki jo je treba reducirati na prostorsko tetivo  $S_r$ .

$$k_r = S_r - D = -k^2 \frac{D^3}{24R^2} \quad (52)$$

$$S_r = D + k_r \quad (53)$$

Velikost koeficienta refrakcije določa velikostni red popravka  $k_r$ , ki je za naše kraje in uporabljene elektrooptične razdaljemere privzeta vrednost 0,13 in narašča s tretjo potenco dolžine. Ker je velikost popravka pri dolžinah do 100 km manjša od 1 ppm, je v mojem primeru ta popravek zanemarljiv.

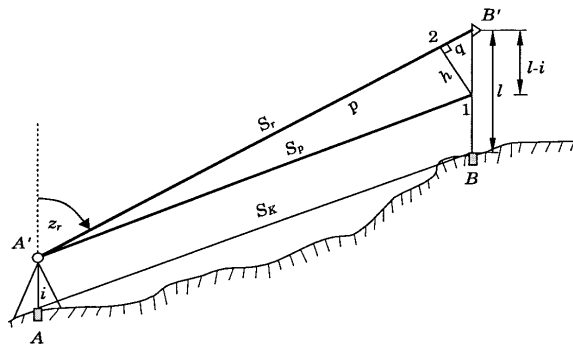
- **IZRAČUN POŠEVNE DOLŽINE MED TOČKAMA NA NIVOJU TERENA**

Merjeno poševno dolžino reduciramo na poševno dolžino med centroma točk talne stabilizacije, ki jo pogosto imenujemo 'dolžina kamen - kamen', redukcijo pa 'kamen – kamen redukcija'.

Poznamo dva načina merjenja. V prvem imamo podano višinsko razliko med točkama, pri drugem pa merimo zenitno razdaljo med točkama. V nadaljevanju bom opisal drugi način, saj sem tega tudi uporabil na terenu. (Kogoj, 2002)

a) Redukcija obravnavane dolžine na nivo višine razdaljemera

Velikost drugega člena enačbe je zelo odvisna od razlike višin razdaljemera in reflektorja ( $l-i$ ) ter od velikosti zenitne razdalje  $z_r$ . Če je razlika  $(l-i) = 0,17\text{ m}$  in  $z_r = gon$ , je za vse dolžine  $S_r > 15\text{ m}$  drugi člen manjši od 1 mm (Kogoj, 2002).



Slika 15: Izračun dolžine na nivoju točk ob merjeni zenitni razdalji

$$S_p = D' - (l-i)\cos z + \frac{[(l-i)\sin z]^2}{2 \cdot D'} \quad (54)$$

- z .... merjena zenitna razdalja
- i .... višina instrumenta na točki
- l .... višina signala na točki

b) Redukcija obravnavane dolžine na nivo točk (redukcija kamen - kamen)

Dolžino  $S_p$ , ki je vzporedna dolžini na nivoju točk, je treba teoretično reducirati na nivo točk.

$$S_K = S_p - \Delta_i = S_p - \frac{iS_p}{R} \quad (55)$$

$S_p$  .... dolžina, reducirana na nivo višine razdaljemera.

Popravek  $\Delta_i$  je odvisen od višine instrumenta  $i$  in od dolžine  $S_p$  ter je običajno majhen. Po navadi ga ni treba upoštevati.

### 4.2.4.3 Projekcijski popravki

Izračun in upoštevanje projekcijskih popravkov pomeni prehod s prostorske poševne dolžine na nivoju točk  $S_k$  na sferni lok  $S$  v nivoju referenčnega horizonta (na referenčni ploskvi) ter nato v izbrano projekcijsko ravnino (Kogoj, 2002).

a) Redukcija zenitne razdalje refrakcije

Ker vizura pod vplivom refrakcije potuje v obliki krivulje, je potrebno zenitno razdaljo reducirati za popravek, ki je posledica tega vpliva (Kogoj, 2002).

$$z_r = z' + \frac{D \cdot k}{2R} \quad (56)$$

$z_r$  .... zenitna razdalja, reducirana zaradi refrakcije

$z'$  .... sredina merjenih zenitnih razdalj do posamezne točke

$k$  .... koeficient refrakcije ( $k = 0.13$ )

b) Redukcija obravnavane dolžine na srednjo nadmorsko višino

V enačbi je upoštevana dolžina 'kamen – kamen' in zenitna razdalja  $z'$  ob predpostavki

$$z' = z.$$

$$S_m = S_K \cdot \sin(z' + \varepsilon) \quad (57)$$

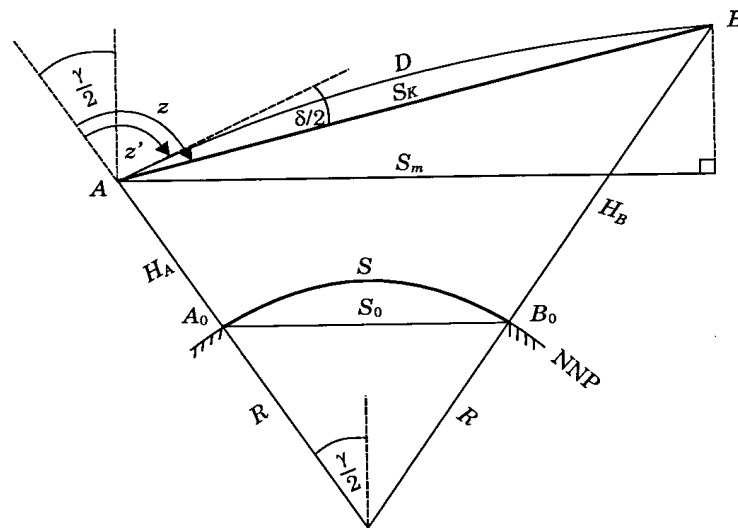
$$\varepsilon = \frac{S_k}{2 \cdot R} \cdot (k - \sin z') \quad (58)$$

$$S_m = S_K \cdot \sin \left( z' + \frac{S_K}{2R} \cdot (k - \sin z') \right) \quad (59)$$

k ... koeficient refrakcije 0,13

c) Redukcija obravnavane dolžine na referenčni horizont

Pri redukciji dolžine na referenčni horizont oziroma na ničelno nivojsko ploskev uporabimo dolžino na srednji nadmorski višini.



Slika 16: Postopna redukcija poševne dolžine z merjeno zenitno razdaljo

$$S_0 = S_m \cdot \left( \frac{R}{R + H_m} \right) \quad (60)$$

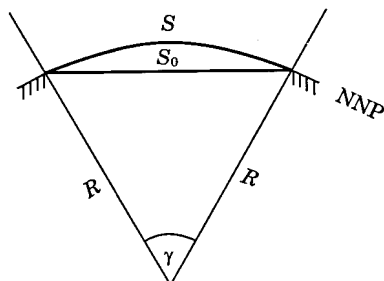
$$H_m = \frac{H_A + H_B}{2} \quad (61)$$

Kjer so:

$H_m$  .... srednja nadmorska višina

d) Redukcija obravnavane dolžine v sferno dolžino

Redukcija dolžine v sferno dolžino pomeni prehod tetive  $S_0$  na del krožnega loka  $S$ .



Slika 17: Prehod s tetive na pripadajoči krožni lok

$$S = S_0 + \left( \frac{S_0^3}{24R^2} \right) \quad (62)$$

$$R = 3678000 \text{ m}$$

e) Redukcija obravnavane dolžine v Gauss-Kruegerjevo projekcijsko ravnino in modulacija Gauss-Kruegerjevih koordinat

Pri nas se za državno kartografsko projekcijo uporablja Gauss-Kruegerjeva konformna projekcija. To je projekcija na prečni valj, ki se dotika zemeljske oble (Besselov elipsoid). Valj se dotika zemeljske oble na vsake  $3^\circ$ . Slovenija leži v peti coni, katerega srednji meridian je  $15^\circ$ . Plašča krogle se ne da razviti v ravnino brez deformacij. V prvem približku iskane projekcije uporabljamo Soldnerjeve koordinate kot ravninske koordinate. Pri tem moti ugotovitev, da se na sferi linije, ki povezujejo točke z istimi  $x$  koordinatami, z oddaljenostjo od dotikalnega meridiana približujejo in konvergirajo v prečnem polu, v ravnini pa te linije rišemo kot vzporednice. Zaradi tega smer in dolžina na referenčni ploskvi ne bosta odgovarjali smeri in dolžini njene upodobitve v projekcijski ravnini v osnovnem merilu.

V sledeči enačbi uporabimo za redukcijo sferne dolžine v dolžino na Gauss-Kruegerjevi projekcijski ravnini srednjo vrednost koordinat stojišč (Kogoj, 2002).



$$S_{GKM} = S \cdot \left( 1 + \frac{\bar{y}_m^2}{2R^2} - 0,0001 \right) \quad (63)$$

$$\bar{y}_m^2 = \frac{\bar{y}_A + \bar{y}_B}{2} \quad (64)$$

$\bar{y}_m$  ..... srednja oddaljenost od dotikalnega meridiana

Rezultati redukcije so podani v prilogi.

#### 4.2.5 Izravnava opazovanj

V geodeziji pridobivamo več podatkov, kot jih za enolično določitev kake količine potrebujemo, kar nam omogoča pridobitev sredstev za oceno kakovosti oziroma rezultatov meritev. Pri izravnavi geodetskih mrež najpogosteje uporabljamo posredno izravnavo. Po opravljenih meritvah se sestavijo enačbe opazovanj in tako vzpostavimo zvezo med opazovanji in neznanimi količinami. Opazovanja morajo biti med seboj neodvisna, torej nobeno opazovanje ne sme biti linearna kombinacija nekega drugega opazovanja. V primeru nadštevilnih opazovanj imamo opravka s predoločenim sistemom, ki ga rešujemo pod pogojem, da je vsota kvadratov opazovanj minimalna (Stopar, 2003/04).

Splošna enačba posredne izravnave je:

$$\mathbf{v} + \mathbf{B} \cdot \mathbf{A} = \mathbf{f} = \mathbf{d} - \mathbf{l} , \quad (65)$$

$$\boldsymbol{\Sigma}_{AA} = \hat{\sigma}_0^2 \cdot \mathbf{Q}_{AA} \quad (66)$$

$\mathbf{v}$  ..... vektor popravkov opazovanj

$\mathbf{B}$  ..... matrika koeficientov enačb popravkov

$\mathbf{A}$  ..... vektor neznank

$\mathbf{f}$  ..... vektor odstopanj opazovanj

$\mathbf{l}$  ..... vektor opazovanj

$\mathbf{d}$  ..... vektor ocenjenih opazovanj

$\boldsymbol{\Sigma}_{AA}$  ..... kovariančna matrika neznank

- $Q_{AA}$  ..... matrika kofaktorjev  
 $P$  ..... matrika uteži vektorja opazovanj  
 $\sigma_0^2$  ..... referenčna varianca a-priori

Zgornje enačbe podajajo statistične lastnosti vektorja opazovanj  $l$ , zvezo med slučajnimi vektorji opazovanj  $l$ , popravkov opazovanj  $v$  in neznank  $\Delta$ .

Ker sem obravnavane primere opazovanja izravnal kot prosto mrežo, moramo upoštevati še datumske vezi:

$$H^T \cdot \Delta = 0 \quad (67)$$

$H$  ..... datumska matrika

Predoločen sistem  $v + B \cdot \Delta = f$  rešimo po metodi najmanjših kvadratov, ob kateri moramo izpolniti dva pogoja:

$$\Phi = v^T \cdot P \cdot v = \min \quad (68)$$

$$H^T \cdot \Delta = 0 \quad (69)$$

Sistem rešimo po naslednjih enačbah:

$$N = B^T \cdot P \cdot B \quad (70)$$

$$t = B^T \cdot P \cdot f \quad (71)$$

$$\Delta = (N + H \cdot H^T)^{-1} \cdot B^T \cdot P \cdot f \quad (72)$$

$$v = f - B \cdot \Delta \quad (73)$$

$$\hat{l} = l + v \quad (74)$$

$N$  ..... matrika koeficientov normalnih enačb

$\hat{l}$  ..... vektor izravnanih opazovanj

Natančnost ocenjenih vrednosti neznank in izravnanih vrednosti opazovanj podajata matriki kofaktorjev.

$$Q_{AA} = N^{-1} \quad \text{in} \quad (75)$$

$$Q_{ii} = B \cdot N^{-1} \cdot B^T \quad (76)$$

Oceno izravnave celotne mreže podaja referenčna varianca a-posteriori in jo lahko izračunamo po enačbi:

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{\mathbf{v}^T \cdot \mathbf{P} \cdot \mathbf{v}}{r} \quad (77)$$

$$r = n - n_0 \quad (78)$$

$\hat{\sigma}_0^2$  ..... referenčna varianca a-posteriori

$r$  ..... število nadštevilnih opazovanj (število prostorskih stopenj v matematičnem modelu)

$n$  ..... število opazovanj

$n_0$  ..... minimalno število opazovanj, potrebnih za enolično rešitev problema.

Torej so rezultati posredne izravnave vrednosti neznank in vektor popravkov opazovanj ter pripadajoče ocene natančnosti.

## 5 TRANSFORMACIJA KOORDINATNIH SISTEMOV

Danes so transformacije koordinatnih sistemov ena najpogostejših nalog v geodeziji. V praksi se največkrat uporablja transformacija rezultatov GPS-izmer (koordinat točk v D96-koordinatnem sistemu) v stari državni koordinatni sistem D48. Model transformacije je opredeljen s številom in z lastnostmi transformacijskih parametrov, ki jih lahko ocenimo na podlagi identičnih točk s koordinatami, danimi v obeh koordinatnih sistemih. V splošnem transformacijo med koordinatnima sistemoma lahko izvedemo na osnovi (Stopar at al., 2006):

- uporabe vnaprej danih transformacijskih parametrov,
- z izravnavo ocenjenih transformacijskih parametrov med sistemoma na osnovi identičnih točk, danih v obeh sistemih.

### 5.1 Metode transformacij koordinatnih sistemov

V uporabi je več modelov transformacij med koordinatnimi sistemi, ki se med seboj razlikujejo v lastnostih transformacij in iz njih izhajajočega števila transformacijskih parametrov med koordinatnima sistemoma. V geodeziji uporabljamo naslednje transformacije koordinatnih sistemov (Stopar at al., 2006):

- **afina transformacija** – transformira preme linije v preme linije in ohranja vzporednost. V splošnem pa se spremeni velikost, oblika, položaj in orientacija linij v koordinatnem sistemu. Merilo je odvisno od smeri linij v koordinatnem sistemu.
- **podobnostna transformacija** – prav tako transformira preme linije v preme linije in ohranja kote. Merilo je neodvisno od smeri linij, dolžine linij in položaji točk v mreži pa se lahko spremenijo.
- **ortogonalna transformacija** – je podobnostna transformacija, pri kateri je merilo enako enoti. Koti in razdalje med točkami se ne spremenijo, spremenijo se položaji točk.

V vseh primerih izvajamo transformacijo v dvo- ali trirazsežnem prostoru. Pogost kriterij za odločitev, katero izmed omenjenih transformacij uporabiti v posameznem primeru, je razmerje med številom transformacijskih parametrov in številom koordinat točk, danih v obeh koordinatnih sistemih. Pri transformaciji rezultatov GPS-izmere v stari državni koordinatni sistem najpogosteje uporabljamo Helmertovo podobnostno transformacijo trirazsežnih koordinatnih sistemov. V tem primeru transformacije je zveza med koordinatnima sistemoma dana s sedmimi transformacijskimi parametri, ki so (Stopar et al., 2006):

- trije premiki koordinatnega izhodišča začetnega koordinatnega sistema glede na končnega, v koordinatah končnega koordinatnega sistema,
- trije zasuki koordinatnih osi začetnega koordinatnega sistema glede na končnega oz. rotacijski parametri, podani z rotacijsko matriko, in
- en parameter spremembe razmerja merila med obema koordinatnima sistemoma.

Razlogi za izbiro podobnostne transformacije pri nalogah transformacij med terestičnimi koordinatnimi sistemi v geodeziji so, da imata koordinatna sistema različni izhodišči, različno orientacijo koordinatnih osi in, zaradi uporabe različnih merskih tehnik za njuno praktično realizacijo, različno merilo. To transformacijo uporabljamo ob predpostavki, da v koordinatnih sistemih ni sistematičnih deformacij, ker odstranjujejo lokalne deformacije merila in orientacije, kar pa ni vedno pravilna predpostavka. Zaradi jasnega geometrijskega pomena transformacijskih parametrov je ta transformacija največkrat uporabljena transformacija v geodeziji (Stopar et al., 2006).

## **5.2 Matematični model podobnostne transformacije**

Namen transformacije je vzpostavitev matematične povezave dveh koordinatnih sistemov, kar v praksi pomeni vzpostavitev matematičnih izrazov preslikave položaja, danega v enem koordinatnem sistemu, v drugi koordinatni sistem.

Funkcionalni model podobnostne transformacije med npr.  $G$ -astrogeodetskim (klasično vzpostavljenim geodetskim koordinatnim sistemom) in terestičnim  $CT$ -koordinatnim sistemom (vzpostavljenim na osnovi GPS-opazovanj) oziroma vektorjema koordinat  $X_G$  in  $X_{CT}$  je dan z izrazom (Stopar et al., 2006):

$$\begin{bmatrix} x_{CT} \\ y_{CT} \\ z_{CT} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \\ \Delta z \end{bmatrix} + (I + \varepsilon_S) \mathbf{R} \begin{bmatrix} x_G \\ y_G \\ z_G \end{bmatrix} \quad (79)$$

Zgornji model običajno imenujemo Burša-Wolf model. Pri uporabi tega modela v majhnih mrežah so koti zasukov močno korelirani s parametri premikov (zasuk okrog  $z$ -osi je težko ločiti od premika vzdolž  $y$ -osi). Alternativa temu modelu je t. i. Molodensky-Badekaš model:

$$\begin{bmatrix} x_{CT} \\ y_{CT} \\ z_{CT} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_m \\ y_m \\ z_m \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta x' \\ \Delta y' \\ \Delta z' \end{bmatrix} + (I + \varepsilon_S) \mathbf{R} \begin{bmatrix} x_G - x_m \\ y_G - y_m \\ z_G - z_m \end{bmatrix}, \quad (80)$$

kjer so  $x_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_{Gi}$ ,  $y_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_{Gi}$ ,  $z_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_{Gi}$  koordinate težišča mreže,  $\mathbf{R}$  je

ortogonalna rotacijska matrika,  $m$  razmerje enote merila sistema  $G$ , glede na sistem  $CT$ ,  $\begin{bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \\ \Delta z \end{bmatrix}$

je vektor premika izhodišča  $G$ -koordinatnega sistema glede na  $CT$ -koordinatni sistem. Rotacijska matrika  $\mathbf{R}$  je sestavljena iz produkta rotacijskih matrik, ki predstavljajo zasuke okrog posameznih koordinatnih osi  $G$ -koordinatnega sistema do lege, ko so vzporedne s koordinatnimi osmi  $CT$ -sistema. Ker sta oba koordinatna sistema desnosučna, je kot zasuka pozitiven v protiurni smeri. Rotacijsko matriko lahko pridobimo na več načinov. V praksi je najpogosteje v uporabi t. i. kardanska rotacijska matrika, ki jo dobimo z množenjem rotacijskih matrik v naslednjem vrstnem redu (Stopar et al., 2006):

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}_z(\omega) \mathbf{R}_y(\psi) \mathbf{R}_x(\varepsilon).$$

Rotacijske matrike koordinatnega sistema G okrog osi  $x_G, y_G, z_G$  so kote rotacij  $\varepsilon, \psi, \omega$ :

$$R_z(\omega) = \begin{bmatrix} \cos\omega & \sin\omega & 0 \\ -\sin\omega & \cos\omega & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}; R_y(\psi) = \begin{bmatrix} \cos\psi & 0 & -\sin\psi \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin\psi & 0 & \cos\psi \end{bmatrix}; R_x(\varepsilon) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\varepsilon & \sin\varepsilon \\ 0 & -\sin\varepsilon & \cos\varepsilon \end{bmatrix}$$

Vrstni red rotacij je v splošnem pomemben, razen v primeru, ko so koti rotacij majhni. Za majhne vrednosti kotov rotacij lahko uporabimo približno kardansko matriko, ki jo lahko uporabimo za vrednosti kotov zasukov do velikosti  $10''$ :

$$\mathbf{R} \approx \begin{bmatrix} 1 & \omega & -\psi \\ -\omega & 1 & \varepsilon \\ \psi & -\varepsilon & 1 \end{bmatrix}$$

Na vrednosti faktorja merila  $m$  vplivajo spremembe položajev med točkami po transformaciji in oddaljenost točke od koordinatnega izhodišča (Stopar et al., 2006).

### 5.3 Odkrivanje grobih pogreškov in vrednotenje kakovosti transformacije

V programu so za oceno kakovosti izravnave transformacije vključeni postopki odkrivanja grobih pogreškov (<http://193.2.92.129/SiTraNet2.10-navodila.pdf>):

- a) Globalni test modela z metodo "data-snooping": uporabi se, kadar je referenčna varianca a-priori  $\sigma_0^2$  zanesljivo znana. Globalni test modela predstavlja test referenčne variance a-posteriori  $\hat{\sigma}_0^2$ , glede na referenčno varianco a-priori  $\sigma_0^2$ .

Osnova postopka "data-snooping" je izračun standardiziranih popravkov  $\frac{v_i}{\sigma_{v_i}}$  in

primerjava teh vrednosti s kritično vrednostjo standardne normalne porazdelitve, ki je odvisna od stopnje značilnosti testa. Za  $\alpha = 0,001$  je kritična vrednost 3,29. Lociranje grobih pogreškov poteka z upoštevanjem števila nadštevilnosti iz matrike nadštevilnosti iz matrike R.

- b) Metoda "Tau-test": je v praksi velikokrat uporabljena, saj se uporabi, ko referenčne variance a-priori  $\sigma_0^2$  ne poznamo oz. so natančnosti podatkov nezanesljive. V takih primerih se uporabi referenčna varianca a-posteriori  $\hat{\sigma}_0^2$ . Standardizirani popravki se primerjajo s kritično vrednostjo  $\tau_{\alpha/2}$ , ki je odvisna od števila nadštevilnih opazovanj v matematičnem modelu  $r = n - n_0$ . Program označi kot grobo pogrešeno opazovanje tisto, za katero je razmerje med standardiziranim popravkom  $\frac{v_i}{\hat{\sigma}_{v_i}}$  in kritično vrednostjo tau-porazdelitve  $\tau_{\alpha/2}(r)$  večje od 1.

Vrednotenje kakovosti izravnave transformacije sloni na (<http://193.2.92.129/SiTraNet2.10-navodila.pdf>):

- odstopanjih na veznih točkah za posamezne koordinate, srednjih odstopanjih in skrajnih vrednostih odstopanj,
- srednjemu standardnemu odklonu, izračunanemu z izrazom  $\hat{\sigma}_0^2 = \frac{v^T P v}{r}$ ,
- srednjemu standardnemu odklonu, izračunanemu na osnovi odstopanj danih in transformiranih koordinat veznih točk,
- ocenjevanju morebitnih prisotnih grobih pogreškov v koordinatah veznih točk, ki temelji na postopku "data-snooping" oziroma na postopku "tau-test".

## 5.4 Izračun transformacijskih parametrov s programom Sitra

Namen naloge je bil vzpostavitev geodetske mreže za potrebe zakoličevanja objektov. Geodetsko mrežo sem vzpostavil s pomočjo GNSS-sprejemnika SOKKIA GSR2700 ISX v D48-koordinatnem sistemu. V Sloveniji imamo za 24 regij dane transformacijske parametre, s katerimi dosežemo natančnost transformiranih koordinat do 20 cm, zato sem se odločil za izračun lokalnih transformacijskih parametrov, kjer dosežemo natančnost do nekaj cm. Izračun transformacijskih parametrov sem izvedel s pomočjo spletne aplikacije SitraNet.



Program omogoča (<http://193.2.92.129/SiTraNet2.10-navodila.pdf>):

- izračun transformacijskih parametrov na osnovi koordinat veznih točk,
- izračun transformiranih koordinat na osnovi danih transformacijskih parametrov (državni, regionalni) – samo za 3R-transformacijo
- pretvorbo elipsoidnih koordinat ETRS89 v ravninske koordinate D96/TM.

#### 5.4.1 Potek meritev in izračun

Za izmero veznih točk v ETRS89-koordinatnem sistemu in za vzpostavitev geodetske mreže sem uporabil GNSS-sprejemnik SOKKIA GSR2700 ISX. V spodnji tabeli je prikazana položajna natančnost instrumenta glede na metodo izmere.



Slika 18: GNSS-sprejemnik SOKKIA GSR2700 ISX

Preglednica 4: Položajna natančnost instrumenta glede na metodo izmere  
s 95-odstotno stopnjo zaupanja

<b>Metoda:</b>	<b>H:</b>	<b>V:</b>
<b>Statična</b>	<i>3,00 mm + 0,5 ppm</i>	<i>10,0 mm + 1,0 ppm</i>
<b>Hitra statična</b>	<i>5,0 mm + 1,0 ppm</i>	<i>10,0 mm + 1,0 ppm</i>
<b>Kinematična, Stop-and-Go</b>	<i>10,0 mm + 1,0 ppm</i>	<i>20,0 mm + 1,0 ppm</i>
<b>RTK</b>	<i>10,0 mm + 1,0 ppm</i>	<i>20,0 mm + 1,0 ppm</i>

Za izračun lokalnih transformacijskih parametrov sem poiskal in uporabil geodetske navezovalne točke, ki imajo dane koordinate v D48-koordinatnem sistemu in nadmorsko višino H. Točke so od delovišča oddaljene približno dva kilometra. Koordinate danih točk so podane v spodnji tabeli.

Preglednica 5: Koordinate veznih točk v D48-koordinatnem sistemu

<b>Točka</b>	<b>y</b>	<b>x</b>	<b>H</b>
90052	<i>511480,730 m</i>	<i>134455,890 m</i>	<i>409,780 m</i>
90133	<i>512701,250 m</i>	<i>134679,900 m</i>	<i>516,210 m</i>
90132	<i>511595,460 m</i>	<i>133923,620 m</i>	<i>417,880 m</i>
90031	<i>510786,240 m</i>	<i>133137,490 m</i>	<i>388,298 m</i>
90034	<i>513002,570 m</i>	<i>132832,590 m</i>	<i>438,380 m</i>



Slika 19: Skica veznih točk

Te točke so na terenu trajno stabilizirane z betonskim kamnom, s čepom in z betonsko ploščo. Izmera točk v ETRS89-koordinatnem sistemu je potekala v treh serijah in je bila opravljena z VRS-metodo izmere dne 21. 9. 2010. Prva serija izmer je potekala v dopoldanskem času in se je začela približno ob 9. uri, druga se je začela približno ob 12. uri in tretja ob 15. uri. Na točki 90132 je bila povezava z omrežjem SIGNAL opravljena preko GPRS NTRIP-povezave, medtem ko je bil na preostalih točkah potreben neposreden klicni dostop do mrežnega centra (GSM dial-up), saj postopek inicializacije z GPRS NTRIP-povezavo ni uspel. V eni seriji je bilo na vsaki točki po opravljeni inicializaciji (uspešna določena vrednost celih valov) izvedenih pet zaporednih meritev (5 epoh), pri čemer je bil registriran povprečni položaj točke. Povprečno vrednost vseh treh serij sem uporabil kot položaj točke za izračun transformacijskih parametrov. V spodnjih tabelah so prikazani pridobljeni položaji točk z ocenami natančnosti določitve položaja posamezne točke ( $\sigma_{Hz}, \sigma_V$ ), ki jih podaja instrument med merjenjem, ter srednje vrednosti in odstopanja posamezne meritve od srednje vrednosti.

Preglednica 6: Srednja vrednost točke 90133

90133	$\varphi$	$\lambda$	$h$	$\sigma_{Hz}$	$\sigma_V$	sr. vr. - $\varphi_i$	sr. vr. - $\lambda_i$	sr. vr. - $h_i$
1. serija	46° 21' 21,90490"	15° 09' 36,86732"	563,030 m	0,024 m	0,030 m	-0,00003"	0,00012"	-0,007 m
2. serija	46° 21' 21,90507"	15° 09' 36,86761"	563,021 m	0,018 m	0,017 m	-0,00020"	-0,00017"	0,002 m
3. serija	46° 21' 21,90465"	15° 09' 36,86738"	563,019 m	0,018 m	0,015 m	0,00022"	0,00006"	0,004 m
Sr. vrednost	46° 21' 21,90487"	15° 09' 36,86744"	563,023 m	0,020 m	0,021 m			

Preglednica 7: Srednja vrednost točke 90031

90031	$\varphi$	$\lambda$	$h$	$\sigma_{Hz}$	$\sigma_V$	sr. vr. - $\varphi_i$	sr. vr. - $\lambda_i$	sr. vr. - $h_i$
1. serija	46° 20' 32,06476"	15° 08' 07,16549"	435,192 m	0,018 m	0,024 m	0,00025"	0,00003"	0,007 m
2. serija	46° 20' 32,06506"	15° 08' 07,16559"	435,207 m	0,017 m	0,023 m	-0,00005"	-0,00007"	-0,008 m
3. serija	46° 20' 32,06522"	15° 08' 07,16547"	435,197 m	0,017 m	0,017 m	-0,00021"	0,00005"	0,002 m
Sr. vrednost	46° 20' 32,06501"	15° 08' 07,16552"	435,199 m	0,017 m	0,021 m			

Preglednica 8: Srednja vrednost točke 90052

90052	$\varphi$	$\lambda$	$h$	$\sigma_{Hz}$	$\sigma_V$	sr. vr. - $\varphi_i$	sr. vr. - $\lambda_i$	sr. vr. - $h_i$
1. serija	46° 21' 14,72585"	15° 08' 39,75694"	456,574 m	0,022 m	0,030 m	0,00005"	-0,00012"	0,003 m
2. serija	46° 21' 14,72609"	15° 08' 39,75665"	456,592 m	0,018 m	0,017 m	-0,00019"	0,00017"	-0,015 m
3. serija	46° 21' 14,72576"	15° 08' 39,75688"	456,564 m	0,018 m	0,017 m	0,00014"	-0,00006"	0,013 m
Sr. vrednost	46° 21' 14,72590"	15° 08' 39,75682"	456,577 m	0,019 m	0,021 m			

Preglednica 9: Srednja vrednost točke 90132

90132	$\varphi$	$\lambda$	$h$	$\sigma_{Hz}$	$\sigma_V$	sr. vr. - $\varphi_i$	sr. vr. - $\lambda_i$	sr. vr. - $h_i$
1. serija	46° 20' 57,48030"	15° 08' 45,07538"	464,698 m	0,015 m	0,013 m	0,00009"	-0,00019"	0,003 m
2. serija	46° 20' 57,48047"	15° 08' 45,07518"	464,707 m	0,025 m	0,030 m	-0,00008"	0,00001"	-0,006 m
3. serija	46° 20' 57,48039"	15° 08' 45,07500"	464,697 m	0,018 m	0,017 m	0,00000"	0,00019"	0,004 m
Sr. vrednost	46° 20' 57,48039"	15° 08' 45,07519"	464,701 m	0,019 m	0,020 m			

Preglednica 10: Srednja vrednost točke 91034

91034	$\varphi$	$\lambda$	$h$	$\sigma_{Hz}$	$\sigma_V$	sr. vr. - $\varphi_i$	sr. vr. - $\lambda_i$	sr. vr. - $h_i$
1. serija	46° 20' 22,05093"	15° 09' 50,78320"	485,158 m	0,017 m	0,021 m	-0,00008"	0,00031"	-0,011 m
2. serija	46° 20' 22,05100"	15° 09' 50,78372"	485,139 m	0,017 m	0,014 m	-0,00015"	-0,00021"	0,008 m
3. serija	46° 20' 22,05062"	15° 09' 50,78362"	485,143 m	0,017 m	0,014 m	0,00023"	-0,00011"	0,004 m
Sr. vrednost	46° 20' 22,05085"	15° 09' 50,78351"	485,159 m	0,017 m	0,016 m			

V zgornjih preglednicah vidimo, da so odstopanja posameznih meritev od srednje vrednosti približno enaka. Na podlagi tega lahko sklepamo, da pri izmeri ni bilo grobo pogrešenih meritev.

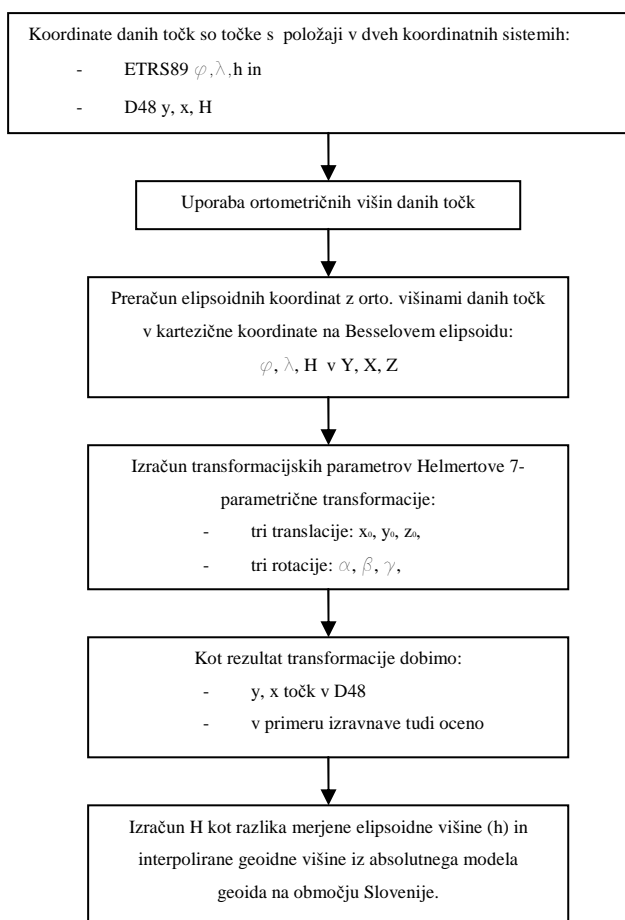
Program SitraNet je bil razvit z namenom transformacij koordinat točk iz ETRS89-koordinatnega sistema v državni koordinatni sistem. Za transformacijo v trirazsežnem prostoru se v programu uporablja Helmertova podobnostna transformacija, program pa vključuje tudi absolutni model geoida Slovenije, ki je podan z geoidnimi višinami v ogliščih pravokotne mreže točk. Geoidna višina poljubne točke se določi z metodo bilinearne interpolacije na osnovi višin v ogliščih mreže točk. Model geoida tvori pravokotno mrežo  $1.5' \times 1'$  in pokriva območje Slovenije.

Transformacija je tako izvedena z:

- uporabo nadmorskih (normalnih ortometričnih višin  $H$ ) v D48-koordinatnem sistemu,
- uporabo elipsoidnih višin točk  $h$  v ETRS89-sistemu,
- izračunom ortometričnih višin  $H$  transformacijskih točk kot razliko merjene elipsoidne višine  $h$  in geoidne višine  $N$ , interpolirane iz absolutnega modela geoida po enačbi  $H = h - N$ .

Pri tej transformaciji uporabljamo za določitev ortometričnih višin neposredno izmerjene elipsoidne višine in absolutni model geoida za območje Slovenije. Ta program sem uporabil za izračun lokalnih transformacijskih parametrov z namenom vzpostavitve geodetske mreže za zakoličevanje objektov. Za začetni datum sem uporabil geografske – geodetske koordinate, ki sem jim za obravnavo v trirazsežnem prostoru podal elipsoidne višine  $h$ . Za končni datum pa so bile podane ravninske (GK) koordinate z ortometričnimi (nadmorskimi) višinami  $H$ . Spodnji grafikon prikazuje potek transformacije s programom Sitra.

Diagram 1: Potek transformacije s programom Sitra iz ETRS89 v D48-koordinatni sistem



Izračunani transformacijski parametri, s pomočjo spletne aplikacije SitraNet, so prikazani v spodnji tabeli.

Preglednica 11: Izračunani lokalni transformacijski parametri s spletno aplikacijo SitraNet

<b>Transformacijski parametri</b>	
<b>X0</b>	-616,552148 m
<b>Y0</b>	-166,106744 m
<b>Z0</b>	-572,279406 m
<b><math>\mathcal{E}</math></b>	5,204910"
<b><math>\Psi</math></b>	2,600551"
<b><math>\omega</math></b>	-11,375918"
<b>merilo</b>	23,500747 ppm
<b>Vsota VPV</b>	0,022 m
<b>MO</b>	0,028 m
<b>Število iteracij</b>	2

Po transformaciji iz ETRS89-koordinatnega sistema v D48-koordinatni sistem je mogoče analizirati odstopanja med danimi in transformiranimi koordinatami točk. Ta odstopanja so prikazana v naslednji tabeli.

Preglednica 12: Odstopanja med danimi in transformiranimi koordinatami točk

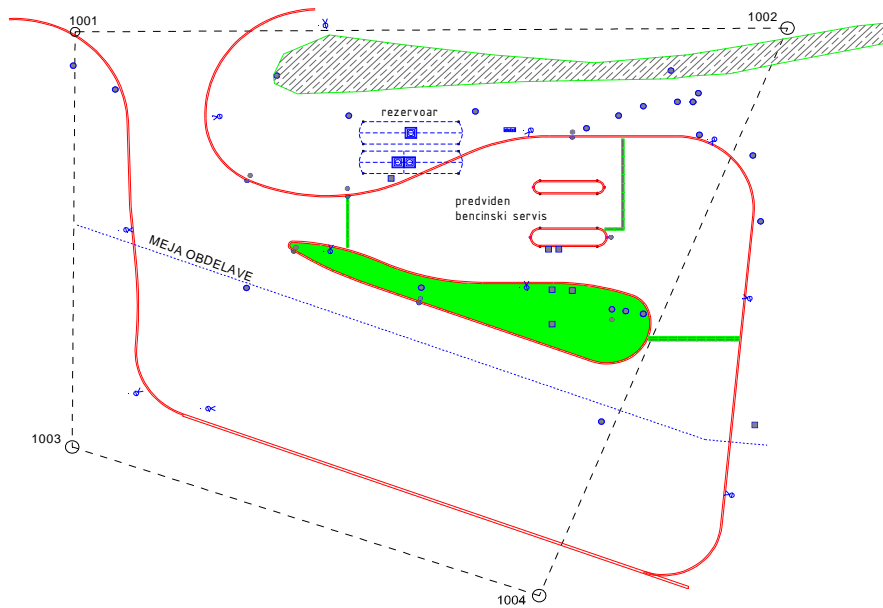
Točka	<i>y</i> (transf.)	<i>X</i> (transf.)	<i>H</i> (transf.)	<i>y</i> (transf. – dan)	<i>x</i> (transf. – dan)	<i>H</i> (transf. – dan)
<b>90132</b>	511595,434 m	133923,647 m	417,760 m	0,026 m	-0,027 m	-0,007 m
<b>91034</b>	513002,577 m	132832,544 m	438,265 m	-0,007 m	0,046 m	0,015 m
<b>90031</b>	510786,277 m	133137,495 m	388,291 m	-0,037 m	-0,005 m	0,007 m
<b>90052</b>	511480,744 m	134455,890 m	409,611 m	-0,014 m	0,000 m	0,011 m
<b>90133</b>	512701,218 m	134679,914 m	516,039 m	0,032 m	-0,014 m	0,011 m

<b>MIN</b>	<b>-2,7 cm</b>	<b>-3,7 cm</b>	<b>-0,7 cm</b>
<b>MAX</b>	<b>4,6 cm</b>	<b>3,2 cm</b>	<b>1,5 cm</b>
<b>POVP. ABS. VREDN. ODSSTOPANJ</b>	<b>1,9 cm</b>	<b>2,3 cm</b>	<b>1,0 cm</b>

V tabeli vidimo, da so odstopanja transformiranih koordinat veznih točk od danih Gauss-Kruegerjevih koordinat od -2,7 cm do 4,6 cm po Y-osi in po X-osi od -3,7 cm do 3,2 cm. Višinska odstopanja pa znašajo od -0,7 cm do 1,5 cm.

## 5.5 Vzpostavitev geodetske mreže za potrebe zakoličevanja objektov

Za potrebe izvajanja geodetskih del na gradbišču sem s pomočjo GPS z VRS-metodo izmere okoli gradbišča vzpostavil terestično mrežo štirih točk. Na podlagi izračunanih lokalnih transformacijskih parametrov je bila terestična mreža vzpostavljena v D48-koordinatnem sistemu. Položaji stojišč so bili izbrani tako, da so iz posameznega stojišča vidne vse druge točke geodetske mreže.



Slika 20: Skica točk geodetske mreže

### 5.5.1 Stabilizacija in signalizacija geodetskih točk

Točke sem stabiliziral z navadnim kovinskim čepom z luknjico, vgrajenim v asfalt. Signalizirane so z reflektorji Leica, ki so z ustreznim podnožjem pritrjeni na stativ. Položaji stojišč so izbrani tako, da so iz posameznega stojišča vidne vse preostale točke geodetske mreže.

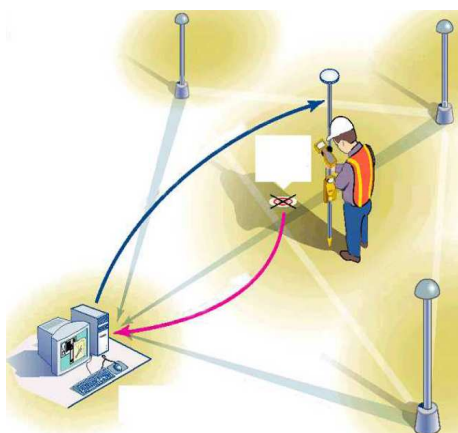


Slika 21: Signalizacija stojišč

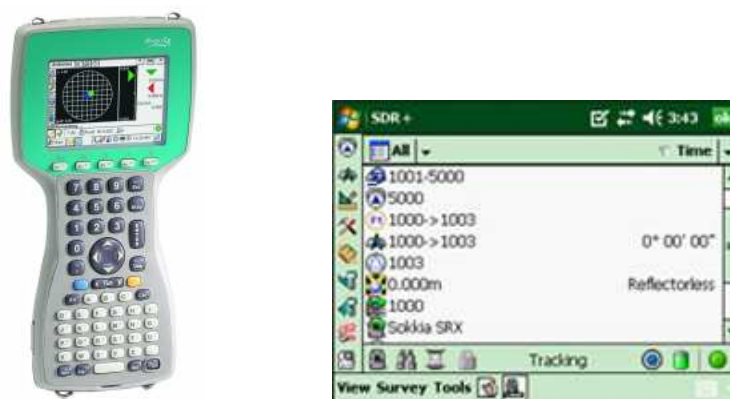


### 5.5.2 Določitev koordinat točk geodetske mreže

Koordinate točk geodetske mreže sem določil z instrumentom GSR2700 ISX, s katerim se preko *bluetooth* povezave povežemo z dlančnikom oz. registratorjem Allegro CX™. V tem dlančniku je naložen program za zajemanje podatkov SDR+, ki je enostaven, uporabniku prijazen program. Omogoča tudi transformacijo v Gauss-Kruegerjeve koordinate. Transformacijo izvedemo za izbrano območje z ustreznimi transformacijskimi parametri, ki jih lahko predhodno vnesemo v program SDR+. Ob zagonu programa je treba ustvariti novo delo, izbrati ustrezen koordinatni sistem in povezavo instrumenta z omrežjem SIGNAL. Preko *bluetooth* povezave povežemo dlančnik z instrumentom, ta se preko GSM dial-up (klicna) ali GPRS NTRIP-povezave poveže z omrežjem SIGNAL in mu posreduje svoj približni položaj preko NMEA-stavka. Računski center nato določi opazovanja za ta položaj, ki jim doda iz modela izračunane popravke vplivov na opazovanja. Tako popravljena opazovanja za približni položaj sprejemnika imenujemo VRS-opazovanja, ki se nanašajo na VRS-postajo.



Slika 22: Princip VRS



Slika 23: Dlančnik Allegro CX™ in program SDR+.

Koordinate točk geodetske mreže sem z VRS-metodo izmere določil v D48-koordinatnem sistemu, zato je bilo treba v program SDR+ predhodno vnesti izračunane lokalne transformacijske parametre. Po opravljenem postopku inicializacije je bilo na vsaki točki opravljenih pet opazovanj, pri čemer je bil registriran povprečen položaj točke. V spodnji tabeli je podan položaj točk geodetske mreže skupaj z oceno natančnosti določitve položaja posamezne točke, ki jih poda instrument med merjenjem.

Preglednica 13: položaj točk geodetske mreže v D48-koordinatnem sistemu

Točka	y	x	H	$\sigma_{Hz}$	$\sigma_V$
1001	511837,637 m	133772,565 m	408,798 m	0,017 m	0,014 m
1002	511912,365 m	133772,973 m	409,773 m	0,017 m	0,014 m
1003	511837,346 m	133725,922 m	411,176 m	0,020 m	0,015 m
1004	511886,325 m	133709,210 m	410,089 m	0,017 m	0,014 m

Koordinate teh točk sem v izravnavi geodetske mreže uporabil kot približne koordinate. Celotno poročilo GNSS-izmere je podano v prilogi.

## 5.6 Izravnava geodetske mreže

Pred izravnavo geodetske mreže je bilo treba izračunati reducirane sredine girusov horizontalnih smeri in dolžine reducirati na referenčni elipsoid. Horizontalne smeri, poševne dolžine in zenitne razdalje sem opazoval z elektronskim tahimetrom Nikon Laser Station NPL – 352 ( $\sigma_\alpha = 5''$ ,  $\sigma_d = 3 \text{ mm}; 3 \text{ ppm}$ ). Horizontalne smeri in zenitne razdalje sem izmeril po girusni metodi, in sicer v treh girusih. Višino instrumenta sem izmeril z žepnim merskim trakom, za potrebe redukcije dolžin pa sem zračni tlak na vsakem stojišču izmeril z barometrom.

Opazovanje točk v več girusih nam omogoča večkratno neodvisno opazovanje smeri, kar prinese večjo natančnost opazovanih smeri, dodatne kontrole, zmanjšanje verjetnosti nastajanja grobih pogreškov itd.

V spodnji tabeli so prikazane reducirane sredine girusov horizontalnih smeri za posamezno stojišče, izračunane po enačbah od 24 do 28 v poglavju 4.2.2.1. Te vrednosti so eden izmed vhodnih podatkov izravnave.

Preglednica 14: Reducirane sredine girusov horizontalnih smeri

<i>Vizura</i> <i>Stojišče</i>	<b>1001</b>	<b>1002</b>	<b>1003</b>	<b>1004</b>
<b>1001</b>	/	0°00'00''	90°42'34''	52°46'44''
<b>1002</b>	67°26'37,5''	/	35°41'6,5''	0°00'00''
<b>1003</b>	0°00'00''	57°31'53''	/	108°26'50''
<b>1004</b>	33°37'25,5''	93°23'55,5''	0°00'00''	/

Zenitne razdalje so bile opazovane z namenom redukcije dolžin na referenčni elipsoid. Definitivno vrednost posamezne zenitne razdalje predstavlja aritmetična sredina treh opazovanj. Njihove vrednosti, izračunane po enačbah od 36 do 39 v poglavju 4.2.2.2, so prikazane v spodnji tabeli.

Preglednica 15: Aritmetične sredine zenitnih razdalj

<i>Vizura</i> <i>Stojišče</i>	1001	1002	1003	1004
1001	/	89°11'55"	87°06'36,5"	88°21'6,5"
1002	90°48'00"	/	89°09'10,5"	88°57'30,3"
1003	92°53'28"	90°50'47,3"	/	90°03'41"
1004	91°38'57,5"	91°02'35"	89°56'22"	/

V spodnjih preglednicah so prikazane dolžine, reducirane za meteorološke, geometrične in projekcijske popravke, ki so vhodni podatek v izravnavi. Izračunane so po enačbah 48-61 v četrtem poglavju.

Preglednica 16: Reducirane dolžine

Vizura	So	Hm
1001 - 1002	74,7350 m	409,286 m
1001 - 1003	46,6251 m	409,987 m
1001 - 1004	79,8756 m	409,444 m

Vizura	So	Hm
1003 - 1001	46,6250 m	409,987 m
1003 - 1002	88,5740 m	410,475 m
1003 - 1004	51,7600 m	410,633 m

Vizura	So	Hm
1004 - 1001	79,8756 m	409,444 m
1004 - 1002	68,8754 m	409,931 m
1004 - 1003	51,7600 m	409,734 m

Vizura	So	Hm
1002 - 1001	74,7351 m	409,286 m
1002 - 1003	88,5740 m	410,475 m
1002 - 1004	68,8755 m	409,931 m

### 5.6.1 Priprava vhodnih podatkov za izravnavo

Geodetsko mrežo sem izravnaval kot prosto mrežo s pomočjo računalniškega programa *GEM* (*program za izravnavo Geodetskih Mrež*), verzija 4.0. Vhodne podatke za izravnavo je treba zapisati v vhodno datoteko za program *GEM* s končnico \*.pod. Del vhodnih podatkov za izravnavo mreže predstavljajo obdelana kotna opazovanja (horizontalne smeri). Na osnovi pogojev meritev je bilo predpostavljeno, da so horizontalne smeri na posameznih točkah opazovane z enako natančnostjo, torej sem vsem horizontalnim smerem v izravnavi dodelil enako utež (1).

Drugi del vhodnih podatkov za izravnavo mreže pa predstavljajo reducirane dolžine. Dolžine sem najprej reduciral za meteorološke, geometrične in projekcijske popravke. Pri redukciji dolžin mi ni bilo treba upoštevati popravka merske frekvence, ker naj bi dejanska frekvenca razdaljemera (multiplikacijska konstanta  $k_M=1$ ) po zagotovilih serviserja odgovarjala

nominalni, medtem ko sem za adicijsko konstanto upošteval izmerjeno odstopanje -1,3 mm. Popravek dolžine pri projekcijskih popravkih, ki se izračuna po enačbi 62 v četrtem poglavju, je zanemarljiv, saj velikostni red redukcije ukrivljenosti Zemlje presega 1 ppm šele pri dolžinah, daljših od 30 km. Pripadajoče posamezne uteži za dolžine so vrednosti 2, ker so bile obojestransko merjene dolžine.

Tekstovno vhodno datoteko \*.pod lahko izdelamo v poljubnem urejevalniku besedil (notepad.exe). Primer vhodne datoteke je podan v prilogi, kjer so razloženi tudi pomeni vhodnih parametrov.

Prvi atribut v vrstici se nanaša na tip opazovanj v mreži, in sicer:

- 1 ..... kotna opazovanja (triangulacija)
- 2 ..... dolžinska opazovanja (trilateracija)
- 3 ..... kombinirana opazovanja (triangulacija + trilateracija).

## 5.6.2 Izravnava geodetske mreže s programom GEM 4.0

Na končno vrednost izravnanih najverjetnejših koordinat točk mreže vplivata vsaka merjena dolžina in smer. Zato moramo sestaviti enačbe popravkov za vse horizontalne smeri in dolžine. Ker imamo nadštevilna opazovanja, jih izravnamo pod pogojem, da je vsota kvadratov popravkov opazovanj minimalna. Zanimala me je notranja natančnost opazovanj v mreži in najverjetnejše koordinate točk v mreži, ki so neodvisne od danih količin, zato sem izravnal mrežo kot prosto mrežo.

Program GEM 4.0 deluje na osnovi Gauss-Markovega modela posredne izravnave, ki ga sestavljajo funkcijske in stohastične povezave spremenljivk, vključenih v model. Povezuje slučajni vektor opazovanj  $l$  s slučajnim vektorjem neznank  $\Delta$ .

Po zagonu programa *GEM* moramo v program najprej uvoziti datoteko z vhodnimi podatki \*.pod. To storimo s klikom na gumb "ČITANJE PODATKOV". Odpre se pogovorno okno, ki zahteva izbor datoteke s končnico \*.pod. Izberemo želeno datoteko in kliknemo na gumb "OPEN". Program uvozi podatke iz izbrane datoteke \*.pod v svoje delovno okolje. V

grafičnem okencu se izriše skica mreže, v spodnjem delu programskega okna pa se v prikazu vsebine datotek za shranjevanje na disk izpiše tudi predogled izbrane datoteke \*.pod. S klikom na gumb "UREJANJE PARAMETROV" se odpre okno za interaktivno določitev parametrov izravnave, s klikom na "UREJANJE TOČK IN OPAZOVANJ" pa okno za interaktivno urejanje novih in danih točk ter opazovanih smeri in dolžin. Ko imamo datoteko \*.pod popolnoma urejeno in pripravljeno na nadaljnjo obdelavo (pravilni parametri, nove točke, dane točke, opazovanja, ...), se lahko lotimo izračuna izravnave. To storimo s klikom na gumb "START RAČUNA". V prikazu vsebine datotek za shranjevanje na disk se izpišejo predogledi vseh izhodnih datotek izravnave, izmed katerih je za nas najpomembnejša datoteka, ki vsebuje rezultate izravnave (\*.gem). Primer te datoteke je podan v prilogi H.

### 5.6.3 Rezultati izravnave

Geodetsko mrežo sem izravnaval v dveh delih. V prvem sem za srednji pogrešek utežne enote smeri in dolžin uporabil podatek, ki ga podaja proizvajalec instrumenta kot natančnost merjenja kotov in dolžin (5" in 3 mm). Po izravnavi sem ugotovil, da je a-priori ocena natančnosti opazovanj nerealna, saj ni bila primerljiva z referenčnim standardnim odklonom smeri in dolžin po izravnavi. Zato sem v drugem delu izravnave podal srednji pogrešek utežne enote smeri 2" in za dolžine 1 mm.

Na osnovi izravnave geodetske mreže kot proste mreže (vse točke so »nove«) pridobimo realno oceno o natančnosti opazovanj in najverjetnejše vrednosti koordinat točk (definitivne koordinate točk) v mreži brez vpliva danih točk. Pridobimo tudi oceno natančnosti meritev in oceno natančnosti določitve položaja točk (elementi standardnih elips zaupanja). Na kvaliteto oziroma natančnost mreže vplivajo naslednji dejavniki:

- oblika mreže (geometrija),
- kvaliteta danih količin,
- natančnost merjenih količin (metoda izmere, instrumentarij)
- objektivni pogoji okolja (vremenske razmere, terenske danosti),
- subjektivna sposobnost opazovalca,
- način izravnave.

Ocena natančnosti končnih rezultatov kaže na kakovost izvedbe geodetskih opazovanj. Popravki opazovanj pa so merilo kakovosti opazovanj. Natančnost opazovanj je določena z referenčnim standardnim odklonom utežne enote. Na podlagi tega lahko izračunamo referenčni standardni odklon koordinat nove točke, ta pa predstavlja natančnost točk mreže v smeri osi y in x. Sledi še izračun elementov standardne elipse zaupanja. V spodnji preglednici so zajeti rezultati izravnave.

Preglednica 17: Rezultati izravnave

<i>Izravnava proste geodetske mreže</i>					
$\sigma_0$	$\sigma_\alpha ["]$	$\sigma_s [mm]$	$\sigma_p \max [mm]$	$\sigma_p \min [mm]$	$\sigma_p [mm]$
0,99998	1,6794	0,8313	0,2	0,2	0,2

Kjer so:

- $\sigma_0$  .... referenčni standardni odklon utežne enote,
- $\sigma_\alpha$  .... referenčni standardni odklon horizontalne smeri,
- $\sigma_s$  .... referenčni standardni odklon dolžin,
- $\sigma_p \max$  .... največji položajni referenčni standardni odklon,
- $\sigma_p \min$  .... najmanjši položajni referenčni standardni odklon,
- $\sigma_p$  .... srednji položajni referenčni standardni odklon.

Velja pravilo, da je izravnava realna, če je vrednost referenčne variance a-posteriori oz referenčni standardni odklon utežne enote blizu 1. Večja odstopanja lahko povzročijo prisotnost grobih pogreškov v opazovanjih ali neuskkljenost a-priori natančnosti opazovanj z dejansko doseženo mersko natančnostjo po izravnavi. Če je referenčni standardni odklon smeri ali dolžin po izravnavi primerljiv z a-priori oceno natančnosti pred izravnavo, lahko sklepamo, da so pričakovanja glede natančnosti opazovanj izpolnjena oziroma realna. V nasprotnem primeru lahko sklepamo na določena nesoglasja med pričakovano in dejansko natančnostjo opazovanj. Razlog za nesoglasja je lahko nerealna a-priori ocena natančnosti opazovanj, neprimerna izbira instrumentarija ali metode izmere (Stopar, 2003/04).

Cilj naloge je bila tudi primerjava izravnanih koordinat s koordinatami, določenimi z VRS-metodo izmere. Koordinatne razlike oz. popravki približnih vrednosti koordinat so prikazani v spodnji tabeli.

Preglednica 18: Popravki približnih vrednosti koordinat

<i>Točka</i>	<i>Dy</i>	<i>Dx</i>
1001	0,0054 m	-0,0168 m
1002	0,0109 m	0,0042 m
1003	-0,0136 m	0,0025 m
1004	-0,0027 m	0,0101 m

V tabeli lahko vidimo, da se koordinate, ki smo jih določili z VRS-metodo izmere, različno razlikujejo od koordinat, ki smo jih na podlagi nadštevilnih opazovanj izravnali, in sicer približno za centimeter. Na podlagi tega lahko sklepamo, da je treba natančno zakoličbo osi objektov opraviti z elektronskim tahimetrom, z GNSS-sprejemnikom pa lahko zakoličimo točke, pri katerih ni potrebna velika natančnost (zunanja ureditev, robniki, ...)

V naslednji preglednici so kot končni rezultati izravnave zapisane najverjetnejše vrednosti horizontalnih koordinat točk geodetske mreže s pripadajočimi elementi natančnosti.

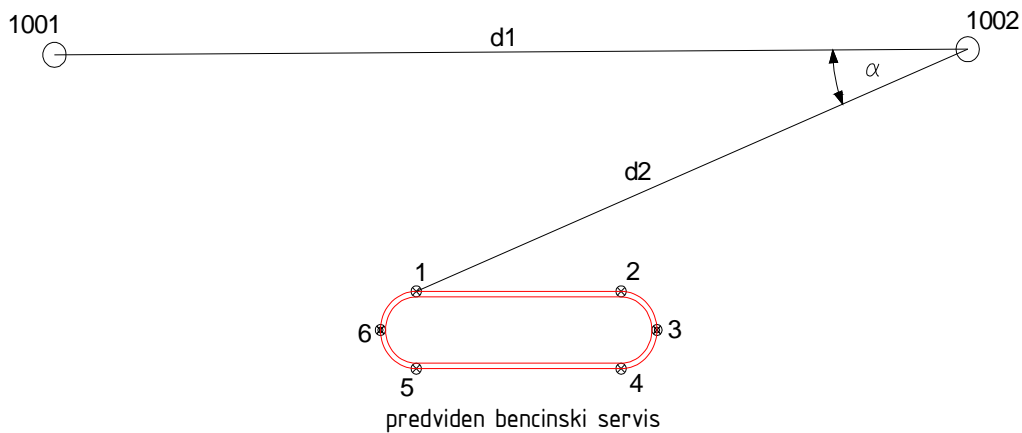
Preglednica 19: Najverjetnejše horizontalne koordinate točk geodetke mreže s pripadajočimi standardnimi elipsami zaupanja

<i>Točka</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>θ</i>
1001	511837,6424 m	133772,5482 m	0,0002 m	0,0002 m	145°
1002	511912,3759 m	133772,9772 m	0,0002 m	0,0002 m	57°
1003	511837,3324 m	133725,9245 m	0,0002 m	0,0002 m	152°
1004	511886,3223 m	133709,2201 m	0,0002 m	0,0002 m	148°



## 5.7 Primer: analiza natančnosti zakoličevanja točk po polarni metodi

Na terenu je bilo treba zakoličiti različne točke iz projekta, kot npr. točke robnikov, kanalizacije, položaj rezervoarja, predvidenega bencinskega servisa itd. V naslednjem primeru sem izračunal zakoličbene elemente za zakoličevanje točk predvidenega bencinskega servisa in ocenil natančnost zakoličbe po polarni metodi za izbrano točko. Za stojišče sem uporabil izravnane koordinate točke 1002, navezal sem se na točko 1001.



Slika 24: Zakoličba bencinskega servisa

Preglednica 20: Izračun zakoličbenih elementov

Točka	$\alpha_i$ (° ' ")	$d_i$ (m)
1	40-31-27	34,317
2	48-01-55	30,036
3	50-50-58	30,159
4	50-33-36	31,636
5	43-04-22	35,726
6	40-41-47	35,798

Ocenitev natančnosti zakoličbe sem izračunal za točko 1.

Preglednica 21: Podatki za izračun natančnosti po polarni metodi

$\sigma_\alpha$	$\pm 1,5$ mgon
$\sigma_d$	$\pm 3$ mm + 3 ppm
$\sigma_{oz}$	$\pm 1,0$ mm
$\sigma_e$	$\pm 1,0$ mm
$d_1$	74,735 m
$d_2$	34,317 m
$\alpha$	$40^\circ 31' 27''$
$\rho$	63662 mgon

Izračun:

$$\text{Vpliv pogreška centriranja: } \sigma_c = 2 \sin \frac{\alpha}{2} \sigma_e = 0,69 \text{ mm}$$

$$\text{Vpliv pogreška signaliziranja: } \sigma_{cs} = \sigma_e \frac{d_2}{d_1 \sqrt{2}} = 0,33 \text{ mm}$$

$$\sigma_{d_2} = \sqrt{(3\text{mm})^2 + (3\text{ppm})^2} = 3,00 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pr} = \sqrt{\frac{\sigma_c^2}{2} + \sigma_{cs}^2 + \left(\frac{d_2 \sigma_\alpha}{\rho}\right)^2 + \frac{\sigma_{oz}^2}{2}} = 1,22 \text{ mm}$$

$$\sigma_{vz} = \sqrt{\frac{\sigma_c^2}{2} + \sigma_{d_2}^2 + \frac{\sigma_{oz}^2}{2}} = 3,12 \text{ mm}$$

$$\sigma_p = \sqrt{\sigma_{pr}^2 + \sigma_{vz}^2} = 3,35 \text{ mm}$$

V obravnavanem primeru vidimo, da ima vzdolžna komponenta veliko večji vpliv na položajno natančnost kot pa prečna komponenta.

## 6 ZAKLJUČEK

Za vsa geodetska dela je vzpostavitev geodetske mreže ključnega pomena. V praksi se zaradi svoje učinkovitosti kot metoda izmere najpogosteje uporablja kombinacija satelitske in klasične geodezije. GPS-metode izmere se najpogosteje uporabljajo za vzpostavitev geodetskih mrež, medtem ko so klasične metode izmere primernejše za zakoličevanje objektov.

Na podlagi zahteve naročnika je bilo treba izvesti zakoličbo objekta bencinskega servisa in njegove zunanje ureditve. Praktični primer v diplomski nalogi predstavlja vzpostavitev geodetske mreže za potrebe zakoličevanja objektov. Geodetski načrt za izdelavo projekta bencinskega servisa je bil izdelan v D48-koordinatnem sistemu. Z GPS-opazovanji pridobimo koordinate v globalnem koordinatnem sistemu, zato je bilo treba vzpostaviti povezljivost med sistemoma D48 in GPS-koordinatnim sistemom.

Transformacija koordinatnih sistemov predstavlja določitev položaja točk, podanih v enem koordinatnem sistemu, v drug koordinatni sistem. V primeru dovolj velikega števila danih točk v obeh koordinatnih sistemih je mogoče izvajati transformacije med obema koordinatnima sistemoma. Za potrebe vzpostavitve geodetske mreže je bilo treba izračunati lokalne transformacijske parametre, tako da sem v bližini delovišča poiskal točke navezovalne mreže, ki imajo dane koordinate v D48-koordinatnem sistemu. Tem točkam sem z VRS-metodo izmere določil koordinate v ETRS89-koordinatnem sistemu in tako vzpostavil povezljivost med obema sistemoma. Lokalne transformacijske parametre sem nato izračunal s pomočjo spletne aplikacije SitraNet.

Za potrebe izvajanja geodetskih del na gradbišču je bila okoli gradbišča vzpostavljena terestična mreža štirih točk. Tem točkam sem z VRS-metodo izmere in ob uporabi izračunanih lokalnih transformacijskih parametrov določil položaj v D48-koordinatnem sistemu. Te koordinate sem nato uporabil kot približne koordinate za izravnavo geodetske mreže.

Namen naloge je bil izvesti tudi primerjavo koordinat točk geodetske mreže, določenih z VRS-metodo izmere, z rezultati izravnave geodetske mreže. Geodetsko mrežo smo izravnali kot prosto mrežo (vse točke so nove) ter tako pridobili realno oceno o natančnosti opazovanj in najverjetnejše vrednosti koordinat točk v mreži, brez vpliva danih točk. Rezultati izravnave so tudi ocena natančnosti meritev in ocena natančnosti določitve položaja točk (elementi standardnih elips zaupanja). Na podlagi rezultatov izravnave lahko sklepamo, da lahko z GNSS-sprejemnikom zakoličimo točke, kjer ni zahtevana visoka natančnost, medtem ko je treba natančne zakoličbe izvesti z elektronskim tahimetrom.

## VIRI

Berdajs, A., Ulbl, M. 2010. Inženirska geodezija. Gradivo za 2. letnik. Višješolski strokovni program Gradbeništvo. Ljubljana, Višja strokovna šola ACADEMIA.

Breznikar, A., Koler, B. 2009. Inženirska geodezija. Gradivo za strokovne izpite. Inženirska zbornica Slovenije. Matična sekcija geodetov, Ljubljana: 68 str.

Goršič, J., Breznikar, A., Savšek-Safić, S. 2006. Vloga geodezije pri gradnji manj zahtevnih objektov. Geodetski vestnik 50, 4: 654 – 665.

Koler, B., Medved, K., Kuhar, M. 2006. Projekt nove gravimetrične mreže 1. reda Republike Slovenije. Geodetski vestnik 50, 3: 451 – 460.

Koler, B., Medved, K., Kuhar, M. 2007. Uvajanje sodobnega višinskega sistema v Sloveniji. Geodetski vestnik 51, 4: 777 – 792.

Kogoj, D., 2002. Merjenje dolžin z elektronskimi razdaljemerji. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 159 str.

Kogoj, D., Stopar, B. 2009. Geodetska izmera. Gradivo za strokovne izpite. Inženirska zbornica Slovenije. Ljubljana, Matična sekcija geodetov: 37 str.

Kozmus, K., Stopar, B. Navodila za uporabo spletne aplikacije za transformacijo koordinatnih sistemov SiTraNet. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.  
<http://sitranet.si>

Lavbič, D. 2005. Analiza kakovosti VRS metode v omrežju SIGNAL ter kakovosti transformacij med ETRS89 in državnim koordinatnim sistemom na območju Celja. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 110 str.

Mednarodni standard ISO 17123-3 (2001). Optics an optical instruments – Field procedures for testing geodetic and surveying instruments. Part 3: Theodolites, ISO 17123-3:2001 (E).

Radovan, D. 2007. Slovensko omrežje referenčnih postaj GPS za natančno določevanje položaja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

[http://www.fgg.uni-lj.si/sugg/referati/2007/SZGG2007\\_Radovan.pdf](http://www.fgg.uni-lj.si/sugg/referati/2007/SZGG2007_Radovan.pdf)

(30. 8. 2009).

Stari in novi državni horizontalni sistem ter stara in nova državna kartografska projekcija.

[http://ww.gu.gov.si/fileadmin/gu.gov.si/pageuploads/ogs/Nova\\_drz\\_karto\\_projekcija.doc](http://ww.gu.gov.si/fileadmin/gu.gov.si/pageuploads/ogs/Nova_drz_karto_projekcija.doc)

(27. 9. 2009)

Stopar, B. 2007. Vzpostavitev ESRS v Sloveniji. Geodetski vestnik 51, 4: 763-776.

Stopar, B., Koler, B., Kuhar, M. 2009. Osnovni geodetski sistem. Gradivo za strokovne izpite. Inženirska zbornica Slovenije. Matična sekcija geodetov, Ljubljana: 49 str.

Stopar, B., Koler, B., Kuhar, M., Jenko, M., 2007. Sodelovanje znanstveno raziskovalnega sektorja pri uvajanju evropskega koordinatnega sistema v Sloveniji. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

<http://www.gu.gov.si/fileadmin/gu.gov.si/pageuploads/GRADIVA/ogs/Stopar.pdf>

(12. 12. 2010).

Stopar, B., Kuhar, M., Koler, B. 2007. Novi koordinatni sistem v Sloveniji.

[www.fgg.uni-lj.si/sugg/](http://www.fgg.uni-lj.si/sugg/) ( 27. 9. 2009)

Stopar, B., Pavlovčič, P., Kozmus, K. 2006. GPS v geodetski praksi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 50 str.

Stopar, B., Zapiski predavanj Višja geodezija III. Šolsko leto 2003/2004.

Zakon o graditvi objektov (Uradni list RS, št. 110/2002).

## **PRILOGE:**

**PRILOGA A:** Kopija poročila podjetja *Geoservis d.o.o.* o preizkusu instrumenta *NIKON NPL 352*

**PRILOGA B:** Poročilo GNSS-izmere veznih točk:

- *1. serija meritev*
- *2. serija meritev*
- *3. serija meritev*

**PRILOGA C:** Rezultati transformacije

**PRILOGA D:** Poročilo GNSS-izmere vzpostavitve geodetske mreže

**PRILOGA E:** Meritve na terenu in izračun girusov s pomočjo programa Excel

**PRILOGA F:** Izračun redukcij poševno merjenih dolžin

**PRILOGA G:** Vhodna datoteka za izravnavo (\*pod).

**PRILOGA H:** Izhodna datoteka s podatki izravnave (\*.gem).

## PRILOGA A



Geoservis, d.o.o.  
Litijska cesta 45  
1000 Ljubljana

Številka **09197 / 2009**  
Stran **1 od 1**

tel.: +386 (0)1 586 38 30  
fax: +386 (0)1 586 38 40  
internet: www.geoservis.si  
e-pošta: info@geoservis.si

### POROČILO O PREIZKUSU INSTRUMENTA

Naročnik **“Geostroka” Andrej Peunik s.p.**  
**Milčinskega 9**  
**3000 Celje**

Lastnik (imetnik) **“Geostroka” Andrej Peunik s.p.**  
**Milčinskega 9**  
**3000 Celje**

Merilo / instrument **tahimeter**

Tip **NPL352**

Serijska številka **33216**

Proizvajalec **NIKON**

Datum kontrole **31.07.09**

Naslednja kontrola **31. 07. 2010**  
Datum naslednje kontrole je podan kot priporočilo. Dejanske intervale kontrole določa uporabnik upoštevaje vrsto, pogostnost in pogoje uporabe.

Specifikacija **Preizkušani instrument ustreza specifikacijam, kot so navedene v originalnih uporabniških navodilih, ki ste jih prejeli ob dobavi.**  
(vezni dokument: DN št.: 9564)

Ugotovitev **Potrjujemo, da je bil naveden instrument preizkušen in ustreza navedenim specifikacijam.**  
**Pri preizkusu uporabljena oprema je sledljiva do mednarodnega standarda oziroma je bil preizkus opravljen v skladu s prepoznanimi metodami.**

Izvedel:

**Andrej Bilban**

Datum izdaje:

**03.08.09**



IBAN: **S156 0203 3001 5489 545** SWIFT: **LJBASI2X** Banka: **Nova Ljubljanska banka d.d., Ljubljana**  
IBAN: **S156 2900 0005 5420 031** SWIFT: **BACXS122** Banka: **UniCredit Banka Slovenija d.d., Ljubljana**  
09197 GEOSTROKA AndrejPeunik Celje NPL352 033216.doc str 1/1

Št. reg. vložka: 1/22124/00  
Okrožno sodišče v Ljubljani  
Osnovni kapital: 29.210,00 EUR  
ID DDV: S161771945  
Matična številka: 5742994



Izračun AD - merjenje na interni bazi

datum preizkusa: 31.07.09

Instrument: NIKON NPL 352 ser.št.: 33216  
Naročnik/lastnik: GEOSTROKA s.p. Andrej Pevnik

DN: 9564

	<u>Reflektor 1</u>	<u>Reflektor 2</u>	<u>Reflektor 3</u>	<u>Reflektor 4</u>	<u>RetroTape</u>	
Znane dolžine:	13,4791	19,5473	21,2036	27,4666	7,5410	
Merjene dolžine:	13,4802	19,5490	21,2064	27,4662		<b>AD (mm)</b>
Odstopanje:	-0,0011	-0,0017	-0,0028	0,0004		<b>-1,3</b>

Meril / izračunal: jd/ab



## PRILOGA B:

### - 1. serija meritev

```
=====
SDR+ 10.1.1 (31410)
GNSS Report
9/22/2010 2:34:43 PM
=====
```

#### JOB

```
-----
Name:          1_serija_etrs89
Created:       9:11:10 AM 9/21/2010
Coordinate system: ETRS 89 - Geographic
-----
```

#### RECEIVER 1

```
-----
Name:          Sokkia GSR2700 ISX_aNTRIP_30
Brand:         Sokkia
Model:         GSR2700 ISX
Serial number: NCD07240013
Firmware:      3.213;2.110
-----
```

#### SESSION 1-1

```
-----
Time:          9/21/2010 9:13:01 AM
Base:          1000vrs
Correction format: RTCMV3 (NwRTK)
Broadcast ID:  ANY
True antenna height (m):                2.110
WGS84 Latitude:                          0° 00' 00.00000"
WGS84 Longitude:                         0° 00' 00.00000"
WGS84 Height (m):                        0.000
-----
```

GNSS VECTOR OBSERVATIONS

```
-----  
Time                Point Meas.Ht.(m) Ant.Ht.(m) Mode Fix/Flt H.Sigma(m) V.Sigma(m) PDOP SVs  
-----  
9/21/2010 9:14:28 AM 90132 2.000 2.110 Avg. 5/0 0.015 0.013 1.2 10  
-----
```

RECEIVER 2

```
-----  
Name:               Sokkia GSR2700 ISX_KLIC  
Brand:              Sokkia  
Model:              GSR2700 ISX  
Serial number:      NCD07240013  
Firmware:           3.213;2.110  
-----
```

SESSION 2-1

```
-----  
Time:               9/21/2010 9:19:37 AM  
Base:               1001vrs  
Correction format:  RTCM (NwRTK)  
Broadcast ID:       ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude:     0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude:    0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m):   0.000  
-----
```

GNSS VECTOR OBSERVATIONS

```
-----  
Time                Point Meas.Ht. (m) Method Ant.Ht. (m) Mode Fix/Flt H.Sigma (m) V.Sigma (m) PDOP SVs  
-----  
9/21/2010 9:20:08 AM 91034 2.000 vertical 2.110 Avg. 5/0 0.017 0.021 1.6 8  
-----
```

RECEIVER 3

```
-----  
Name:               Sokkia GSR2700 ISX_KLIC  
-----
```

Brand: Sokkia  
Model: GSR2700 ISX  
Serial number: NCD07240013  
Firmware: 3.213;2.110

-----  
SESSION 3-1  
-----

Time: 9/21/2010 9:30:12 AM  
Base: 1002vrs  
Correction format: RTCM (NWRTK)  
Broadcast ID: ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m): 0.000

-----  
GNSS VECTOR OBSERVATIONS  
-----

Time	Point	Meas.Ht. (m)	Method	Ant.Ht. (m)	Mode	Fix/Flt	H.Sigma (m)	V.Sigma (m)	PDOP	SVs
9/21/2010 9:31:51 AM	90031	2.000	vertical	2.110	Avg	5/0	0.018	0.024	2.3	6

-----  
RECEIVER 4  
-----

Name: Sokkia GSR2700 ISX\_KLIC  
Brand: Sokkia  
Model: GSR2700 ISX  
Serial number: NCD07240013  
Firmware: 3.213;2.110

-----  
SESSION 4-1  
-----

Time: 1/27/2011 9:41:23 AM  
Base: 1000vrs



Time	Point	Meas.Ht. (m)	Method	Ant.Ht. (m)	Mode	Fix/Flt	H.Sigma (m)	V.Sigma (m)	PDOP	SVs
9/21/2010 9:51:31 PM	90133	2.000	Vertical	2.110	Avg.	5/0	0.021	0.030	2.5	7

POINTS

Name	Derv.	#	Latitude	Longitude	Height (m)	Code
1000vrs	KI	0	46° 20' 57.52800"	15° 08' 45.13200"	463.910	
90132	GNSS	1	46° 20' 57.48030"	15° 08' 45.07538"	464.698	
1001vrs	KI	0	46° 20' 22.08600"	15° 09' 50.81400"	484.770	
91034	GNSS	1	46° 20' 22.05093"	15° 09' 50.78320"	485.158	
1002vrs	KI	0	46° 20' 32.11800"	15° 08' 07.14600"	433.520	
90031	GNSS	1	46° 20' 32.06476"	15° 08' 07.16549"	435.192	
1003vrs	KI	0	46° 21' 14.79600"	15° 08' 40.04400"	458.680	
90052	GNSS	1	46° 21' 14.72585"	15° 08' 39.75694"	456.574	
1004vrs	KI	0	46° 21' 21.91200"	15° 09' 36.90600"	563.200	
90133	GNSS	1	46° 21' 21.90490"	15° 09' 36.86732"	563.030	

## PRILOGA B:

### - 2. serija meritev

```
=====
SDR+ 10.1.1 (31410)
GNSS Report
9/22/2010 2:33:33 PM
=====
```

#### JOB

```
-----
Name:          2_serija_etrs89
Created:       12:06:13 PM 9/21/2010
Coordinate system: ETRS 89 - Geographic
-----
```

#### RECEIVER 1

```
-----
Name:          Sokkia GSR2700 ISX_aNTRIP_30
Brand:         Sokkia
Model:         GSR2700 ISX
Serial number: NCD07240013
Firmware:      3.213;2.110
-----
```

#### SESSION 1-1

```
-----
Time:          9/21/2010 12:08:07 PM
Base:          1000vrs
Correction format: RTCMV3 (NwRTK)
Broadcast ID:  ANY
True antenna height (m):                2.110
WGS84 Latitude:                          0° 00' 00.00000"
WGS84 Longitude:                         0° 00' 00.00000"
WGS84 Height (m):                        0.000
-----
```

#### GNSS VECTOR OBSERVATIONS



```
-----  
Time                Point Meas.Ht.(m) Ant.Ht.(m) Mode Fix/Flt H.Sigma(m) V.Sigma(m) PDOP SVs  
-----  
9/21/2010 12:10:08 PM 90132 2.000 2.110 Avg. 5/0 0.025 0.030 1.1 9  
-----
```

RECEIVER 2

```
-----  
Name:               Sokkia GSR2700 ISX_KLIC  
Brand:              Sokkia  
Model:              GSR2700 ISX  
Serial number:      NCD07240013  
Firmware:           3.213;2.110  
-----
```

SESSION 2-1

```
-----  
Time:               9/21/2010 12:20:48 PM  
Base:               1001vrs  
Correction format:  RTCM (NwRTK)  
Broadcast ID:       ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude:     0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude:    0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m):   0.000  
-----
```

GNSS VECTOR OBSERVATIONS

```
-----  
Time                Point Meas.Ht. (m) Method Ant.Ht. (m) Mode Fix/Flt H.Sigma (m) V.Sigma (m) PDOP SVs  
-----  
9/21/2010 12:22:08 PM 91034 2.000 vertical 2.110 Avg. 5/0 0.017 0.014 1.6 9  
-----
```

RECEIVER 3

```
-----  
Name:               Sokkia GSR2700 ISX_KLIC  
Brand:              Sokkia  
-----
```

Model: GSR2700 ISX  
Serial number: NCD07240013  
Firmware: 3.213;2.110

-----  
SESSION 3-1  
-----

Time: 9/21/2010 12:33:16 PM  
Base: 1002vrs  
Correction format: RTCM (NWRTK)  
Broadcast ID: ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m): 0.000

-----  
GNSS VECTOR OBSERVATIONS  
-----

Time	Point	Meas.Ht. (m)	Method	Mode	Fix/Flt	H.Sigma (m)	V.Sigma (m)	PDOP	SVs
9/21/2010 12:35:01 PM	90031	2.000	vertical	Avg.	5/0	0.017	0.023	1.9	7

-----  
RECEIVER 4  
-----

Name: Sokkia GSR2700 ISX\_KLIC  
Brand: Sokkia  
Model: GSR2700 ISX  
Serial number: NCD07240013  
Firmware: 3.213;2.110

-----  
SESSION 4-1  
-----

Time: 9/21/2010 12:44:43 PM  
Base: 1000vrs  
Correction format: RTCMV3 (NWRTK)

Broadcast ID: ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m): 0.000

-----  
GNSS VECTOR OBSERVATIONS  
-----

Time	Point	Meas.Ht. (m)	Method	Ant.Ht.	Mode	Fix/Flt	H.Sigma (m)	V.Sigma (m)	PDOP	SVs
9/21/2010 12:46:08 PM	90052	2.000	vertical	2.110	Avg.	5/0	0.018	0.017	1.3	8

-----  
RECEIVER 5  
-----

Name: Sokkia GSR2700 ISX\_KLIC  
Brand: Sokkia  
Model: GSR2700 ISX  
Serial number: NCD07240013  
Firmware: 3.213;2.110

-----  
SESSION 5-1  
-----

Time: 9/21/2010 12:55:33 PM  
Base: 1000vrs  
Correction format: RTCMV3 (NWRTK)  
Broadcast ID: ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m): 0.000

-----  
GNSS VECTOR OBSERVATIONS  
-----

Time	Point	Meas.Ht. (m)	Method	Ant.Ht. (m)	Mode	Fix/Flt	H.Sigma (m)	V.Sigma (m)	PDOP	SVs
------	-------	--------------	--------	-------------	------	---------	-------------	-------------	------	-----

-----  
9/21/2010 12:57:08 PM 90133 2.000 vertical 2.110 Avg. 5/0 0.018 0.017 1.3 8  
-----

POINTS

-----  
Name Derv. # Latitude Longitude Height (m) Code  
-----  
1000vrs KI 0 46° 20' 57.55200" 15° 08' 45.05400" 466.320  
90132 GNSS 1 46° 20' 57.48047" 15° 08' 45.07518" 464.707  
1001vrs KI 0 46° 20' 22.07400" 15° 09' 50.82025" 484.538  
91034 GNSS 1 46° 20' 22.05100" 15° 09' 50.78372" 485.139  
1002vrs KI 0 46° 20' 32.08779" 15° 08' 07.21195" 432.530  
90031 GNSS 1 46° 20' 32.06506" 15° 08' 07.16559" 435.207  
1003vrs KI 0 46° 20' 57.49800" 15° 08' 45.09600" 463.610  
90052 GNSS 1 46° 21' 14.72609" 15° 08' 39.75665" 456.592  
1004vrs KI 0 46° 20' 57.49800" 15° 08' 45.09600" 463.610  
90133 GNSS 1 46° 21' 21.90507" 15° 09' 36.86761" 563.021  
-----

## PRILOGA B:

### - 3. serija meritev

```
=====
SDR+ 10.1.1 (31410)
GNSS Report
9/22/2010 2:31:33 PM
=====
```

#### JOB

```
-----
Name:          3_serija_etrs89
Created:       3:16:14 PM 9/21/2010
Coordinate system: ETRS 89 - Geographic
-----
```

#### RECEIVER 1

```
-----
Name:          Sokkia GSR2700 ISX_aNTRIP_30
Brand:         Sokkia
Model:         GSR2700 ISX
Serial number: NCD07240013
Firmware:      3.213;2.110
-----
```

#### SESSION 1-1

```
-----
Time:          9/21/2010 3:18:03 PM
Base:          1000vrs
Correction format: RTCMV3 (NwRTK)
Broadcast ID:  ANY
True antenna height (m):                2.110
WGS84 Latitude:                          0° 00' 00.00000"
WGS84 Longitude:                         0° 00' 00.00000"
WGS84 Height (m):                        0.000
-----
```

#### GNSS VECTOR OBSERVATIONS

```
-----  
Time                Point Meas.Ht.(m) Ant.Ht.(m) Mode Fix/Flt H.Sigma(m) V.Sigma(m) PDOP SVs  
-----  
9/21/2010 3:21:18 PM 90132 2.000 2.110 Avg. 5/0 0.018 0.017 1.3 8  
-----
```

RECEIVER 2

```
-----  
Name:               Sokkia GSR2700 ISX_KLIC  
Brand:              Sokkia  
Model:              GSR2700 ISX  
Serial number:      NCD07240013  
Firmware:           3.213;2.110  
-----
```

SESSION 2-1

```
-----  
Time:               9/21/2010 3:32:48 PM  
Base:               1001vrs  
Correction format:  RTCM (NwRTK)  
Broadcast ID:       ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude:     0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude:    0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m):   0.000  
-----
```

GNSS VECTOR OBSERVATIONS

```
-----  
Time                Point Meas.Ht. (m) Method Ant.Ht. (m) Mode Fix/Flt H.Sigma (m) V.Sigma (m) PDOP SVs  
-----  
9/21/2010 3:35:08 PM 91034 2.000 vertical 2.110 Avg. 5/0 0.017 0.014 1.6 9  
-----
```

RECEIVER 3

```
-----  
Name:               Sokkia GSR2700 ISX_KLIC  
Brand:              Sokkia  
-----
```

Model: GSR2700 ISX  
Serial number: NCD07240013  
Firmware: 3.213;2.110

-----  
SESSION 3-1  
-----

Time: 9/21/2010 3:47:26 PM  
Base: 1002vrs  
Correction format: RTCM (NWRTK)  
Broadcast ID: ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m): 0.000

-----  
GNSS VECTOR OBSERVATIONS  
-----

Time	Point	Meas.Ht. (m)	Method	Ant.Ht. (m)	Mode	Fix/Flt	H.Sigma (m)	V.Sigma (m)	PDOP	SVs
9/21/2010 3:49:41 PM	90031	2.000	vertical	2.110	Avg.	5/0	0.017	0.017	1.8	8

-----  
RECEIVER 4  
-----

Name: Sokkia GSR2700 ISX\_KLIC  
Brand: Sokkia  
Model: GSR2700 ISX  
Serial number: NCD07240013  
Firmware: 3.213;2.110

-----  
SESSION 4-1  
-----

Time: 9/21/2010 4:02:03 PM  
Base: 1000vrs  
Correction format: RTCMV3 (NWRTK)

Broadcast ID: ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m): 0.000

-----  
GNSS VECTOR OBSERVATIONS  
-----

Time	Point	Meas.Ht. (m)	Method	Ant.Ht. (m)	Mode	Fix/Flt	H.Sigma (m)	V.Sigma (m)	PDOP	SVs
9/21/2010 4:04:18 PM	90052	2.000	vertical	2.110	Avg.	5/0	0.018	0.017	1.3	8

-----  
RECEIVER 5  
-----

Name: Sokkia GSR2700 ISX\_KLIC  
Brand: Sokkia  
Model: GSR2700 ISX  
Serial number: NCD07240013  
Firmware: 3.213;2.110

-----  
SESSION 5-1  
-----

Time: 9/21/2010 4:15:03 PM  
Base: 1000vrs  
Correction format: RTCMV3 (NWRTK)  
Broadcast ID: ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m): 0.000

-----  
GNSS VECTOR OBSERVATIONS  
-----

Time	Point	Meas.Ht. (m)	Method	Ant.Ht. (m)	Mode	Fix/Flt	H.Sigma (m)	V.Sigma (m)	PDOP	SVs
------	-------	--------------	--------	-------------	------	---------	-------------	-------------	------	-----



-----  
9/21/2010 4:17:18 PM 90133 2.000 Vertical 2.110 Avg. 5/0 0.018 0.017 1.3 8  
-----

POINTS

-----  
Name Derv. # Latitude Longitude Height (m) Code  
-----  
1000vrs KI 0 46° 20' 57.49800" 15° 08' 45.09600" 463.610  
90132 GNSS 1 46° 20' 57.48039" 15° 08' 45.07500" 464.697  
1001vrs KI 0 46° 20' 22.08008" 15° 09' 50.82015" 484.359  
91034 GNSS 1 46° 20' 22.05062" 15° 09' 50.78362" 485.143  
1002vrs KI 0 46° 20' 31.96811" 15° 08' 07.28984" 434.937  
90031 GNSS 1 46° 20' 32.06522" 15° 08' 07.16524" 435.192  
1003vrs KI 0 46° 20' 57.49800" 15° 08' 45.09600" 463.610  
90052 GNSS 1 46° 21' 14.72576" 15° 08' 39.75688" 456.564  
1004vrs KI 0 46° 20' 57.49800" 15° 08' 45.09600" 463.610  
90133 GNSS 1 46° 21' 21.90465" 15° 09' 36.86738" 563.019  
-----



## PRILOGA C

### PROSTORSKA TRANSFORMACIJA

SiTraNet v2.10

Avtorja: Klemen Kozmus Trajkovski & Bojan Stopar, UL FGG

Datum: 25.11.2010

-----  
Tip transformacije: 3R 7-parametrična podobnostna

Višine veznih točk v izračunu transf.par.: Reducirane na 0:  $h(\text{ETRS89})=0$ ,  
 $H(\text{D48/D96})=0$

Višine transformiranih točk:  $H = h - N$

Helmertova transformacija: DA

Datoteka s podatki v začetnem datumu: ETRS.txt

Datoteka s podatki v končnem datumu: GK.txt

### KOORDINATE TOĀEK V ZAĀETNEM DATUMU - ETRS89 (elipsoidne)

točka	fi	la	h	s_fi	s_la	s_h
90132	46 20 57.48039	15 08 45.07519	464.701	1.000	1.000	1.000
91034	46 20 22.05085	15 09 50.78351	485.159	1.000	1.000	1.000
90031	46 20 32.06501	15 08 07.16552	435.199	1.000	1.000	1.000
90052	46 21 14.72590	15 08 39.75682	456.577	1.000	1.000	1.000
90133	46 21 21.90487	15 09 36.86744	563.023	1.000	1.000	1.000

### KOORDINATE TOĀEK V KONĀNEM DATUMU - D48/GK

toĀka	x	y	H	s_x	s_y	s_H
90132	133923.620	511595.460	417.753	1.000	1.000	1.000
91034	132832.590	513002.570	438.280	1.000	1.000	1.000
90031	133137.490	510786.240	388.298	1.000	1.000	1.000
90052	134455.890	511480.730	409.622	1.000	1.000	1.000
90133	134679.900	512701.250	516.050	1.000	1.000	1.000

Vezne toĀke za izraĀun transformacijskih parametrov:

90132 91034 90031 90052 90133

### TRANSFORMIRANE KOORDINATE TOĀEK - D48/GK

toĀka	y	x	H	N(int.)
90132	511595.434	133923.647	417.760	46.941
91034	513002.577	132832.544	438.265	46.894
90031	510786.277	133137.495	388.291	46.908
90052	511480.744	134455.890	409.611	46.966

90133      512701.218      134679.914      516.039      46.984

PRIMERJAVA DANIH IN TRANSFORMIRANIH KOORDINAT VEZNIH TOĀEK V 3R PRAVOKOTNEM  
KOORDINATNEM SISTEMU

točka	X	Y	Z	
90132	4256473.562	1152524.344	4591693.508	dan
	4256473.550	1152524.314	4591693.527	transf.
	0.012	0.030	-0.019	dan - transf.
	0.028	0.028	0.028	std.dev.transf.k.
	0.433	1.066	0.664	std.popr.
	0.179	0.441	0.275	tau test
91034	4256870.079	1154087.479	4590938.318	dan
	4256870.110	1154087.494	4590938.286	transf.
	-0.031	-0.015	0.032	dan - transf.
	0.028	0.028	0.028	std.dev.transf.k.
	1.077	0.534	1.125	std.popr.
	0.446	0.221	0.466	tau test
90031	4257233.426	1151890.102	4591151.815	dan
	4257233.413	1151890.137	4591151.819	transf.
	0.013	-0.035	-0.003	dan - transf.
	0.028	0.028	0.028	std.dev.transf.k.
	0.453	1.228	0.111	std.popr.
	0.187	0.508	0.046	tau test
90052	4256131.336	1152313.857	4592061.080	dan
	4256131.332	1152313.871	4592061.080	transf.
	0.004	-0.014	-0.000	dan - transf.
	0.028	0.028	0.028	std.dev.transf.k.
	0.135	0.492	0.002	std.popr.
	0.056	0.203	0.001	tau test
90133	4255657.278	1153450.530	4592214.031	dan
	4255657.276	1153450.496	4592214.041	transf.
	0.002	0.034	-0.010	dan - transf.
	0.028	0.028	0.028	std.dev.transf.k.
	0.056	1.188	0.349	std.popr.
	0.023	0.492	0.144	tau test

PRIMERJAVA DANIH IN TRANSFORMIRANIH KOORDINAT VEZNIH TOĀEK V PROJ. RAVNINI KONĀNEGA  
DATUMA

točka	x	y	H	
90132	133923.620	511595.460	417.753	dan
	133923.647	511595.434	417.760	transf.

		-0.027	0.026	-0.007	dan - transf.
91034	132832.590	513002.570	438.280	dan	
	132832.544	513002.577	438.265	transf.	
	0.046	-0.007	0.015	dan - transf.	
90031	133137.490	510786.240	388.298	dan	
	133137.495	510786.277	388.291	transf.	
	-0.005	-0.037	0.007	dan - transf.	
90052	134455.890	511480.730	409.622	dan	
	134455.890	511480.744	409.611	transf.	
	-0.000	-0.014	0.011	dan - transf.	
90133	134679.900	512701.250	516.050	dan	
	134679.914	512701.218	516.039	transf.	
	-0.014	0.032	0.011	dan - transf.	

#### TRANSFORMACIJSKI PARAMETRI

deltaX            -616.552148 m  
 deltaY            -166.106744 m  
 deltaZ            -572.279406 m  
 alfa              0 00 05.204910 "  
 beta              0 00 02.600551 "  
 gama            - 0 00 11.375918 "  
 merilo             23.500747 ppm

Srednji stand. odklon (matrični račun):    0.022 m  
 Srednji stand. odklon (iz odstopanj):    0.028 m  
 Število iteracij:    2  
 Število veznih točk:    5  
 Število nadštevilnosti:    8

#### Najmanjše in največje vrednosti odstopanj (v cm):

min	-2.7	-3.7	-0.7
max	4.6	3.2	1.5
-----			
sr.v.	-0.0	0.0	0.7
sr.v.(abs)	1.9	2.3	1.0



## PRILOGA D:

=====

SDR+ 10.1.1 (31410)  
GNSS Report  
11/26/2010 11:59:39 AM

=====

### JOB

-----

Name: Geodetska mreza  
Created: 1:50:10 PM 11/25/2010  
Coordinate system: Bencinski servi - GK  
RECEIVER 1

-----

Name: Sokkia GSR2700 ISX\_aNTRIP\_30  
Brand: Sokkia  
Model: GSR2700 ISX  
Serial number: NCD07240013  
Firmware: 3.213;2.110

-----

### SESSION 1-1

-----

Time: 11/25/2010 1:51:43 PM  
Base: 1000vrs  
Correction format: RTCMV3 (NwRTK)  
Broadcast ID: ANY  
True antenna height (m): 2.110  
WGS84 Latitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Longitude: 0° 00' 00.00000"  
WGS84 Height (m): 0.000

-----

### GNSS VECTOR OBSERVATIONS

-----

Time	Point	Meas.Ht. (m)	Method	Ant.Ht. (m)	Mode	Fix/Flt	H.Sigma (m)	V.Sigma (m)	PDOP	SVs
11/25/2010 1:52:31 PM	90133	2.000	vertical	2.110	Avg.	5/0	0.017	0.014	1.7	8

-----

11/25/2010 1:54:05 PM	90133	2.000	vertical	2.110	Avg.	5/0	0.017	0.014	1.7	8
11/25/2010 1:55:37 PM	90133	2.000	vertical	2.110	Avg.	5/0	0.020	0.015	1.7	7
11/25/2010 1:57:12 PM	90133	2.000	vertical	2.110	Avg.	5/0	0.017	0.014	1.7	8

---

POINTS

---

Name	Derv.	#	North (m)	East (m)	Height (m)	Code
1000vrs	KI	0	133754.171	511851.310	407.943	
1001	GNSS	1	133772.565	511837.637	408.798	
1002	GNSS	1	133772.973	511912.365	409.715	
1003	GNSS	1	133725.922	511837.346	410.988	
1004	GNSS	1	133709.210	511886.325	409.798	

---











**PRILOGA F:** Podatki:

$\lambda =$	0,87	
$n_0 =$	1,000275	normalni lomni količnik
$k_a =$	-0,0013	adicijska konstanta [m]
$k_m =$	1	multiplikacijska konstanta
$t =$	12	suha temperatura [°]
$p =$	1017,2	zračni tlak [hPa]
$e =$	0	parcialni tlak vodne pare [hPa]
$R =$	6378000	radij Zemlje
$k =$	0,13	koeficient refrakcije
$\alpha =$	0,003660858	razteznostni koeficient zraka

Redukcija dolžin:

Vizura	°	'	''	dec	rad	t	Tlak	i	l	D0'	ka	km	Da	No	D'	Nd	Sp	Sk	R	Sm	e	So	Hm
1001 - 1002	89	11	55	89,19861	1,55681	12	1017,2	1,698	1,768	74,750	-0,0013	1	74,7487	1,000275	74,7481	1,000283	74,7472	74,7471	6378000	74,7350	-0,00000510	74,7350	409,286
1001 - 1003	87	06	37,5	87,11014	1,52036	12	1017,2	1,698	1,676	46,688	-0,0013	1	46,6867	1,000275	46,6863	1,000283	46,6874	46,6873	6378000	46,6281	-0,00000318	46,6251	409,987
1001 - 1004	88	21	06,5	88,35181	1,54203	12	1017,2	1,698	1,707	79,916	-0,0013	1	79,9147	1,000275	79,9141	1,000283	79,9138	79,9138	6378000	79,8807	-0,00000545	79,8756	409,444

Vizura	°	'	''	dec	rad	t	Tlak	i	l	D0'	ka	km	Da	No	D'	Nd	Sp	Sk	R	Sm	e	So	Hm
1002 - 1001	90	48	0	90,80000	1,58476	12	1017,2	1,768	1,698	74,750	-0,0013	1	74,7487	1,000275	74,7481	1,000283	74,7472	74,7472	6378000	74,7399	-0,00000510	74,7351	409,286
1002 - 1003	89	9	10,5	89,15292	1,55601	12	1017,2	1,768	1,676	88,590	-0,0013	1	88,5887	1,000275	88,5880	1,000283	88,5894	88,5894	6378000	88,5797	-0,00000604	88,5740	410,475
1002 - 1004	88	57	30,3	88,95842	1,55262	12	1017,2	1,768	1,707	68,892	-0,0013	1	68,8907	1,000275	68,8902	1,000283	68,8913	68,8913	6378000	68,8799	-0,00000470	68,8755	409,931

Vizura	°	'	''	dec	rad	t	Tlak	i	l	D0'	ka	km	Da	No	D'	Nd	Sp	Sk	R	Sm	e	So	Hm
1003 - 1001	92	53	28	92,89111	1,62156	12	1017,2	1,676	1,698	46,688	-0,0013	1	46,6867	1,000275	46,6863	1,000283	46,6875	46,6874	6378000	46,6280	-0,00000318	46,6250	409,987
1003 - 1002	90	50	47,3	90,84647	1,58557	12	1017,2	1,676	1,768	88,590	-0,0013	1	88,5887	1,000275	88,5880	1,000283	88,5894	88,5894	6378000	88,5797	-0,00000604	88,5740	410,475
1003 - 1004	90	03	41	90,06139	1,57187	12	1017,2	1,676	1,707	51,765	-0,0013	1	51,7637	1,000275	51,7633	1,000283	51,7633	51,7633	6378000	51,7633	-0,00000353	51,7600	410,633

Vizura	°	'	''	dec	rad	t	Tlak	i	l	D0'	ka	km	Da	No	D'	Nd	Sp	Sk	R	Sm	e	So	Hm
1004 - 1001	91	38	57,5	91,64931	1,59958	12	1017,2	1,707	1,698	79,916	-0,0013	1	79,9147	1,000275	79,9141	1,000283	79,9138	79,9138	6378000	79,8807	-0,00000545	79,8756	409,444
1004 - 1002	91	2	35	91,04306	1,58900	12	1017,2	1,707	1,768	68,892	-0,0013	1	68,8907	1,000275	68,8902	1,000283	68,8913	68,8913	6378000	68,8799	-0,00000470	68,8754	409,931
1004 - 1003	89	56	22	89,93944	1,56974	12	1017,2	1,707	1,676	51,765	-0,0013	1	51,7637	1,000275	51,7633	1,000283	51,7633	51,7633	6378000	51,7633	-0,00000353	51,7600	409,734



## PRILOGA G

\*n

1001 511837.637 133772.565

1002 511912.365 133772.973

1003 511837.346 133725.922

1004 511886.325 133709.210

\*o

3 1001 1002 0 0 0.0 1 74.7350 2 1

3 1001 1004 52 46 44 1 79.8756 2 1

3 1001 1003 90 42 34 1 46.6251 2 1

3 1002 1004 0 0 0.0 1 68.8755 2 1

3 1002 1003 35 41 6.5 1 88.5740 2 1

3 1002 1001 67 26 37.5 1 74.7351 2 1

3 1003 1001 0 0 0.0 1 46.6250 2 1

3 1003 1002 57 31 53 1 88.5740 2 1

3 1003 1004 108 26 50 1 51.7600 2 1

3 1004 1003 0 0 0.0 1 51.7600 2 1

3 1004 1001 33 37 25.5 1 79.8756 2 1

3 1004 1002 93 23 55.5 1 68.8756 2 1

\*PS

2

\*PD

.001

\*RK

S

\*RR

N

\*IK

DM

\*IS

DE

\*KONEC

## PRILOGA H

Izravnava Ravninske geodetske Mreže  
Program: GEM4, ver.4.0, oktober 2005  
Copyright (C) Tomaž Ambrožič & Goran Turk & Zvonimir Jamše

Ime datoteke s podatki: teren.pod  
Ime datoteke za rezultate: teren.rez  
Ime datoteke za risanje slike mreže: teren.ris  
Ime datoteke za izračun premikov: teren.koo

Datum: 23.12.2010  
Čas: 11:27:50

Seznam PRIBLIŽNIH koordinat novih točk

=====

Točka	Y (m)	X (m)
1001	511837,6370	133772,5650
1002	511912,3650	133772,9730
1003	511837,3460	133725,9220
1004	511886,3250	133709,2100

Vseh novih točk je : 4

Pregled opazovanih smeri

=====

Štev.	Stojišče	Vizura	Opazov. smer (stopinje)	w (")	Utež	Gr
1	1001	1002	0 0 0,0	0,000	1,00	1
2	1001	1004	52 46 44,0	0,000	1,00	1
3	1001	1003	90 42 34,0	0,000	1,00	1
4	1002	1004	0 0 0,0	0,000	1,00	1
5	1002	1003	35 41 6,5	0,000	1,00	1
6	1002	1001	67 26 37,5	0,000	1,00	1
7	1003	1001	0 0 0,0	0,000	1,00	1
8	1003	1002	57 31 53,0	0,000	1,00	1
9	1003	1004	108 26 50,0	0,000	1,00	1
10	1004	1003	0 0 0,0	0,000	1,00	1
11	1004	1001	33 37 25,5	0,000	1,00	1
12	1004	1002	93 23 55,5	0,000	1,00	1

Pregled opazovanih dolžin

=====

Štev.	Stojišče	Vizura	Dolžina	Du	Utež
13	1001	1002	74,7350	0,0000	2,00
14	1001	1004	79,8756	0,0000	2,00
15	1001	1003	46,6251	0,0000	2,00
16	1002	1004	68,8755	0,0000	2,00



17	1002	1003	88,5740	0,0000	2,00
18	1002	1001	74,7351	0,0000	2,00
19	1003	1001	46,6250	0,0000	2,00
20	1003	1002	88,5740	0,0000	2,00
21	1003	1004	51,7600	0,0000	2,00
22	1004	1003	51,7600	0,0000	2,00
23	1004	1001	79,8756	0,0000	2,00
24	1004	1002	68,8756	0,0000	2,00

Podan srednji pogrešek utežne enote smeri (a-priori ocena): 2,00 sekund.

Podan srednji pogrešek utežne enote dolžin (a-priori ocena): 1,000 mm.

Število enačb popravkov je 24  
 - Število enačb popravkov za smeri je 12  
 - Število enačb popravkov za dolžine je 12  
 Število neznank je 12  
 - Število koordinatnih neznank je 8  
 - Število orientacijskih neznank je 4  
 Defekt mreže je 3  
 Število nadštevilnih opazovanj je 15

POPRAVKI približnih vrednosti

=====

Izravnava je izračunana klasično z normalnimi enačbami.

Točka	Dy (m)	Dx (m)	Do (")
1001	0,0054	-0,0168	0,2
1002	0,0109	0,0042	4,3
1003	-0,0136	0,0025	22,8
1004	-0,0027	0,0101	-8,1

IZRAVNANE vrednosti koordinat in ANALIZA natančnosti

=====

Točka	Y (m)	X (m)	My (m)	Mx (m)	Mp (m)	a (m)	b (m)	Theta (st.)
1001	511837,6424	133772,5482	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	153
1002	511912,3759	133772,9772	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0001	56
1003	511837,3324	133725,9245	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	154
1004	511886,3223	133709,2201	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	145

Srednji pogrešek utežne enote /m0/ je 0,83471.

[pvv] = 10,4512135630

[xx] vseh neznank = 603,2733248776

[xx] samo koordinatnih neznank = 0,0007459432

Srednji pogrešek aritmetične sredine /m\_arit/ je 0,00017.

Srednji pogrešek smeri /m0\*m0\_smeri/ je 1,6694 sekund.

Srednji pogrešek dolžin /m0\*m0\_dolžin/ je 0,8347 milimetrov.

Največji položajni pogrešek /Mp\_max/ je 0,0002 metrov.

Najmanjši položajni pogrešek /Mp\_min/ je 0,0002 metrov.

Srednji položajni pogrešek /Mp\_sred/ je 0,0002 metrov.

