

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



Visokošolski program geodezija,
Smer Geodezija v inženirstvu

Kandidat:

Miha Švara

Analiza natančnosti določitve koordinat točk merskega profila v predorih

Diplomska naloga št.: 202

Mentor:

doc. dr. Božo Koler

Somentor:

doc. dr. Simona Savšek

Ljubljana, 28. 6. 2006

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **MIHA ŠVARA** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**»ANALIZA NATANČNOSTI DOLOČITVE KOORDINAT TOČK MERSKEGA
PROFILA V PREDORIH«.**

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske
separoteke FGG.

Ljubljana, 19.6.2006

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 528.48:624.19(043.2)
Avtor: Miha Švara
Mentor: doc. dr. Božo Koler
Somentor: asist. dr. Simona Savšek Safić
Naslov: Analiza natančnosti določitve koordinat točk merskega profila v predorih
Obseg in oprema: 71 str., 19 pregl., 25 sl., 76 en., 11 pril.
Ključne besede: ISO 17123, predor, kontrolne točke, merski profil, premiki

Izveleček

Diplomska naloga obravnava postopke določitve koordinat točk merskega profila in trirazsežnostnih premikov predorske cevi. Da bi geodetska opazovanja izvedli z optimalno natančnostjo, ki jo instrument lahko dosega, t.i. praktično natančnostjo, geodetski instrument predhodno preizkusimo po standardiziranih postopkih ISO 17123. V nalogi so predstavljene metode določevanja premikov kontrolnih točk z oceno natančnosti na splošno ter tudi na praktičnem primeru izgradnje predora Šentvid. Opisani so: uporabljen instrumentarij, stabilizacija geodetskih točk na delovišču predora Šentvid ter postopek določitve premikov kontrolnih točk na merskem profilu. Ocenjena je natančnost premikov ter izvedeno statistično testiranje značilnih premikov točk na merskem profilu.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 528.48:624.19(043.2)
Author: Miha Švara
Supervisor: Assist.Prof. Božo Koler
Cosupervisor: Assist. Simona Savšek Safić
Title: Accuracy analysis in point positioning of measuring section in tunnels
Notes: 71 p., 19 tab., 25 fig., 76 eq., 11 att.
Key words: ISO 17123, tunnel, control points, measuring section, displacements

Abstract

This graduation thesis describes the procedures for determination coordinates of control points, stabilized on the measuring section, and 3-D displacements of tunnel pipe. In the preliminary phase, a geodetic instrument was tested with field procedures for testing the geodetic instruments ISO 17123 to determinate its practical accuracy. A suitable practical accuracy is required for the optimal accuracy of geodetic monitoring. The graduation thesis presents methods of displacements determination with accuracy evaluation generally and practical example of geodetic monitoring in tunnel Šentvid. More over the instrumentary used, point stabilization and procedure for displacements determination of control points of measuring section are described. The displacements standard deviations are estimated and statistical testing of characteristic point displacements of measuring section are made.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

ZAHVALA

Ob zaključku diplomske naloge se iskreno zahvaljujem:

- doc.dr. Božu Kolerju za mentorstvo pri izdelavi naloge
- asist.dr. Simoni Savšek Safić za vso pomoč, ki mi jo je nudila v času nastajanja moje diplomske naloge s koristnimi napotki, predlogi, ...
- podjetju GEOGRAD d.o.o. iz Ljubljane, ki mi je omogočilo izdelavo diplomske naloge, predvsem g. Jaki Prhavcu, dipl. inž. geod. ter figurantu g. Klemnu Bergantu za pomoč pri vseh terenskih meritvah
- vsem domačim, ki so mi skozi študij stali ob strani.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	STANDARDIZIRANI POSTOPKI PREIZKUSOV TERESTRIČNIH GEODETSKIH INSTRUMENTOV ISO 17123	2
2.1	Standardizacija v Sloveniji ter definicije	2
2.2	Splošno o standardih ISO 17123	3
2.3	Natančnost terestričnih geodetskih instrumentov	4
3	STANDARDIZIRAN POSTOPEK PREIZKUSA TEODOLITOV ISO 17123-36	
3.1	Opazovanja in analiza natančnosti horizontalnih smeri	7
3.1.1	Izbira preizkusne baze ter izmera horizontalnih smeri	7
3.1.2	Obdelava opazovanj horizontalnih smeri	9
3.1.3	Ocena natančnosti opazovanj horizontalnih smeri	12
3.2	Opazovanja in analiza natančnosti zenitnih razdalj	15
3.2.1	Izbira preizkusne baze ter izmera zenitnih razdalj	15
3.2.2	Obdelava opazovanj zenitnih razdalj	16
3.2.3	Ocena natančnosti opazovanj zenitnih razdalj	20
4	STANDARDIZIRAN POSTOPEK PREIZKUSA ELEKTRONSKIH TAHIMETROV ISO 17123-5	24
4.1	Opazovanja in analiza natančnosti koordinat točk	26
4.1.1	Izbira preizkusne baze ter določitev koordinat točk	26
4.1.2	Obdelava opazovanj za določitev koordinat točk	28
4.1.3	Ocena natančnosti opazovanj za določitev x -, y - in z - koordinat	33
5	METODE DOLOČEVANJA PREMIKOV KONTROLNIH TOČK V PREDORIH	37
5.1	Metoda prostega stojišča	37

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

5.2	Polarna metoda	39
6	ANALIZA NATANČNOSTI DOLOČITVE KOORDINAT TOČK MERSKEGA PROFILA NA PRIMERU IZGRADNJE PREDORA ŠENTVID	42
6.1	Instrumentarij	44
6.1.1	Elektronski tahimeter Leica TCA 1800	44
6.1.2	Odbojne prizme	46
6.2	Opis in stabilizacija geodetskih točk na delovišču	48
6.2.1	Nadzemna (portalna) mreža	48
6.2.2	Podzemna mreža	49
6.3	Rezultati opazovanj premikov kontrolnih točk	53
6.4	Ocena natančnosti	59
6.4.1	Ocena natančnosti določitve koordinat točk slepega poligona	59
6.4.2	Ocena natančnosti določitve koordinat stojišča ter kontrolnih točk	64
6.4.3	Ocena natančnosti premika kontrolnih točk	68
7	ZAKLJUČEK	71
VIRI		72
PRILOGE		A-G

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1:	Statistični testi za opazovanja horizontalnih smeri	13
Preglednica 2:	Statistični testi za opazovanja zenitnih razdalj	21
Preglednica 3:	Vrstni red opazovanj koordinat točk	28
Preglednica 4:	Statistični testi za opazovanja koordinat	34
Preglednica 5:	Tehnični podatki LEICA TCA 1800	45
Preglednica 6:	Tehnični podatki odbojnih nalepk	47
Preglednica 7:	Vrednosti vertikalnih (višinskih) komponent premikov kontrolnih točk z oceno natančnosti po polarni metodi	53
Preglednica 8:	Vrednosti horizontalnih komponent premikov kontrolnih točk po polarni metodi	55
Preglednica 9:	Vrednosti komponent premikov kontrolnih točk v smeri stacionaže po polarni metodi	57
Preglednica 10:	Ocena natančnosti koordinat poligonskih točk po enačbi za oceno natančnosti preboja predora	61
Preglednica 11:	Ocena natančnosti koordinat poligonskih točk iz rezultatov položajne izravnave	62
Preglednica 12:	Primerjava podanih (a-priori) ter dobljenih (a-posteriori) vrednosti položajne izravnave slepega poligona	62
Preglednica 13:	Primerjava po izravnavi dobljenih pogreškov za posamezno opazovanje koordinat točk slepega poligona	63
Preglednica 14:	Natančnost višinskih koordinat točk slepega poligona po posameznih opazovanjih	64
Preglednica 15:	Primerjava natančnosti določitve položajnih koordinat stojišča ter kontrolnih točk po obeh metodah	65
Preglednica 16:	Primerjava podanih (a-priori) ter dobljenih (a-posteriori) vrednosti položajne izravnave koordinat stojišča ter kontrolnih točk (vrednosti za ničelno opazovanje)	66
Preglednica 17:	Primerjava po izravnavi dobljenih pogreškov določitve koordinat stojišča ter kontrolnih točk za posamezno metodo (vrednosti za ničelno opazovanje)	66
Preglednica 18:	Primerjava natančnosti določitve višinskih koordinat stojišča ter višinskih koordinat kontrolnih točk po obeh metodah (vrednosti za ničelno opazovanje)	67
Preglednica 19:	Vrednosti položajnih vektorjev premikov kontrolnih točk z oceno natančnosti po polarni metodi	68

KAZALO SLIK

Slika 1:	Skica preizkusne baze za opazovanja horizontalnih smeri	8
Slika 2:	Skica preizkusne baze za opazovanja zenitnih razdalj	15
Slika 3:	Skica preizkusne baze za določitev koordinat	26
Slika 4:	Določitev koordinat stojišča po metodi prostega stojišča	37
Slika 5:	Razporeditev kontrolnih točk v vzdolžnem prerezu predora	38
Slika 6:	Določitev koordinat stojišča po polarni metodi	40
Slika 7:	Južni portal predora v Pržanju	42
Slika 8:	Merski profil s kontrolnimi točkami	43
Slika 9:	Elektronski tahimeter Leica TCA 1800	44
Slika 10:	Pomnilniška kartica PCMCIA	45
Slika 11:	Krožna odbojna prizma	46
Slika 12:	Odbojna nalepka Leica	47
Slika 13:	Steber portalne mreže	48
Slika 14:	Stabilizacija nadzemne (portalne) mreže na obeh straneh avtocestnega predora Šentvid - Koseze	49
Slika 15:	Poligonska točka v predoru, stabilizirana na jeklenem nosilcu	50
Slika 16:	Kontrolna točka v predoru, stabilizirana na merskem profilu	51
Slika 17:	Višinske komponente premikov kontrolnih točk – prvo opazovanje	54
Slika 18:	Višinske komponente premikov kontrolnih točk – drugo opazovanje	54
Slika 19:	Horizontalne komponente premikov kontrolnih točk – prvo opazovanje	56
Slika 20:	Horizontalne komponente premikov kontrolnih točk - drugo opazovanje	56
Slika 21:	Komponente premikov kontrolnih točk v smeri stacionaže - prvo opazovanje	58
Slika 22:	Komponente premikov kontrolnih točk v smeri stacionaže - drugo opazovanje	58
Slika 23:	Slepi poligon in portalna mreža na območju predela Pržanj	59

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Slika 24: Položajni vektorji premikov kontrolnih točk – prvo opazovanje 69

Slika 25: Položajni vektorji premikov kontrolnih točk – drugo opazovanje 69

1 UVOD

Med samo izgradnjo predorov prihaja do deformacij predorskih cevi. Deformacije so posledica delujočih sil hribine, ki poskušajo zapolniti umetno ustvarjeno predorsko cev. Da pa bi neugodne napetosti hribine in s tem deformacije predorskih cevi v čim večji meri preprečili, se pri izgradnji predorov poslužujemo pravočasne vgradnje podporja. To je tudi glavni princip Nove avstrijske metode izgradnje predorov, za katero je značilno, da hribina okoli predora poleg primarne podgradnje sodeluje kot nosilni element (Kaluža, 2006).

Poglavitni del Nove avstrijske metode izgradnje predorov so geodetska opazovanja obnašanja predorskih cevi med izgradnjo. Zato je potrebno kontinuirano izvajati geodetska opazovanja kontrolnih točk na konvergenčnih profilih. Da bi geodetska opazovanja izvedli z optimalno natančnostjo, ki jo instrument lahko dosega, t.i. praktično natančnostjo, geodetski instrument preizkusimo po standardiziranem postopku ISO 17123.

Namen naloge je določitev optimalne natančnosti kontrolnih točk posameznega konvergenčnega profila, glede na določeno praktično natančnost (po ISO 17123) v delovnih pogojih ter ugotavljanje značilnih premikov kontrolnih točk glede na dejansko natančnost določitve premikov. Z absolutnimi položaji kontrolnih točk v različnih časovnih obdobjih, t.i. terminskih izmerah, lahko kasneje izračunamo absolutni premik kontrolne točke v določenem obdobju, s čimer ugotavljamo proces stabilizacije hribine.

Z interpretacijo opazovanih deformacij oziroma premikov kontrolnih točk je tako mogoče optimizirati delovne procese ter prilagajati podporne ukrepe v vsakem izkopskem koraku.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

2 STANDARDIZIRANI POSTOPKI PREIZKUSOV TERESTRIČNIH GEODETSKIH INSTRUMENTOV ISO 17123

2.1 Standardizacija v Sloveniji ter definicije

Slovenski inštitut za standardizacijo (SIST), slovenski nacionalni organ za standarde, je odgovoren za vzpostavitev, vodenje in vzdrževanje nacionalnega sistema standardizacije, ki na mednarodno primerljiv način zagotavlja vsem zainteresiranim slovenske nacionalne in druge standarde, predstavlja Slovenijo v mednarodnih in evropskih organizacijah za standardizacijo ter omogoča ustvarjalno sodelovanje vseh zainteresiranih v Sloveniji pri zastopanju nacionalnih interesov v procesu evropske in mednarodne standardizacije (Slovenski inštitut za standardizacijo, 2006).

Strokovno delo izvaja 1592 slovenskih strokovnjakov, ki v 136 tehničnih delovnih telesih SIST-a, ustanovljenih za določeno področje na pobudo zainteresiranih, pripravljajo slovenske nacionalne standarde ter druge dokumente s področja slovenske nacionalne standardizacije. Velik pomen pa ima tudi sodelovanje pri pripravi mednarodnih in evropskih standardov v tehničnih delovnih telesih mednarodnih in evropskih organizacij za standardizacijo, kjer je SIST član (Slovenski inštitut za standardizacijo, 2006).

Definicije s področja standardizacije so definirane s standardom SIST EN 45020:1999. Tako je:

»Standardizacija dejavnost vzpostavljanja določil glede na dejanske ali možne težave za skupno in ponavljajočo se uporabo z namenom, da se doseže optimalna stopnja urejenosti na danem področju.«

»Standard je dokument, ki nastane s konsenzom in ga odobri priznani organ in ki določa pravila, smernice ali značilnosti za dejavnosti in njihove rezultate ter je namenjen za občo in večkratno uporabo in usmerjen v doseganje optimalne stopnje urejenosti na danem področju.«

»Mednarodni standard je standard, ki ga sprejme mednarodna organizacija za standardizacijo in je dosegljiv javnosti.«

»Tehnični predpis je dokument, ki določa tehnične zahteve, bodisi neposredno bodisi posredno, tako, da se sklicuje na vsebino standarda, tehnične specifikacije ali kodeks ravnanja ali vključuje vsebino le-teh.«

Potrebno pa je poudariti, da standard kot tak ni obvezen za uporabo, razen v primeru, ko njegova uporaba postane obvezna na podlagi splošnega zakona ali izrecnega sklicevanja v predpisu. Pri prijavih na razpis pa preizkus po standardiziranem postopku predstavlja verodostojen dokument, s katerim izvajalec izkazuje zmožnost doseganja zahtevane merske natančnosti.

2.2 Splošno o standardih ISO 17123

Mednarodni standardi ISO 17123 so izdelek mednarodne organizacije za standardizacijo ISO. Organizacija ISO je razdeljena na 229 tehničnih odborov, glede na stroko, ki jo obravnavajo. Posamezen tehnični odbor je zadolžen za vzpostavitev standardizacije na svojem področju. Tehnični odbor TC 172 - Optika in fotonika je zadolžen za standardizacijo terminologije ter zahtev pri preizkusih instrumentov ter pripadajoče opreme na področju optike in fotonike. Pododbor SC 6 - Geodetski instrumenti pripravlja standardizacijo s področja geodetskih instrumentov oziroma njihove standardizirane postopke preizkusa.

Standardi ISO 17123 vsebujejo pod glavnim naslovom Optika in optični instrumenti – Postopki preizkusa terestričnih geodetskih instrumentov naslednje sestavne dele:

- prvi del: Teorija
- drugi del: Nivelirji
- tretji del: Teodoliti
- četrti del: Elektro-optični razdaljemerji
- peti del: Elektronski tahimetri
- šesti del: Ploskovni nivelirji
- sedmi del: Optično grezilni instrumenti

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Da bi geodetska opazovanja izvedli z optimalno natančnostjo, ki jo instrument lahko dosega, s t.i. praktično natančnostjo, instrument Leica TCA 1800 preizkusimo po standardiziranih postopkih preizkusa ISO 17123-3: Teodoliti ter ISO 17123-5: Elektronski tahimetri za določitev njegove praktične natančnosti v danih pogojih dela.

Standardi ISO 17123 določajo terenske postopke preizkusa, katere je potrebno izvesti, da lahko določimo in ovrednotimo natančnost geodetskih instrumentov in njihove pripadajoče opreme pri opazovanjih v zaprtih prostorih, kakor tudi pri terenskih meritvah.

Standardi ISO 17123 naj bi tako predstavljali enega od prvih korakov v postopku vrednotenja dvomljivih rezultatov opazovanj. Ne zadostna zanesljivost rezultatov opazovanj je odvisna od različnih faktorjev:

- ponovljivost (notranja natančnost),
- ponovna izvedba opazovanj v enem dnevu,
- izpolnjevanje zahtev nacionalnega standarda,
- natančna ocena vseh možnih pogreškov, kakor jih predpisuje ISO standard.

Ti terenski postopki so razviti za uporabo brez posebne pripadajoče opreme ter so namenoma oblikovani tako, da se zmanjšajo vplivi meteoroloških pogojev na opazovanja.

2.3 Natančnost terestričnih geodetskih instrumentov

Stopnja natančnosti terestričnih geodetskih instrumentov je izražena z naslednjimi izrazi:

- Empirični standardni odklon s ali varianca vzorca s^2 ,
- Varianca vzorca s^2 je ocena za teoretično varianco populacije σ^2 .

Osnove za oceno variance σ^2 so:

- a) Odklon opazovane vrednosti ε od ustrezne prave vrednosti (oziroma vrednosti, ki jo privzamemo kot pravo):

$$s^2 = \frac{\sum_{j=1}^n \varepsilon_j^2}{n}, \quad (1)$$

kjer je n število opazovanj.

- b) Odklon opazovane vrednosti r od ustreznih ocenjenih parametrov:

$$s^2 = \frac{\sum_{j=1}^n r_j^2}{\nu}, \quad (2)$$

kjer je ν število prostostnih stopenj oziroma število nadštevilnih opazovanj. V najbolj preprostem primeru je to aritmetična sredina opazovanj.

- c) Razlika dvojnih opazovanj d (dve opazovanji iste količine):

$$s^2 = \frac{\sum_{j=1}^n d_j^2}{2n}, \quad (3)$$

kjer je n število parov opazovanj.

V primeru, da je s projektno dokumentacijo predpisano dovoljeno odstopanje, standard ISO 4463-1 priporoča, da empirični standardni odklon znaša:

$$s \leq \frac{|p|}{2.5}, \quad (4)$$

kjer je $\pm p$ dopustno odstopanje, s pa je stopnja praktične natančnosti izražena kot empirični standardni odklon.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

3 STANDARDIZIRAN POSTOPEK PREIZKUSA TEODOLITOV ISO 17123-3

Pred pričetkom izvajanja opazovanj za določene geodetske naloge je pomembno, da se operater prepriča, ali natančnost merske opreme ustreza zahtevani natančnosti.

Na rezultate pomembno vplivajo meteorološki pogoji, še posebej sprememba temperature. Najbolj ustrezne vremenske pogoje zagotavljata zmerna oblačnost in rahel veter. Pomembno pa je tudi površje, nad katerim potekajo opazovanja.

Rezultati preizkusov, ki so izvedeni v laboratorijih, so skoraj v celoti neodvisni od meteoroloških vplivov. Stroški teh preizkusov so zelo visoki in so zato za večino uporabnikov neprimerni. Poleg tega laboratorijski preizkusi običajno zagotavljajo neprimerno višjo natančnost kakor preizkusi, ki se izvajajo v dejanskem okolju.

Natančnost teodolita je podana z empiričnim standardnim odklonom enkrat opazovane horizontalne smeri v obeh krožnih legah oziroma z empiričnim standardnim odklonom enkrat opazovane zenitne razdalje v obeh krožnih legah.

Standardiziran postopek preizkusa ISO 17123-3 podaja dva različna terenska postopka preizkusa teodolita za horizontalne smeri in zenitne razdalje:

- poenostavljeni preizkus (ang. simplified test procedure)
- popolni preizkus (ang. full test procedure)

Uporabnik se glede na zahteve določenega projekta oziroma naloge sam odloči, kateri način preizkusa bo izbral.

V diplomski nalogi je izbran in podrobneje predstavljen popolni postopek preizkusa teodolita geodetskega instrumenta Leica TCA 1800, saj želimo ugotoviti najvišjo možno dosegljivo natančnost teodolita v terenskih pogojih.

Popolni postopek preizkusa teodolita uporabimo za določitev najvišje možne dosegljive natančnosti določenega teodolita in njegove pripadajoče opreme v določenih terenskih pogojih.

Popolni postopek preizkusa omogoča določitev empiričnega standardnega odklona enkrat opazovane horizontalne smeri v obeh krožnih legah oziroma enkrat opazovane zenitne razdalje v obeh krožnih legah:

$$s_{ISO-THEO-HZ} \text{ oziroma } s_{ISO-THEO-V}$$

Popolni preizkus se uporabi za določitev:

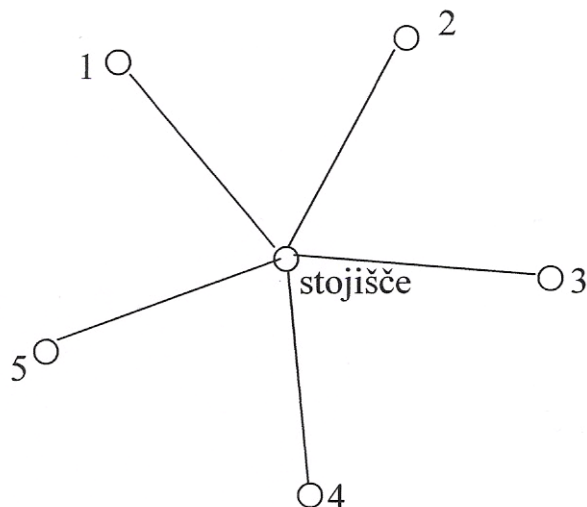
- empirične natančnosti teodolita ene ekipe geodetov, z enim instrumentom in njegovo pripadajočo opremo v določenem času,
- empirične natančnosti teodolita enega instrumenta v nekem časovnem obdobju,
- empirične natančnosti teodolita več instrumentov vsakega posebej, z namenom primerjave doseženih natančnosti v podobnih terenskih pogojih.

V diplomski nalogi sem določil praktično natančnost teodolita enega instrumenta z njegovo pripadajočo opremo ter z enim operaterjem.

3.1 Opazovanja in analiza natančnosti horizontalnih smeri

3.1.1 Izbira preizkusne baze ter izmera horizontalnih smeri

Preizkusno bazo predstavlja pet točk, stabiliziranih s stativi ter signaliziranih z vizirnimi tarčami. Točke naj bodo enakomerno razporejene po horizontu na približno horizontalnem terenu. Oddaljenost vizirnih tarč od instrumenta naj bo 100 – 250 m.



Slika 1: Skica preizkusne baze za opazovanja horizontalnih smeri

Za lokacijo preizkusa opazovanj horizontalnih smeri instrumenta je bilo izbrano območje avtosejma ob južni ljubljanski obvoznici, saj so bili tam izpolnjeni pogoji, ki jih zahteva standard (horizontalen teren, dovolj veliko območje za postavitve preizkusne baze,...).

Za popolni preizkus je potrebno izvesti 4 serije (m) opazovanj pod različnimi, vendar ne ekstremnimi vremenskimi pogoji. Tukaj so bile izvedene določene poenostavitve, saj je v času dveh ur, kolikor trajajo opazovanja, težko zagotoviti različne vremenske pogoje.

Opazovanja so bila izvedena v pretežno oblačnem vremenu. V postopku testiranja hipotez zato razpolagamo z enim samim vzorcem.

Vsaka serija (i) je sestavljena iz $n = 3$ girusov (j) z vizurami proti $t = 5$ točkam (k).

Pri popolnem preizkusu mora biti posebna pozornost posvečena centriranju instrumenta na stabilizirano točko. Teoretično naj bi med vsako serijo ponovno horizontirali in centrali instrument nad stabilizirano točko.

Dosegljive natančnosti centriranja, izražene z empiričnim standardnim odklonom, so naslednje (povzeto po standardu ISO 17123-3):

- grezilo z vrvico: 1 do 2 mm (slabša natančnost v vetrovnem vremenu),
- optično oziroma lasersko grezilo: 0.5 mm (odvisno od natančnosti, ki jo deklarira proizvajalec),
- togo grezilo: 1 mm.

Opazovanja horizontalnih smeri potekajo po girusni metodi. V vsakem girusu morajo biti vizirne tarče (točke) opazovane v smeri gibanja urinega kazalca v prvi krožni legi in v nasprotni smeri v drugi krožni legi. Po vsakem girusu je potrebno premakniti horizontalni krog za približno 60° oziroma 67 gonov, če to ni mogoče, v primeru elektronskih teodolitov, smemo podnožje teodolita premakniti za cca 120° .

3.1.2 Obdelava opazovanj horizontalnih smeri

V postopku izravnave se neznanke določijo na osnovi nadštevilnih opazovanj po metodi najmanjših kvadratov.

V i -ti seriji opazovanj je horizontalna smer označena z $x_{j,k,I}$ oziroma z $x_{j,k,II}$, kjer indeks j predstavlja številko girusa, k številko vizirane točke, I in II pa prvo oziroma drugo krožno lego. Vsako od 4 serij (m) je potrebno izračunati oziroma oceniti posebej.

Izračun oziroma oceno naredimo po sledečem postopku:

a) Izračun aritmetične sredine opazovanih horizontalnih smeri v obeh krožnih legah:

$$x_{j,k} = \frac{x_{j,k,I} + x_{j,k,II} \pm 180^\circ}{2} \left(= \frac{x_{j,k,I} + x_{j,k,II} \pm 200 \text{ gon}}{2} \right); \quad j = 1, 2, 3; \quad k = 1, 2, \dots, 5 \quad (5)$$

b) Reduciranje opazovanih horizontalnih smeri na začetno smer (točka številka 1):

$$x'_{j,k} = x_{j,k} - x_{j,1}; \quad j = 1, 2, 3; \quad k = 1, 2, \dots, 5 \quad (6)$$

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

c) Izračun aritmetične sredine opazovanih smeri $n = 3$ girusov za točko številka k :

$$\overline{x_k} = \frac{x'_{1,k} + x'_{2,k} + x'_{3,k}}{3} ; \quad k = 1, 2, \dots, 5 \quad (7)$$

d) Izračun razlike med aritmetično sredino in opazovano horizontalno smerjo:

$$d_{j,k} = \overline{x_k} - x'_{j,k} ; \quad j = 1, 2, 3 \quad \text{in} \quad k = 1, 2, \dots, 5 \quad (8)$$

e) Izračun aritmetične sredine posameznih izračunanih razlik $d_{j,k}$ za vsak girus:

$$\overline{d_j} = \frac{d_{j,1} + d_{j,2} + d_{j,3} + d_{j,4} + d_{j,5}}{5} ; \quad j = 1, 2, 3 \quad (9)$$

f) Odstopanje od aritmetične sredine:

$$r_{j,k} = d_{j,k} - \overline{d_j} ; \quad j = 1, 2, 3 \quad \text{in} \quad k = 1, 2, \dots, 5 \quad (10)$$

g) V vsakem posameznem girusu mora biti izpolnjen pogoj (razen za napako zaokroževanja):

$$\sum_{k=1}^5 r_{j,k} = 0 ; \quad j = 1, 2, 3 \quad (11)$$

h) Vsota kvadratov odstopanj za i – to serijo opazovanj znaša:

$$\sum r_i^2 = \sum_{j=1}^3 \sum_{k=1}^5 r_{j,k}^2 \quad (12)$$

Postopek izračuna gornjih vrednosti je tabelarično prikazan v prilogi A.

Za $n = 3$ giruse opazovanj na $t = 5$ točk znaša število prostostnih stopenj za vsako serijo:

$$\nu_i = (3 - 1) \times (5 - 1) = 8 \quad (13)$$

Empirični standardni odklon s_i smeri $x_{j,k}$, opazovane v enem girusu v obeh krožnih legah za i -to serijo opazovanj, znaša:

$$s_i = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{\nu_i}} = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{8}} \quad (14)$$

Empirični standardni odklon s horizontalne smeri, opazovane v enem girusu v obeh krožnih legah, izračunan iz vseh 4 serij (m) opazovanj, pri številu prostostnih stopenj ν :

$$\nu = 4 \times \nu_i = 32 \quad (15)$$

izračunamo po enačbi:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^4 \sum r_i^2}{\nu}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^4 \sum r_i^2}{32}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^4 s_i^2}{4}}. \quad (16)$$

Na ta način je določen empirični standardni odklon horizontalne smeri po standardiziranem postopku ISO 17123-3:

$$s_{ISO-THEO-HZ} = s. \quad (17)$$

Izveden je bil standardiziran postopek opazovanj horizontalnih smeri v štirih serijah, v pretežno enakih vremenskih pogojih za instrument Leica TCA 1800. Doseženi so bili naslednji empirični standardni odkloni po serijah:

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

$$\text{serija 1: } s_1 = \sqrt{\frac{11.58}{8}} = 1.2''$$

$$\text{serija 2: } s_2 = \sqrt{\frac{8.21}{8}} = 1.0''$$

$$\text{serija 3: } s_3 = \sqrt{\frac{29.64}{8}} = 1.9''$$

$$\text{serija 4: } s_4 = \sqrt{\frac{35.78}{8}} = 2.1''$$

Rezultata tretje in četrte serije sta nekoliko slabša kakor rezultata predhodnih serij. Glede na časovno trajanje opazovanj (cca. 2 uri), obstaja verjetnost premika stativa z instrumentom zaradi neutrijene podlage (makadam), kar ima za posledico nekoliko večji empirični standardni odklon smeri.

Empirični standardni odklon v štirih serijah znaša:

$$s_{ISO-THEO-HZ} = 1.6''.$$

Empirični standardni odklon s ene horizontalne smeri, opazovane v enem girusu v obeh krožnih legah, izračunan iz vseh 4 serij (m) opazovanj, znaša torej 1.6". Ta vrednost je nekoliko višja od vrednosti, ki jo deklarira proizvajalec ($\sigma = 1.0''$), saj opazovanja na prostem nikoli ne potekajo v optimalnih pogojih, kakor je to značilno za preizkuse instrumentov, ki potekajo v laboratorijih.

3.1.3 Ocena natančnosti opazovanj horizontalnih smeri

Za interpretacijo rezultatov se uporabijo statistični testi, ki obravnavajo empirični standardni odklon s opazovane horizontalne smeri v enem girusu v obeh krožnih legah.

S statističnimi testi pridobimo odgovore na naslednja vprašanja:

- a) Ali je izračunan empirični standardni odklon s manjši od vrednosti σ , ki jo predpisuje proizvajalec?
- b) Ali dva empirična standardna odklona s in \tilde{s} , pridobljena iz dveh različnih vzorcev opazovanj, pripadata isti populaciji ob predpostavki, da imata oba vzorca enako število prostostnih stopenj ν ?

Empirična standardna odklona s in \tilde{s} lahko pridobimo iz:

- dveh vzorcev opazovanj z enim instrumentom in različnima opazovalcema,
- dveh vzorcev opazovanj z enim instrumentom v različnem časovnem obdobju ali
- dveh vzorcev opazovanj z različnimi instrumenti.

Ker so bila opazovanja pri preizkusu izvedena z enim instrumentom, enim opazovalcem in v enakem časovnem obdobju, ne moremo pridobiti dveh empiričnih standardnih odklonov s in \tilde{s} na osnovi dveh različnih vzorcev opazovanj. Zato ne moremo izvesti statističnega testa, ki se nanaša na vprašanje b).

Naslednji testi so izvedeni s stopnjo zaupanja $1 - \alpha = 0.95$, kar pomeni, da je stopnja značilnosti testa $\alpha = 5\%$ oziroma 5% tveganje za napačno odločitev ob pravilno postavljeni ničelni hipotezi. To pogosto imenujemo tudi verjetnost za zavrnitev pravilne ničelne hipoteze. V postopku statističnega testiranja postavimo ničelno in alternativno hipotezo. Glede na zasnovo opazovanj privzamemo število prostostnih stopenj $\nu = 32$.

Preglednica 1: Statistični testi za opazovanja horizontalnih smeri

Vprašanje	Ničelna hipoteza	Alternativna hipoteza
a)	$s \leq \sigma$	$s > \sigma$
b)	$\sigma = \tilde{\sigma}$	$\sigma \neq \tilde{\sigma}$

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

- a) Ničelne hipoteze, ki trdi, da je empirični standardni odklon s opazovane horizontalne smeri v obeh krožnih legah manjši oziroma statistično enak teoretični (deklarirani) vrednosti σ , ne zavrremo ob naslednjem pogoju:

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{\chi^2_{1-\alpha}(\nu)}{\nu}} \quad (18)$$

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{\chi^2_{0,95}(32)}{32}} \quad (19)$$

Testna statistika za določitev kritične vrednosti se porazdeljuje po χ^2 verjetnostni porazdelitvi s stopnjo zaupanja 95 % in pri prostostni stopnji $\nu = 32$ znaša:

$$\chi^2_{0,95}(32) = 46.19 \quad (20)$$

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{46.19}{32}} \quad (21)$$

$$s \leq \sigma * 1.20 \quad (22)$$

Če je pogoj izpolnjen, ne moremo zavrniti ničelne hipoteze, v nasprotnem primeru ničelno hipotezo zavrremo in sprejmemo alternativno hipotezo.

Za pridobitev odgovora na zastavljeno vprašanje, ki se nanaša na točko a), je bil izveden naslednji statistični test:

$$\sigma = 1.0''$$

$$s = 1.6''$$

$$s \leq \sigma * 1.20$$

$$1.6'' > 1.2''$$

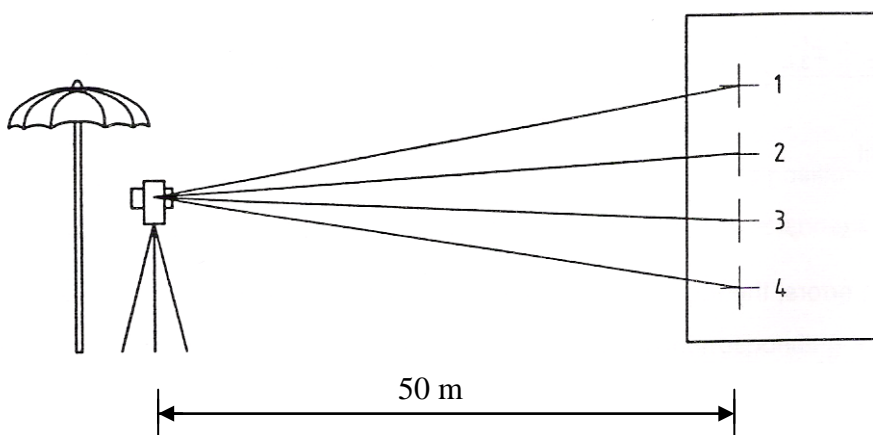
Pogoj ni izpolnjen, kar pomeni, da je ničelna hipoteza, ki trdi, da je empirični standardni odklon $s = 1.6''$ manjši oziroma statistično enak deklarirani vrednosti $\sigma = 1.0''$, zavrnjena ob stopnji zaupanja 95 %. Sprejmemo alternativno hipotezo, ki trdi, da je empirični standardni odklon s večji od deklarirane vrednosti proizvajalca σ .

Deklarirana vrednost σ je bila določena v optimalnih pogojih s postopkom preizkusa, kakor ga predpisuje standard DIN 18723. Empirični standardni odklon s , pridobljen po postopku ISO 17123-3, je pa določen v dejanskih pogojih. To je glavni razlog za medsebojno odstopanje rezultatov po obeh postopkih preizkusa. Za oba postopka preizkusa pa lahko trdimo, da sta medsebojno primerljiva, saj na podoben način predpisujeta zahteve glede opazovanj ter izračunov merskih vrednosti.

3.2 Opazovanja in analiza natančnosti zenitnih razdalj

3.2.1 Izbira preizkusne baze ter izmera zenitnih razdalj

Teodolit mora biti postavljen približno 50 m stran od visoke stavbe. Na tej stavbi izberemo dobro definirane točke (deli oken, vogali opek, deli anten,...). Točke naj bodo med seboj razporejene tako, da znaša višinski kot med najvišjo in najnižjo točko približno 30° .



Slika 2: Skica preizkusne baze za opazovanja zenitnih razdalj

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Za lokacijo preizkusa opazovanj zenitnih razdalj instrumenta je bilo izbrano območje ob Vilharjevi cesti v Ljubljani, kjer je bilo omogočeno viziranje na visoko stolpnico ob nekaj metrov dvignjenem stojišču instrumenta glede na stik stolpnice s terenom.

Pred pričetkom opazovanj moramo instrumentu omogočiti, da se prilagodi temperaturi okolice. Zahtevan čas je približno dve minuti za 1° C temperaturne razlike med temperaturo, v kateri je bil instrument hranjen ter temperaturo, v kateri bodo potekala opazovanja.

Za popolni preizkus je potrebno izvesti 4 serije (m) opazovanj (i) pod različnimi, vendar ne ekstremnimi vremenskimi pogoji. V vsaki seriji se izvedejo $n = 3$ girusi (j), v katerih opazujemo $t = 4$ točke (k).

Opazovanja morajo biti v vseh girusih izvedena najprej v prvi krožni legi v vrstnem redu od prve do četrte točke, ter nato v drugi krožni legi v vrstnem redu od četrte do prve točke (podobno kot pri girusni metodi).

Tudi pri tem preizkusu so bile izvedene določene poenostavitve, saj je v času dveh ur, kolikor trajajo opazovanja, težko zagotoviti različne vremenske pogoje. Pogoji za opazovanja niso bili optimalni, saj so bila opazovanja izvedena v sončnem vremenu.

3.2.2 Obdelava opazovanj zenitnih razdalj

V postopku izravnave se neznanke določijo na osnovi nadštevilnih opazovanj po metodi najmanjših kvadratov.

V vsaki i -ti seriji opazovanj je zenitna razdalja označena kot $x_{j,k,I}$ ali $x_{j,k,II}$, pri čemer j predstavlja številko girusa, k številko opazovane točke, I in II pa prvo oziroma drugo krožno lego. Vsako serijo ($m = 4$) serijo se obravnava posebej.

Najprej se izračuna aritmetično sredino opazovanih zenitnih razdalj v obeh krožnih legah:

$$x'_{j,k} = \frac{x_{j,k,I} - x_{j,k,II} + 360^\circ}{2} \left(= \frac{x_{j,k,I} - x_{j,k,II} + 400 \text{ gon}}{2} \right); \quad j = 1, 2, 3 \quad \text{in} \quad k = 1, \dots, 4 \quad (23)$$

Te vrednosti so brez vpliva indeksnega pogreška δ_i . Indeksni pogrešek δ_i se izračuna za vsako serijo opazovanj posebej po naslednji enačbi:

$$\delta_i = \frac{1}{n * t} \sum_{j=1}^3 \sum_{k=1}^4 \frac{x_{j,k,I} + x_{j,k,II} - 360^\circ}{2} \left(= \frac{1}{n * t} \sum_{j=1}^3 \sum_{k=1}^4 \frac{x_{j,k,I} + x_{j,k,II} - 400 \text{ gon}}{2} \right) \quad (24)$$

$$\delta = \frac{\sum_{i=1}^4 \delta_i}{4}$$

Aritmetične sredine opazovanj zenitnih razdalj $n = 3$ girusov za točko številka k :

$$\bar{x}_k = \frac{x'_{1,k} + x'_{2,k} + x'_{3,k}}{3} ; \quad k = 1, \dots, 4 \quad (25)$$

Odstopanja od aritmetične sredine:

$$r_{j,k} = \bar{x}'_{j,k} - \bar{x}_k \quad j = 1, 2, 3 \quad \text{in} \quad k = 1, \dots, 4 \quad (26)$$

Odstopanja opazovanj v vseh girusih bi morala ustrezati naslednjem pogoju:

$$\sum_{j=1}^3 \sum_{k=1}^4 r_{j,k} = 0 \quad (27)$$

Vsota kvadratov odstopanj i -te serije opazovanj znaša:

$$\sum r_i^2 = \sum_{j=1}^3 \sum_{k=1}^4 r_{j,k}^2 \quad (28)$$

Postopek izračuna gornjih vrednosti je tabelarično prikazan v prilogi B.

Za $n = 3$ girusov zenitnih razdalj na $t = 4$ točke je število prostostnih stopenj:

$$\nu_i = (3 - 1) \times 4 = 8 \quad (29)$$

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Empirični standardni odklon s_i zenitne razdalje $x'_{j,k}$ serije i , opazovane v enem girusu v obeh krožnih legah, je:

$$s_i = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{\nu_i}} = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{8}} \quad (30)$$

Za empirični standardni odklon s , izračunan iz vseh $m = 4$ serij opazovanj, je število prostostnih stopenj:

$$\nu = 4 \times \nu_i = 32 \quad (31)$$

Empirični standardni odklon s zenitne razdalje, opazovane enkrat v obeh krožnih legah, izračunan iz vseh $m = 4$ serij opazovanj, je:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^4 \sum r_i^2}{\nu}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^4 \sum r_i^2}{32}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^4 s_i^2}{4}}, \quad (32)$$

in tako pravimo, da je določen empirični standardni odklon zenitne razdalje po standardiziranem postopku ISO 17123-3:

$$s_{ISO-THEO-V} = s. \quad (33)$$

Izveden je bil standardiziran postopek opazovanj zenitnih razdalj v štirih serijah za instrument Leica TCA 1800. Doseženi so bili naslednji empirični standardni odkloni ter indeksni pogoški po serijah:

$$\begin{aligned} \text{Serija 1: } s_1 &= \sqrt{\frac{12.5(^{\circ})^2}{8}} = 1.25'' & \delta_1 &= \frac{-2.5'' - 11.5'' - 1''}{12} = -1.25'' \\ \text{Serija 2: } s_2 &= \sqrt{\frac{66.75(^{\circ})^2}{8}} = 2.88'' & \delta_2 &= \frac{-3'' + 12'' + 12.5''}{12} = +1.79'' \end{aligned}$$

$$\text{Serija 3: } s_3 = \sqrt{\frac{149(^{\circ})^2}{8}} = 4.32'' \quad \delta_3 = \frac{+7''+3.5''+10.5''}{12} = +1.75''$$

$$\text{Serija 4: } s_4 = \sqrt{\frac{8(^{\circ})^2}{8}} = 1'' \quad \delta_4 = \frac{+3.5''+1.5''+4''}{12} = +0.75''$$

$$\delta = +0.76''$$

$$s_{\text{ISO-THEO-V}} = \sqrt{\frac{29.5193(^{\circ})^2}{4}} = 2.7''$$

Empirični standardni odklon s zenitne razdalje, opazovane enkrat v obeh krožnih legah, izračunan iz vseh 4 serij (m) opazovanj, znaša torej 2.7'' .

Dobljena vrednost s je glede na deklarirano vrednost $\sigma = 1''$ občutno prevelika, zato smo se odločili za ponovno izvedbo opazovanj zenitnih razdalj. Sklepamo namreč, da lahko s tako preciznim instrumentom pridobimo bistveno natančnejše rezultate opazovanj. Vzroke za nižjo natančnost od pričakovane lahko iščemo v močni osončenosti instrumenta v času opazovanj, saj so se merske vrednosti na zaslonu instrumenta spreminjale tudi do 8''.

Vrednosti empiričnih standardnih odklonov ter indeksnih pogreškov ponovljenih opazovanj po serijah:

$$\text{Serija 1: } s_1 = \sqrt{\frac{9(^{\circ})^2}{8}} = 1.1'' \quad \delta_1 = \frac{-2.5'' - 3.5'' - 3.5''}{12} = -0.79''$$

$$\text{Serija 2: } s_2 = \sqrt{\frac{5.5(^{\circ})^2}{8}} = 0.8'' \quad \delta_2 = \frac{-8.5'' + 0'' - 3.5''}{12} = -1''$$

$$\text{Serija 3: } s_3 = \sqrt{\frac{10(^{\circ})^2}{8}} = 1.1'' \quad \delta_3 = \frac{-6'' - 7'' - 3''}{12} = -1.33''$$

$$\text{Serija 4: } s_4 = \sqrt{\frac{6.75(^{\circ})^2}{8}} = 0.9'' \quad \delta_4 = \frac{0'' - 0.5'' + 0.5''}{12} = 0''$$

$$\delta = -0.78''$$

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

$$s_{\text{ISO-THEO-V}} = \sqrt{\frac{3.87(^{\prime\prime})^2}{4}} = 1.0^{\prime\prime}$$

Empirični standardni odklon s zenitne razdalje, opazovane enkrat v obeh krožnih legah, izračunan iz vseh 4 serij (m) ponovljenih opazovanj, znaša torej $1.0^{\prime\prime}$. Dobljena vrednost s tako ustreza deklarirani vrednosti $\sigma = 1^{\prime\prime}$.

Kot lahko sklepamo, je zelo pomembno, da standardiziran preizkus ne izvedemo v ekstremnih meteoroloških pogojih, sicer so lahko dobljene vrednosti nerealne.

3.2.3 Ocena natančnosti opazovanj zenitnih razdalj

Za interpretacijo rezultatov se uporabijo statistični testi, ki obravnavajo:

- empirični standardni odklon s zenitne razdalje opazovane v obeh krožnih legah ter
- indeksni pogrešek δ ter empirični standardni odklon s_{δ} .

Statistični testi zagotovijo odgovore na naslednja vprašanja (Preglednica 2):

- Ali je izračunan empirični standardni odklon s manjši od deklarirane vrednosti σ proizvajalca?
- Ali dva empirična standardna odklona s in \tilde{s} , pridobljena iz dveh različnih vzorcev opazovanj, pripadata isti populaciji ob predpostavki, da imata oba vzorca enako število prostostnih stopenj ν ?

Empirična standardna odklona s in \tilde{s} pridobimo na način, kakršen je opisan v poglavju 3.3.5.

- Ali je indeksni pogrešek δ enak 0?

Naslednji testi so izvedeni s stopnjo zaupanja $1 - \alpha = 0,95$ in glede na zasnovano opazovanje privzamemo število prostostnih stopenj $\nu = 32$.

Preglednica 2: Statistični testi za opazovanja zenitnih razdalj

Vprašanje	Ničelna hipoteza	Alternativna hipoteza
a)	$s \leq \sigma$	$s > \sigma$
b)	$\sigma = \tilde{\sigma}$	$\sigma \neq \tilde{\sigma}$
c)	$\delta = 0$	$\delta \neq 0$

- a) Ničelne hipoteze, ki trdi, da je empirični standardni odklon s zenitne razdalje opazovane v obeh krožnih legah manjši oziroma statistično enak teoretični (deklarirani) vrednosti σ , ne zavrnemo ob naslednjem pogoju:

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{\chi^2_{1-\alpha}(\nu)}{\nu}} \quad (34)$$

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{\chi^2_{0,95}(32)}{32}} \quad (35)$$

Testna statistika za določitev kritične vrednosti se porazdeljuje po χ^2 verjetnostni porazdelitvi s stopnjo zaupanja 95 % in pri prostostni stopnji $\nu = 32$ znaša:

$$\chi^2_{0,95}(32) = 46,19 \quad (36)$$

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{46,19}{32}} \quad (37)$$

$$s \leq \sigma * 1,20 \quad (38)$$

V nasprotnem primeru ničelno hipotezo zavrnemo.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

c) Hipoteze, ki trdi, da je indeksni pogrešek δ enak 0, ne zavrnamo, če so izpolnjeni naslednji pogoji:

$$|\delta| \leq s_{\delta} * t_{1-\alpha/2}(\nu) \quad (39)$$

$$|\delta| \leq s_{\delta} * t_{0,975}(32) \quad (40)$$

$$s_{\delta} = \frac{s}{\sqrt{12} * \sqrt{4}} \quad (41)$$

Testna statistika za določitev kritične vrednosti se porazdeljuje po t – verjetnostni porazdelitvi in pri prostostni stopnji $\nu = 32$ znaša:

$$t_{0,975}(32) = 2,04 \quad (42)$$

$$|\delta| \leq \frac{s}{\sqrt{48}} * 2,04 \quad (43)$$

$$|\delta| \leq s * 0.3 \quad (44)$$

Če je izpolnjen pogoj (44) ničelne hipoteze ne zavrnamo, v nasprotnem primeru ničelno hipotezo zavrnamo in sprejmemo alternativno hipotezo.

Za pridobitev odgovora na zastavljeno vprašanje, ki se nanaša na točko a), je bil izveden naslednji statistični test z uporabljenimi vrednostmi ponovljenih opazovanj:

$$\sigma = 1''$$

$$s = 1.0''$$

$$s \leq \sigma * 1.20$$

$$1.0'' \leq 1'' * 1.20$$

$$1.0'' \leq 1.2''$$

Pogoj je izpolnjen, kar pomeni, da ničelne hipoteze, ki trdi, da je empiričen standardni odklon $s = 1.0''$ manjši oziroma statistično enak deklarirani vrednosti $\sigma = 1''$, ne moremo zavrniti ob stopnji zaupanja 95 %.

Za pridobitev odgovora na zastavljeno vprašanje, ki se nanaša na točko c), je bil izveden naslednji statistični test z uporabljenimi vrednostmi ponovljenih opazovanj:

$$s_{\delta} = \frac{1.0''}{6.92820323} = 0.1443376''$$

$$|\delta| \leq s * 0.3$$

$$0.78'' > 0.3''$$

Pogoj ni izpolnjen, kar pomeni, da ničelno hipotezo, ki trdi, da je indeksni pogrešek δ statistično enak 0, zavrnemo ob stopnji zaupanja 95 % in sprejmemo alternativno hipotezo.

Indeksni pogrešek predstavlja pogrešek položaja mesta čitanja. Pogrešek je ne glede na nagib vizure konstantna vrednost, ki se pa eliminira z opazovanji v obeh krožnih legah. Za zagotavljanje konstantnosti tega pogreška ima instrument Leica TCA 1800 vgrajen kompenzator, ki skrbi, da je indeks vertikalnega kroga vedno na istem mestu glede na položaj vertikalne osi, kljub temu, da je stojiščna os nagnjena za določen manjši kot.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

4 STANDARDIZIRAN POSTOPEK PREIZKUSA ELEKTRONSKIH TAHIMETROV ISO 17123-5

Pred pričetkom izvajanja geodetskih del je pomembno, da se operater prepriča ali izbrana merska oprema ustreza zahtevani natančnosti.

Pri izvedbi standardiziranega postopka je pomembno, da poleg merske opreme uporabljamo ustrezno dodatno opremo (podnožja, odbojne prizme), ki jo predpisuje proizvajalec.

Elektronski tahimetri na osnovi opazovanj z ustreznimi programskimi orodji omogočajo pridobitev koordinat opazovanih točk. Pridobljene koordinate privzamemo kot opazovanja, saj so pri sodobnih elektronskih tahimetrih pridobljene kot izhodne količine.

Rezultati postopkov preizkusa instrumenta so zelo odvisni od meteoroloških pogojev; še posebno so odvisni od spremembe temperature. Najbolj ustrezne vremenske pogoje zagotavljata zmerna oblačnost in rahel veter. Zato je potrebno na terenu meriti meteorološke parametre, s katerimi lahko izračunamo meteorološke popravke, ki so dodani surovim dolžinam merjenim na terenu. Pomembno pa je tudi površje, nad katerim potekajo opazovanja.

Rezultati preizkusov, ki so izvedeni v raziskovalnih laboratorijih, niso pod vplivom meteoroloških pogojev, saj opazovanja potekajo ob nadzorovanih meteoroloških pogojih. Stroški teh preizkusov so zelo visoki in so zato za večino uporabnikov neprimerni. Poleg tega laboratorijski preizkusi zagotavljajo neprimerno višjo natančnost kakor preizkusi, ki se izvajajo v dejanskih meteoroloških pogojih.

Popolni postopek preizkusa se uporabi za določitev najvišje možne natančnosti določenega elektronskega tahimetra in njegove pripadajoče opreme, ki jo lahko dosežemo v določenih terenskih pogojih.

Ta postopek se izvede z opazovanji koordinat na preizkusni bazi brez nominalnih vrednosti. Empirični standardni odklon opazovane koordinate ene točke je določen z izravnavo po

metodi najmanjših kvadratov. Zaradi vpliva atmosferske refrakcije, je natančnost x - in y -koordinate drugačna kakor natančnost z -koordinate. Zato se horizontalna natančnost obravnava ločeno od vertikalne komponente.

Pri postavitvi tahimetra v različnih serijah mora biti posebna pozornost posvečena centriranju nad stabilizirano točko.

Dosegljive natančnosti centriranja, izražene z empiričnim standardnim odklonom, so naslednje (povzeto po standardiziranem postopku preizkusa ISO 17123-5):

- grezilo z vrvico: 1 do 2 mm (slabša natančnost v vetrovnem vremenu),
- optično oziroma lasersko grezilo: 0.5 mm (odvisno od natančnosti, ki jo deklarira proizvajalec),
- togo grezilo: 1 mm.

Zaradi zgornjih razlogov se priporoča uporaba prisilnega centriranja.

Popolni postopek preizkusa tako omogoča določitev empiričnega standardnega odklona koordinate opazovane enkrat v obeh krožnih legah:

$$s_{ISO-TACH-XY} \quad \text{ter} \quad s_{ISO-TACH-Z}$$

Popolni preizkus se uporabi za določitev:

- empirične natančnosti elektronskega tahimetra ene ekipe geodetov, z enim instrumentom in njegovo pripadajočo opremo v določenem času,
- empirične natančnosti elektronskega tahimetra v nekem časovnem obdobju,
- empirične natančnosti več elektronskih tahimetrov vsakega posebej, z namenom primerjave njihovih doseženih natančnosti pri podobnih terenskih pogojih.

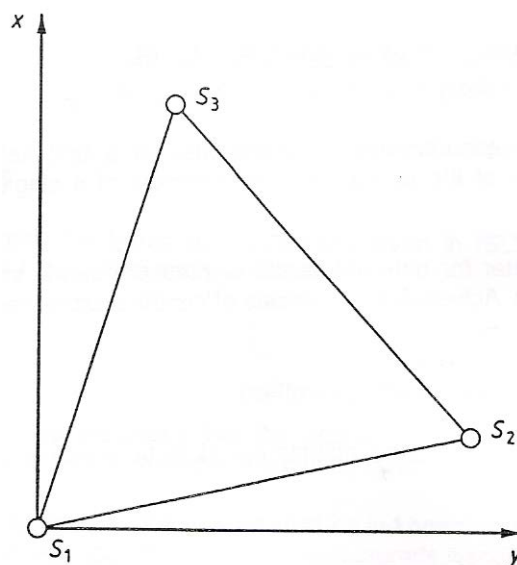
Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

V diplomski nalogi je prikazan potek določitve empirične natančnosti enega elektronskega tahimetra z njegovo pripadajočo opremo ter z enim operaterjem.

4.1 Opazovanja in analiza natančnosti koordinat točk

4.1.1 Izbira preizkusne baze ter določitev koordinat točk

Tri točke S_j ($j = 1, 2, 3$), nad katere se postavi instrument, naj bodo postavljene v obliki trikotnika (Slika 3). V izogib pogreškom centriranja se priporoča uporaba metode prisilnega centriranja. Dolžine stranic naj bodo izbrane glede na dejansko geodetsko mrežo. Višine točk z_j naj ne bodo enake.



Slika 3: Skica preizkusne baze za določitev koordinat

Za lokacijo preizkusa opazovanj x -, y - in z - koordinat je bilo izbrano območje ob avtobusni postaji v vasi Jezero pri Podpeči na obrobju ljubljanske kotline, saj so bili tam izpolnjeni pogoji, ki jih zahteva standard (razgiban relief, dovolj veliko območje za postavitev preizkusne baze,...).

Pred pričetkom opazovanj mora biti instrument nastavljen tako, kakor predpisuje proizvajalec. Vse koordinate morajo biti določene v istem dnevu. Na vsakem stojišču se meri temperaturo zraka in zračni tlak, saj lahko s temi parametri pridobimo meteorološke popravke za opazovane dolžine (vnos pravilne vrednosti faktorja ppm). Dolžine se morajo popraviti s faktorjem ppm za vsako spremembo temperature zraka za 1° C in / ali za vsako spremembo zračnega tlaka za 3 mbar. Uporabiti pa je potrebno tudi pravilno vrednost adicijske konstante. Opazovanja so sestavljena iz treh serij ($m = 3, i = 1, \dots, m$), pri čemer mora biti instrument postavljen nad eno izmed treh točk S_j v točno določenem vrstnem redu; npr. $S_1 \rightarrow S_2 \rightarrow S_3 \rightarrow S_1 \rightarrow S_2 \dots$ Nad vsako točko mora biti instrument skrbno horizontiran. Na vsakem stojišču je potrebno opazovati temperaturo zraka in zračni tlak, s čimer pridobimo zanesljive meteorološke popravke za korekcijo opazovanih dolžin. Vsakemu stojišču privzamemo vrednost koordinat (0, 0, 0).

Koordinate drugih dveh točk trikotnika je potrebno opazovati v obeh krožnih legah:

$$x_{i,j,k,I}, y_{i,j,k,I}, z_{i,j,k,I}, x_{i,j,k,II}, y_{i,j,k,II}, z_{i,j,k,II}; \quad i = 1, 2, 3; \quad j = 1, 2, 3; \quad k = 1, 2, 3$$

Iz opazovanih koordinat, ki jih pridobimo na osnovi opazovanj merskih količin v obeh krožnih legah, tvorimo aritmetično sredino opazovanih koordinat:

$$\begin{aligned} x_{i,j,k} &= \frac{1}{2} (x_{i,j,k,I} + x_{i,j,k,II}) \\ y_{i,j,k} &= \frac{1}{2} (y_{i,j,k,I} + y_{i,j,k,II}) \quad i = 1, 2, 3; \quad j = 1, 2, 3; \quad k = 1, 2, 3 \\ z_{i,j,k} &= \frac{1}{2} (z_{i,j,k,I} + z_{i,j,k,II}) \end{aligned} \quad (48)$$

Za opazovanja koordinatnih razlik "z" med stojiščno ter opazovano točko, mora biti vnesena v instrument tudi razlika δ med višino instrumenta in višino odbojne prizme. Ker je prava vrednost δ neznanka v postopku izravnave, ima δ enako vrednost v vseh opazovanjih. Za enostavnejši izračun brez prisotnosti grobih pogreškov, je potrebno upoštevati vrstni red opazovanj, ki je prikazan v naslednji preglednici:

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSS. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Preglednica 3: Vrstni red opazovanj koordinat točk

Točke	i	j	k
S ₁ → S ₂	1	1	2
S ₁ → S ₃	1	1	3
S ₂ → S ₁	1	2	1
S ₂ → S ₃	1	2	3
S ₃ → S ₁	1	3	1
S ₃ → S ₂	1	3	2

Točke	i	j	k
S ₁ → S ₂	2	1	2
S ₁ → S ₃	2	1	3
S ₂ → S ₁	2	2	1
S ₂ → S ₃	2	2	3
S ₃ → S ₁	2	3	1
S ₃ → S ₂	2	3	2

Točke	i	j	k
S ₁ → S ₂	3	1	2
S ₁ → S ₃	3	1	3
S ₂ → S ₁	3	2	1
S ₂ → S ₃	3	2	3
S ₃ → S ₁	3	3	1
S ₃ → S ₂	3	3	2

i – številka serije

j – številka stojišča

k – številka opazovane točke

4.1.2 Obdelava opazovanj za določitev koordinat točk

a) Natančnost *x*-, *y*- koordinat

Za zagotovitev primerljivih rezultatov treh serij opazovanj, je potrebno transformirati vsako serijo opazovanj v enak koordinatni sistem, na primer v koordinatni sistem prvega niza prve serije.

Ker ima točka *S_l* privzete koordinate (0, 0), se translacija vsakega niza izvede kot:

$$x'_{i,j,k} = x_{i,j,k} - x_{i,j,k,1}$$

$$i = 1, 2, 3; \quad j = 1, 2, 3; \quad k = 1, 2, 3 \quad (49)$$

$$y'_{i,j,k} = y_{i,j,k} - y_{i,j,1}$$

Za prvi niz opazovanj (*i* = 1, *j* = 1) rotacija ni potrebna.

Transformirane koordinate za rotacijo točk S_2 in S_3 so pridobljene neposredno kot premik koordinat niza $j = 1$ serije $i = 1$:

$$x''_{1,1,k} = x'_{1,1,k}$$

$$k = 2, 3$$

$$y''_{1,1,k} = y'_{1,1,k}$$

Za vsakega od naslednjih $j = 1, 2, 3$ nizov serij $i = 1, 2, 3$ je potrebna rotacija $\varphi_{i,j}$ z izhodiščem v S_i .

Rotacijo najlažje izvedemo s pomočjo polarnih koordinat. Za vsako točko $k = 2, 3$ se pravokotne koordinate transformirajo v polarne koordinate po naslednjih zvezah:

$$t'_{i,j,k} = \arctan \frac{y'_{i,j,k}}{x'_{i,j,k}} \quad (50)$$

$$s_{i,j,k} = \sqrt{x'^2_{i,j,k} + y'^2_{i,j,k}} \quad (51)$$

Orientacija vsakega niza j serije i se izrazi z aritmetično sredino:

$$t'_{i,j} = \frac{1}{2} (t'_{i,j,2} + t'_{i,j,3}) \quad (52)$$

Tako je kot zasuka enak:

$$\varphi_{i,j} = t'_{1,1} - t'_{i,j}; \quad i = 1, 2, 3; \quad j = 1, 2, 3 \quad (53)$$

in nova orientacija je

$$t_{i,j,k} = t'_{i,j,k} + \varphi_{i,j}; \quad i = 1, 2, 3; \quad j = 1, 2, 3; \quad k = 2, 3 \quad (54)$$

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Transformirane koordinate so potem izračunane kot:

$$x''_{i,j,k} = s_{i,j,k} * \cos t_{i,j,k}; \quad i = 1, 2, 3; \quad j = 1, 2, 3; \quad k = 2, 3 \quad (55)$$

$$y''_{i,j,k} = s_{i,j,k} * \sin t_{i,j,k}; \quad i = 1, 2, 3; \quad j = 1, 2, 3; \quad k = 2, 3 \quad (56)$$

Izravnane koordinate točk S_2 in S_3 so pridobljene kot

$$\overline{x}_k = \frac{1}{9} \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 x''_{i,j,k}; \quad k = 2, 3 \quad (57)$$

$$\overline{y}_k = \frac{1}{9} \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 y''_{i,j,k}; \quad k = 2, 3 \quad (58)$$

Sledi izračun odstopanj transformiranih koordinat od izravnanih koordinat za točki S_2 in S_3 :

$$r_{x,i,j,k} = \overline{x}_k - x''_{i,j,k}; \quad i = 1, 2, 3; \quad j = 1, 2, 3; \quad k = 2, 3 \quad (59)$$

$$r_{y,i,j,k} = \overline{y}_k - y''_{i,j,k}; \quad i = 1, 2, 3; \quad j = 1, 2, 3; \quad k = 2, 3 \quad (60)$$

Vsota kvadratov odstopanj znaša:

$$\sum r_{XY}^2 = \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 \sum_{k=2}^3 (r_{x,i,j,k}^2 + r_{y,i,j,k}^2) \quad (61)$$

Medtem ko je število rotacijskih parametrov enako 8 in število srednjih vrednosti koordinat točk S_2 in S_3 enako 4, je število neznanek v izravnavi $u = 8 + 4 = 12$. Iz tega sledi, da je število prostostnih stopenj enako

$$v_{XY} = 36 - 12 = 24. \quad (62)$$

Empirični standardni odklon ene x - ali y - koordinate opazovane enkrat v obeh krožnih legah je:

$$s_{XY} = \sqrt{\frac{\sum r_{XY}^2}{24}} \quad (63)$$

Na ta način je določen empirični standardni odklon ene x - ali y - koordinate po standardiziranem postopku ISO 17123-5:

$$s_{ISO-TACH-XY} = s_{XY} \quad (64)$$

Vse zgoraj izračunane vrednosti so tabelarično prikazane v prilogi C1.

b) Natančnost z - koordinat

Medtem ko je z - koordinata točke S_1 nastavljena na 0, pa v postopku izravnave kot neznanke nastopajo koordinate z_2 in z_3 točk S_2 in S_3 in višinska razlika δ med višino instrumenta in višino prizme. Na osnovi posredne izravnave po metodi najmanjših kvadratov pridobimo najverjetnejše vrednosti neznank.

Število neznank izravnave je enako tri ($u=3$), in sicer z - koordinati točk S_2 in S_3 :

$$z_2 = \frac{1}{18} \begin{pmatrix} 2z_{1,1,2} + z_{1,1,3} - 2z_{1,2,1} - z_{1,2,3} - z_{1,3,1} + z_{1,3,2} \\ + 2z_{2,1,2} + z_{2,1,3} - 2z_{2,2,1} - z_{2,2,3} - z_{2,3,1} + z_{2,3,2} \\ + 2z_{3,1,2} + z_{3,1,3} - 2z_{3,2,1} - z_{3,2,3} - z_{3,3,1} + z_{3,3,2} \end{pmatrix} \quad (65)$$

$$z_3 = \frac{1}{18} \begin{pmatrix} z_{1,1,2} + 2z_{1,1,3} - z_{1,2,1} + z_{1,2,3} - 2z_{1,3,1} - z_{1,3,2} \\ + z_{2,1,2} + 2z_{2,1,3} - z_{2,2,1} + z_{2,2,3} - 2z_{2,3,1} - z_{2,3,2} \\ + z_{3,1,2} + 2z_{3,1,3} - z_{3,2,1} + z_{3,2,3} - 2z_{3,3,1} - z_{3,3,2} \end{pmatrix} \quad (66)$$

ter višinska razlika δ med višino instrumenta in višino prizme:

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

$$\delta = \frac{1}{18} \begin{pmatrix} -z_{1,1,2} - z_{1,1,3} - z_{1,2,1} - z_{1,2,3} - z_{1,3,1} - z_{1,3,2} \\ -z_{2,1,2} - z_{2,1,3} - z_{2,2,1} - z_{2,2,3} - z_{2,3,1} - z_{2,3,2} \\ -z_{3,1,2} - z_{3,1,3} - z_{3,2,1} - z_{3,2,3} - z_{3,3,1} - z_{3,3,2} \end{pmatrix} \quad (67)$$

S temi tremi parametri izračunamo odstopanja $r_{i,j,k}$:

$$\begin{aligned} r_{1,1,2} &= z_2 - \delta - z_{1,1,2} & r_{2,1,2} &= z_2 - \delta - z_{2,1,2} & r_{3,1,2} &= z_2 - \delta - z_{3,1,2} \\ r_{1,1,3} &= z_3 - \delta - z_{1,1,3} & r_{2,1,3} &= z_3 - \delta - z_{2,1,3} & r_{3,1,3} &= z_3 - \delta - z_{3,1,3} \\ r_{1,2,1} &= -z_2 - \delta - z_{1,2,1} & r_{2,2,1} &= -z_2 - \delta - z_{2,2,1} & r_{3,2,1} &= -z_2 - \delta - z_{3,2,1} \\ r_{1,2,3} &= -z_2 + z_3 - \delta - z_{1,2,3} & r_{2,2,3} &= -z_2 + z_3 - \delta - z_{2,2,3} & r_{3,2,3} &= -z_2 + z_3 - \delta - z_{3,2,3} \\ r_{1,3,1} &= -z_3 - \delta - z_{1,3,1} & r_{2,3,1} &= -z_3 - \delta - z_{2,3,1} & r_{3,3,1} &= -z_3 - \delta - z_{3,3,1} \\ r_{1,3,2} &= z_2 - z_3 - \delta - z_{1,3,2} & r_{2,3,2} &= z_2 - z_3 - \delta - z_{2,3,2} & r_{3,3,2} &= z_2 - z_3 - \delta - z_{3,3,2} \end{aligned} \quad (68)$$

Vsota kvadratov odstopanj je podana z:

$$\sum r_Z^2 = \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 \sum_{\substack{k=1 \\ k \neq j}}^3 r_{i,j,k}^2 \quad (69)$$

Število prostostnih stopenj:

$$\nu_Z = 18 - 3 = 15 \quad (70)$$

Empirični standardni odklon ene z- koordinate opazovane enkrat v obeh krožnih legah je:

$$s_{ISO-TACH-Z} = \sqrt{\frac{\sum r_Z^2}{15}} \quad (71)$$

Vse zgoraj izračunane vrednosti so tabelarično prikazane v prilogi C2.

Izveden je bil standardiziran postopek opazovanj x - in y - koordinat z instrumentom Leica TCA 1800. S pomočjo enačbe (63) izračunamo empirični standardni odklon s_{XY} ene x - ali y - koordinate, opazovane enkrat v obeh krožnih legah (glej prilogo C1):

$$s_{XY} = s_{ISO-TACH-XY} = \sqrt{\frac{0.00033307 \text{ m}^2}{24}} = 0.0037 \text{ m}$$

Izveden je bil standardiziran postopek opazovanj z - koordinat z instrumentom Leica TCA 1800. S pomočjo enačbe (71) izračunamo empirični standardni odklon $s_{ISO-TACH-Z}$ ene z - koordinate, opazovane enkrat v obeh krožnih legah (glej prilogo C2):

$$s_{ISO-TACH-Z} = \sqrt{\frac{0.00008765}{15}} = 0.0024 \text{ m}$$

4.1.3 Ocena natančnosti opazovanj za določitev x -, y - in z - koordinat

Za interpretacijo rezultatov statistični testi obravnavajo empirični standardni odklon s ene koordinate, opazovane v preizkusnem trikotniku.

Statistični testi zagotovijo odgovore na naslednja vprašanja (Preglednica 4):

- a) Ali je izračunan empirični standardni odklon s manjši od deklarirane vrednosti σ proizvajalca?
- b) Ali dva empirična standardna odklona s in \tilde{s} , pridobljena iz dveh različnih vzorcev opazovanj, pripadata isti populaciji ob predpostavki, da imata oba vzorca enako število prostostnih stopenj ν ?

Empirična standardna odklona s in \tilde{s} pridobimo na način, kakršen je opisan v poglavju 3.3.5.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Ker so bila opazovanja pri preizkusu izvedena z enim instrumentom, enim opazovalcem in v enakem časovnem obdobju, ne moremo pridobiti dveh empiričnih standardnih odklonov s in \tilde{s} iz dveh različnih vzorcev opazovanj. Zato ne moremo izvesti statističnega testa, ki se nanaša na vprašanje b).

Naslednji testi so izvedeni s stopnjo zaupanja $1 - \alpha = 0.95$ in glede na zasnovano opazovanje predpostavimo število prostostnih stopenj $\nu_{XY} = 24$ pri x - in y - koordinati ter $\nu_Z = 15$ pri z - koordinati.

Preglednica 4: Statistični testi za opazovanja koordinat

Vprašanje	Ničelna hipoteza	Alternativna hipoteza
a)	$s \leq \sigma$	$s > \sigma$
b)	$\sigma = \tilde{\sigma}$	$\sigma \neq \tilde{\sigma}$

- a) Ničelne hipoteze, ki trdi, da je empirični standardni odklon s manjši oziroma statistično enak teoretični (deklarirani) vrednosti σ , ne zavrnejo ob naslednjem pogoju:

x - in y - koordinati:

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{\chi^2_{1-\alpha}(\nu_{XY})}{\nu_{XY}}}$$

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{\chi^2_{0,95}(24)}{24}}$$

z - koordinata:

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{\chi^2_{1-\alpha}(\nu_Z)}{\nu_Z}} \quad (72)$$

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{\chi^2_{0,95}(15)}{15}} \quad (73)$$

Testni statistiki za določitev kritične vrednosti se porazdelujeta po χ^2 verjetnostni porazdelitvi s stopnjo zaupanja 95 % in pri prostostnih stopnjah $\nu = 24$ in $\nu = 15$ znašata:

$$\chi^2_{0,95}(24) = 36.42 \quad \chi^2_{0,95}(15) = 25.00 \quad (74)$$

$$s \leq \sigma * \sqrt{\frac{36.42}{24}} \qquad s \leq \sigma * \sqrt{\frac{25.00}{15}} \qquad (75)$$

$$s \leq \sigma * 1.23 \qquad s \leq \sigma * 1.29 \qquad (76)$$

V nasprotnem primeru ničelno hipotezo zavrnemo in sprejmemo alternativno hipotezo.

Za pridobitev odgovora na zastavljeno vprašanje, ki se nanaša na točko a), je bil izveden naslednji statistični test:

x- in y- koordinati:

$$\sigma = 2 \text{ mm}$$

$$s_{ISO-TACH-XY} = 3.7 \text{ mm}$$

$$v_{XY} = 24$$

$$s \leq \sigma * 1.23$$

$$3.7 \text{ mm} > 2.5 \text{ mm}$$

Ker pogoj ni izpolnjen, ničelno hipotezo, ki trdi, da je empirični standardni odklon

$s_{ISO-TACH-XY} = 3.7 \text{ mm}$ manjši od deklarirane vrednosti $\sigma = 2 \text{ mm}$, zavrnemo ob stopnji zaupanja 95 % ter sprejmemo alternativno hipotezo.

z- koordinata:

$$\sigma = 1 \text{ mm}$$

$$s_{ISO-TACH-Z} = 2.4 \text{ mm}$$

$$v_Z = 15$$

$$s \leq \sigma * 1.29$$

$$2.4 \text{ mm} > 1.3 \text{ mm}$$

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Ker pogoj ni izpolnjen, ničelno hipotezo, ki trdi, da je empirični standardni odklon

$s_{ISO-TACH-Z} = 2.4$ mm manjši od deklarirane vrednosti $\sigma = 1$ mm, zavrremo ob stopnji

zaupanja 95 % ter sprejmemo alternativno hipotezo.

Glede na časovno trajanje opazovanj (cca. 2 uri), obstaja velika verjetnost premika stativa z instrumentom zaradi neutrjene podlage (makadam), kar ima za posledico nekoliko večji empirični standardni odklon koordinat. Z uporabo metode prisilnega centriranja (opazovanja z merskih stebrov) bi bili dobljeni standardni odklon koordinat verjetno nekoliko nižji, a smo se pri praktičnem preizkusu tahimetra po ISO standardu poskušali kar se da najbolje približati dejanskim pogojem dela, ki vladajo na delovišču predora (uporaba stativov na neutrjeni podlagi). Potrebno pa je upoštevati tudi dejstvo, da je tudi ta postopek preizkusa potekal v dejanskih meteoroloških pogojih in ne v optimalnih pogojih, kakor jih navaja proizvajalec instrumenta.

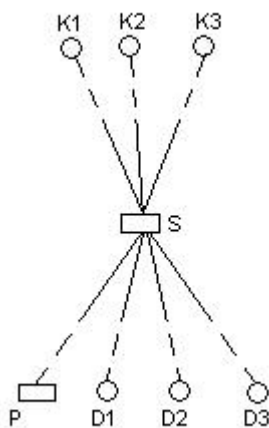
5 METODE DOLOČEVANJA PREMIKOV KONTROLNIH TOČK V PREDORIH

Kontrolne točke na merskem profilu so namenjene opazovanju premikov v predoru. Z opazovanjem horizontalnih smeri, zenitnih razdalj ter poševnih dolžin pridobimo tridimenzionalne (x -, y -, z -) koordinate kontrolnih točk v različnih časovnih obdobjih. Tako lahko ocenimo vrednost premika posamezne kontrolne točke.

Opazovanja koordinat kontrolnih točk lahko potekajo z uporabo dveh metod:

5.1 Metoda prostega stojišča

Metoda prostega stojišča je znana kot najbolj prilagodljiva metoda za opazovanja premikov točk merskega profila, saj je stojišče izbrano popolnoma poljubno ter tako ne ovira ostalih del v predoru. Poleg tega se ta metoda lahko izvede v zelo kratkem času, saj je prav za opazovanja v predoru zaželeno, da se opravijo v najkrajšem razpoložljivem času.



S – stojišče

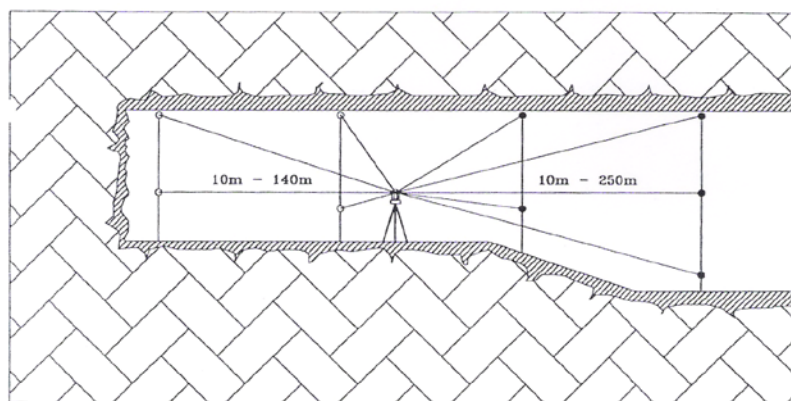
K1, K2, K3 – kontrolne točke

P, D1, D2, D3 – dane točke

Slika 4: Določitev koordinat stojišča po metodi prostega stojišča

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Za določitev koordinat prostega stojišča se instrument postavi na mesto, kjer so vidne stare in nove kontrolne točke ter vsaj ena točka stabiliziranega slepega poligona v predoru. Nadalje s pomočjo metode kombiniranega prostorskega notranjega ureza pridobimo 3D-koordinate stojišča, pri čemer stare kontrolne točke in poligonsko točko privzamemo kot dane. Program za izračun koordinat prostega stojišča, ki je nameščen v pomnilniku instrumenta, nam sam izračuna koordinate stojiščne točke. Pomembno je, da kot dane točke privzamemo stare kontrolne točke, ki so zanesljive oziroma stabilne.



Slika 5: Razporeditev kontrolnih točk v vzdolžnem prerezu predora

Število točk navezave je različno od stojišča do stojišča in je odvisno predvsem od vidnosti vizur. Za enolično določitev koordinat prostega stojišča potrebujemo skupaj tri merske količine: dve horizontalni smeri in eno poševno razdaljo proti danim točkam. Zaradi slabše razporeditve opazovanih danih točk (objektivni pogoji v predoru), se običajno za določitev prostega stojišča uporablja pet ali šest orientacijskih točk.

Pri geometriji točk upoštevamo simetrično porazdelitev teh točk gledano na prečni profil predora (stopnica levo, kalota, stopnica desno). Upošteva se še, da so orientacijske vizure vedno daljše od vizur izmere.

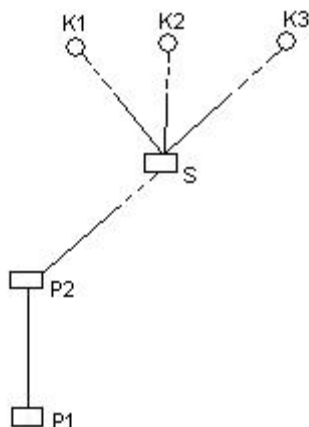
Na vsakem stojišču beležimo meteorološke parametre (temperatura zraka, zračni tlak), saj lahko s temi parametri pridobimo meteorološke popravke za opazovane dolžine (vnos pravilne vrednosti faktorja ppm v instrument).

Ker imamo na razpolago nadštevilna opazovanja, nam instrument izračuna natančnost določitve koordinat prostega stojišča. V kolikor ta presega 2 mm po katerikoli osi koordinatnega sistema, se opazovanja ponovijo, oziroma če je potrebno, se dodatno preveri orientacijske točke. Omenjeni pogoj je pridobljen na podlagi praktičnih izkušenj pri opazovanjih premikov kontrolnih točk na merskem profilu.

5.2 Polarna metoda

Z zadnje poligonske točke viziramo krožno odbojno prizmo, ki je nameščena na stativu, s katerega se bodo izvajala opazovanja proti novim kontrolnim točkam. Na osnovi merjenja horizontalnega kota, zenitne razdalje in poševne dolžine se določijo elementi za izračun koordinat stojišča S po polarni metodi. Nato sledi zamenjava instrumenta ter krožne odbojne prizme, tako da je sedaj instrument nameščen na stativu ter orientiran proti zadnji poligonski točki. Sedaj lahko opravimo opazovanja novih kontrolnih točk, ki so v tem primeru določene kakor poslednje točke v slepem poligonu. Opazovanja na poligonskih točkah izvedemo v dveh ali treh girusih, medtem ko so opazovanja na stojišču izvedena samo v enem girusu v obeh krožnih legah (Daca, 2000). Na vsakem stojišču beležimo meteorološke parametre (temperatura zraka, zračni tlak), saj lahko s temi parametri pridobimo meteorološke popravke za opazovane dolžine (vnos pravilne vrednosti faktorja ppm v instrument).

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.



K1, K2, K3 – kontrolne točke

P1, P2 – poligonski točki

S - stojišče

Slika 6: Določitev koordinat stojišča po polarni metodi

Ko z uporabo ene izmed zgoraj opisanih metod pridobimo koordinate stojišča, se lahko lotimo opazovanj proti novim kontrolnim točkam. Rezultat tega t. i. ničelnega opazovanja so 3-D koordinate novih kontrolnih točk. Ob naslednjih opazovanjih teh istih kontrolnih točk, lahko primerjamo vrednosti dobljenih koordinat z vrednostmi koordinat ničelnega opazovanja. Koordinatne razlike po vseh treh oseh lokalnega koordinatnega sistema nam podajo morebitne premike kontrolnih točk v določenih smereh za obdobje med obema opazovanjema. Tako pridobimo vertikalni premik, horizontalni premik in premik v smeri stacionaže predora določene kontrolne točke.

Pogostost opazovanj koordinat kontrolnih točk na merskem profilu navadno poteka v naslednjih časovnih presledkih (Tehnične specifikacije za geotehnično in geološko spremljavo predora Šentvid, 2004):

- na razdalji 40 m od čela izkopa predora: dnevno
- 40 do 100 m od čela izkopa predora: vsak drugi dan
- 200 m od čela izkopa predora: enkrat tedensko
- več kot 200 m od čela izkopa predora: mesečno

- vizualni pregled umirjanja deformacij: mesečno ali enkrat na vsaka dva meseca

Če se na določenih območjih predora ugotovijo povečani premiki kontrolnih točk, morajo biti opazovanja še bolj pogosta, dokler se vrednosti premikov s časoma ne zmanjšajo.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

6 ANALIZA NATANČNOSTI DOLOČITVE KOORDINAT TOČK MERSKEGA PROFILA NA PRIMERU IZGRADNJE PREDORA ŠENTVID

Za opazovanja premikov kontrolnih točk je bil izbran dvocevni tripasovni predor Šentvid na avtocestnem odseku Šentvid - Koseze. Avtocestni odsek Šentvid – Koseze bo povezal gorenjski avtocestni krak z ljubljanskim cestnim obročem in ga s tem povezal s preostalim avtocestnim sistemom.

Predor Šentvid leži na severozahodnem delu Ljubljane med mestnima predeloma Šentvid na severni strani in Pržanj na južni strani. Pretežni del trase poteka po klasičnih permokarbonskih sedimentih, geomehanske karakteristike pa so lokalno (v območju tektonskih prelomnih con) slabe in jih poslabšuje tudi prisotnost vode.

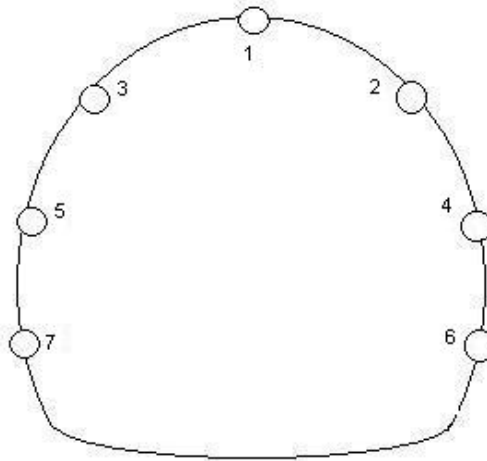


Slika 7: Južni portal predora v Pržanju

Opazovanja premikov kontrolnih točk enega merskega profila so bila izvedena v levi cevi južne strani predora na območju mestnega predela Pržanj.

Merski profil je skupina kontrolnih točk, simetrično razporejenih po profilu predora na isti stacionaži. Izbran merski profil, na katerem so potekala opazovanja, je bil dvajseti po vrsti,

gledano od vhoda v prodor proti mestu izkopavanja. Na njem je stacioniranih sedem kontrolnih točk z oznakami od 201 do 207 (Slika 8).



Slika 8: Merski profil s kontrolnimi točkami

Izvedena je bila ničelna izmera, nato pa še dve neodvisni izmeri kontrolnih točk merskega profila v naslednji periodiki:

- ničelna izmera: 17.3.2006
- prva izmera: 27.3.2006
- druga izmera: 6.4.2006

Koordinate stojišča so bile določene na dva načina:

- po polarni metodi
- z metodo prostega stojišča,

medtem ko so bile pa koordinate kontrolnih točk določene po polarni metodi.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

6.1 Instrumentarij

6.1.1 Elektronski tahimeter Leica TCA 1800

Elektronski tahimeter Leica TCA 1800 je motoriziran sekundni elektronski tahimeter z vgrajenim samodejnim sledenjem tarči (ATR). Utripajoča luč EGL1, ki je lahko vgrajena v teleskop instrumenta, olajša usmerjanje prizme v smer vizure instrumenta. Velik zaslon (8x30 znakov) in tipkovnica sta nameščena v obeh krožnih legah, kar omogoča večjo udobnost pri delu.

Zaradi zgoraj naštetih značilnosti je ta instrument še posebno uporaben za ponavljajoča opazovanja, zato se pogosto uporablja pri opazovanjih premikov kontrolnih točk v predorih.



Slika 9: Elektronski tahimeter Leica TCA 1800

Vir: <http://www.geoservis.si/main.php?pg=produkti.htm> (27.3.2006)

Pomnilniška kartica PCMCIA predstavlja medij, kamor se v instrumentu varno shranjujejo podatki. Pomnilniške kartice PCMCIA predstavljajo standard v svetu računalnikov, saj zagotavljajo enostaven prenos podatkov med inštrumentom in računalnikom ter med različnimi inštrumenti. Zaradi obsežnega delovnega temperaturnega območja, od -20°C do $+70^{\circ}\text{C}$, so Leicine pomnilniške kartice še posebno primerne za uporabo na prostem (Geoservis, 2006).



Slika 10: Pomnilniška kartica PCMCIA

Vir: <http://www.geoservis.si/main.php?pg=produkti.htm> (27.3.2006)

Preglednica 5: Tehnični podatki LEICA TCA 1800

Natančnost merjenja horizontalnih smeri in zenitnih razdalj	1"
Natančnost merjenja razdalj	2 mm; 2 ppm
Domet z eno / tremi prizmami (povprečni pogoji)	2.5 / 3.5 km
Domet z eno / tremi prizmami (dobri pogoji)	3.5 / 5.0 km
Čas meritve (normalno / ponavljajoče / sledenje)	3.5 / 3 / 0.3 s
Povečava teleskopa	30x
Samodejno odpravljanje napak	napaka vizure (kolimacijski pogrešek), napaka vertikalnega kroga (indeksni pogrešek), napaka zaradi nepopolnega horizontiranja, napaka zaradi nagiba vrtilne osi (Z osi), ukrivljenost Zemlje, ekscentričnost kroga
Notranji pomnilnik (za programe)	1 Mb
Natančnost samodejnega pozicioniranja	0.5 mgon
Hitrost vrtenja	50 gon/s
Teža (brez podnožja in baterije)	6.5 kg

Vir: <http://www.geoservis.si/instrumenti/leica/TC1800tp.htm> (27.3.2006)

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

6.1.2 Odbojne prizme

Za izvedbo opazovanj v predoru uporabljamo dve vrsti odbojnih prizem:

- Klasične krožne odbojne prizme za opazovanje poligona, ki so nameščene na jeklenih nosilcih (konzolah) oziroma poligonskih točkah;
- Posebne odbojne nalepke, ki so nameščene na plastičnih nosilcih ter predstavljajo kontrolne točke merskega profila, katerim določamo koordinate za ugotavljanje premikov.

a) Krožne odbojne prizme

Žarek, ki je usmerjen na tako prizmo, se zaradi geometrije zrcalnih ploskev v prizmi odbije pod kotom 180° .



Slika 11: Krožna odbojna prizma

Vir: http://www.leica-geosystems.com/corporate/en/ndef/lgs_6167.htm (20.4.2006)

b) Odbojne nalepke na kontrolnih točkah

Proizvajalec Leica je zasnoval posebne odbojne nalepke, ki so nalepljene na plastičnih nosilcih, ti pa so nameščeni na posamezno kontrolno točko na merskem profilu. Zaradi slabe svetlobe v predoru, so odbojne nalepke na kontrolnih točkah skoraj nevidne, zato je nanje potrebno posvetiti s svetilko, da postanejo dovolj vidne za izvedbo opazovanj.

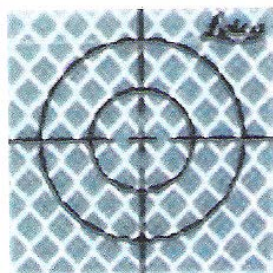
Pri vpadnem kotu do velikosti $\pm 42^\circ$ glede na vizurno os, proizvajalec v skladu s standardom ISO 17123 zagotavlja standardni odklon opazovanja dolžin $\sigma = \pm 0.5$ mm. To je samo delež, ki ga doprinese odbojna nalepka. Za skupno natančnost opazovanja dolžin, pa je potrebno upoštevati še natančnost instrumenta pri opazovanju dolžin. Pri opazovanju dolžin na odbojne nalepke ne smemo pozabiti na adicijsko konstanto, ki znaša kar 34.4 mm.

Za uporabljen instrument velja, da je njegova natančnost pri opazovanju dolžin $\pm (2\text{mm}; 2\text{ppm})$. To pomeni, je skupna natančnost opazovane dolžine pri vpadnem kotu do velikosti $\pm 42^\circ$ glede na vizurno os, enaka približno 3 mm pri dolžini 180 m. Upoštevati pa je potrebno tudi dejstvo, da ta dolžina predstavlja maksimalni domet odbojne nalepke (glej Preglednico 6).

Preglednica 6: Tehnični podatki odbojnih nalepk

Velikost nalepke (mm)	Adicijska konstanta (mm)	Vpadni kot ($^\circ$)	Standardni odklon σ (mm)	Domet (m)
20 x 20	+34.4	± 42	± 0.5	< 60
40 x 40	+34.4	± 42	± 0.5	20 – 120
60 x 60	+34.4	± 42	± 0.5	60 - 180

Vir: <http://www.leica-geosystems.com/corporate/> (20.4.2006)



Slika 12: Odbojna nalepka Leica

Vir: <http://www.geoservis.si/main.php?pg=produkti.htm> (27.3.2006)

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

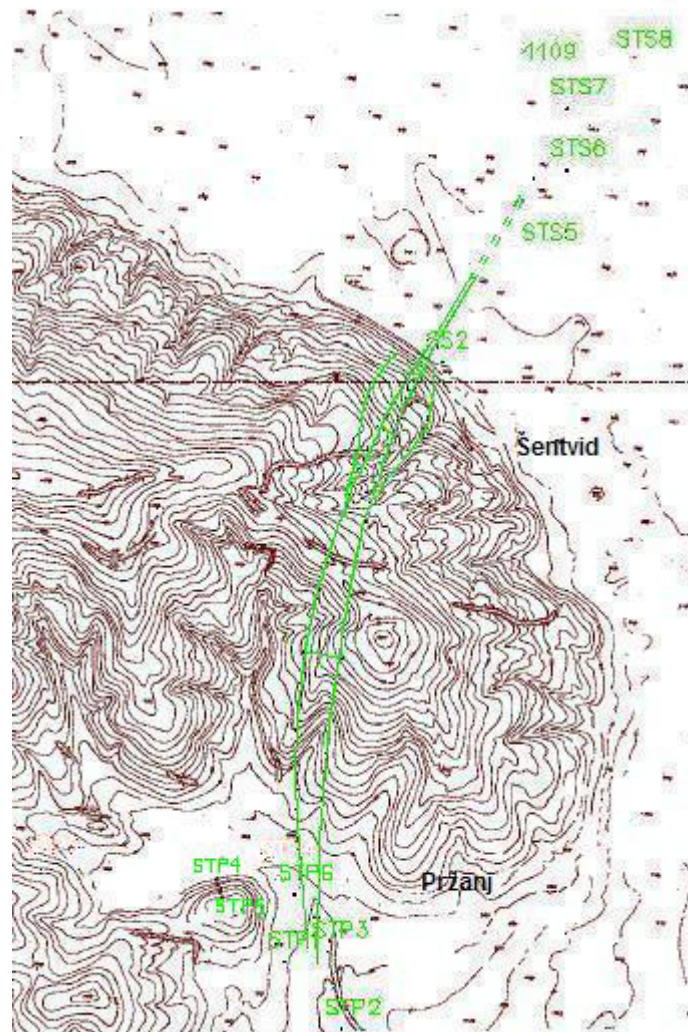
6.2 Opis in stabilizacija geodetskih točk na delovišču

6.2.1 Nadzemna (portalna) mreža

Osnova za izvajanje geodetskih opazovanj v samem predoru je nadzemna (portalna) mreža, ki je stabilizirana in izmerjena za potrebe izgradnje predora. Stabilizirana je z armirano – betonskimi stebri premera 40 cm in višine 120 – 130 cm. Stebri, ki omogočajo metodo prisilnega centriranja instrumenta, so postavljeni na stabilnih tleh izven območja gradnje. Zaradi vremenskih vplivov lahko zgornje dele stebrov zaščitimo s pločevinastim pokrovom. Koordinate nadzemne mreže so določene v lokalnem koordinatnem sistemu s statično metodo GPS izmere, ter kontrolirane s polarno metodo izmere (opazovanje horizontalnih kotov, zenitnih razdalj ter poševnih razdalj, ustrezne redukcije merskih vrednosti ter primerjava z vrednostmi, izračunanimi iz GPS koordinat).



Slika 13: Steber portalne mreže



Slika 14: Stabilizacija nadzemne (portalne) mreže na obeh straneh avtocestnega predora Šentvid - Koseze

6.2.2 Podzemna mreža

Podzemno mrežo tvorijo poligonske točke v predoru ter kontrolne točke na merskem profilu.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

a) Poligonske točke v predoru

Poligonske točke v predoru so na stabilnem območju stabilizirane na jeklenih nosilcih, ki so čvrsto pritrjeni v steno predora. Jekleni nosilci so zasnovani tako, da je omogočena metoda prisilnega centriranja instrumenta. Stabilno območje se določi po posvetu z geologom glede na velikostni red premikov, za katere se lahko predpostavi, da so tako majhni, da se jih lahko zanemari.



Slika 15: Poligonska točka v predoru, stabilizirana na jeklenem nosilcu

Opazovanja v predoru se izvajajo z razvijanjem slepega poligona. Poligon se razvija sprti z napredkom gradnje in se ga opazuje enkrat tedensko. Z namenom pridobitve horizontalnih x - in y - koordinat točk slepega poligona, se horizontalne smeri običajno opazuje v dveh girusih, višinske z - koordinate pa se pridobi s trigonometričnim višinerstvom ali pa z metodo geometričnega nivelmana.

b) Kontrolne točke na merskem profilu

Kontrolne točke na merskem profilu so sidra dolžine najmanj 250 mm, izdelana iz rebrastih jeklenih palic, zaščitenih proti koroziji. Sidra morajo biti varno pritrjena na hribino oziroma površino brizganega cementnega betona. Vsaka kontrolna točka ima nastavek, da se nanjo lahko pritrdi plastični nosilec z odbojno nalepko.



Slika 16: Kontrolna točka v predoru, stabilizirana na merskem profilu

Položaj kontrolnih točk določi odgovorni projektant predora glede na pričakovana mesta premikov. Ker merski profil ne moremo predstaviti z vsemi točkami, si izberemo samo karakteristične točke (kontrolne točke), ki predstavljajo geometrijsko obliko merskega profila. Kontrolnih točk na merskem profilu mora biti čim manj, a vendar dovolj, da ne izgubimo pomembnih informacij o premikih na merskem profilu.

Stabilizacija teh točk mora biti izvedena čim bližje čela izkopa predora ter čim hitreje po zadnjem izkopnem koraku, da se lahko čim prej opravi ničelno opazovanje.

Mesta in razdalje med merskimi profili so odvisna od geološke sestave hribine, pogostosti geoloških sprememb, mehanskih lastnosti hribin, dolžine ter velikosti predorov,... Mesta

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

merskih profilov morajo biti določena med gradnjo predora na osnovi lokalnih geoloških pogojev, pridobljenih izkušenj med gradnjo predora ter glede na zahteve odgovornega projektanta predora (Tehnične specifikacije za geotehnično in geološko spremljavo predora Šentvid,2004).

6.3 Rezultati opazovanj premikov kontrolnih točk

Za potrebe odgovornega geologa predora je potrebno pripraviti podatke geodetskih opazovanj tako, da so posamezne komponente premikov kontrolnih točk z oceno natančnosti razvidne v treh ločenih preglednicah ter nato predstaviti tudi vektorje položajnih premikov (rezultanta horizontalne komponente premika in komponente premika v smeri stacionaže) skupaj z oceno natančnosti (glej poglavje 6.4.3).

a) Vertikalna (višinska) komponenta premika v profilu

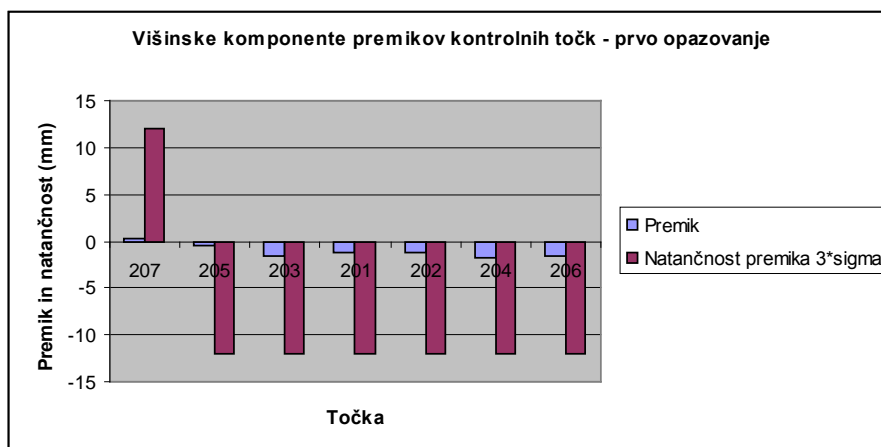
V tem primeru se beleži vertikalne komponente premikov kontrolnih točk oziroma zvišanje ali znižanje višine kontrolne točke.

Preglednica 7: Vrednosti vertikalnih (višinskih) komponent premikov kontrolnih točk z oceno natančnosti po polarni metodi

Točka	Ničelno opazovanje (mm)	Prvo opazovanje (mm)	Natančnost vertikalnega premika (mm)	Drugo opazovanje (mm)	Natančnost vertikalnega premika (mm)
207	0	+0.3	± 4.0	+0.5	± 4.5
205	0	-0.4	± 4.0	-0.8	± 4.5
203	0	-1.6	± 4.0	-2.7	± 4.5
201	0	-1.3	± 4.0	-2.2	± 4.5
202	0	-1.2	± 4.0	-2.0	± 4.5
204	0	-1.8	± 4.0	-2.8	± 4.5
206	0	-1.5	± 4.0	-2.4	± 4.5

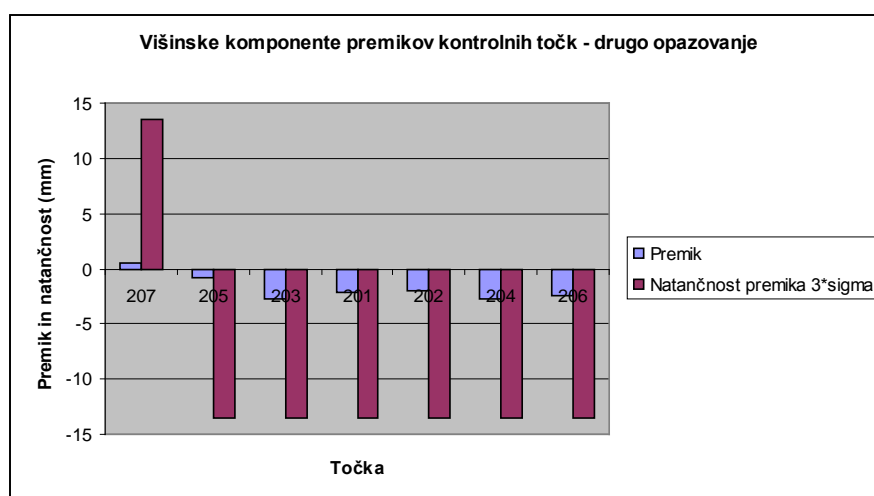
Iz Preglednice 7 lahko zaključimo, da po prvem opazovanju za nobeno kontrolno točko ne moremo z gotovostjo trditi, da se je premik zgodil, saj bi morali biti premiki v tem primeru večji od ± 12.0 mm (Slika 17).

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.



Slika 17: Višinske komponente premikov kontrolnih točk – prvo opazovanje

Tudi po drugem opazovanju ne moremo potrditi premikov, saj bi le-ti morali biti večji od ± 13.5 mm, da bi jih lahko obravnavali kot statistično značilne (Slika 18). Razlog je v slabi natančnosti določitve premika, zato so višinski premiki neznačilni.



Slika 18: Višinske komponente premikov kontrolnih točk – drugo opazovanje

b) Horizontalna komponenta premika v profilu

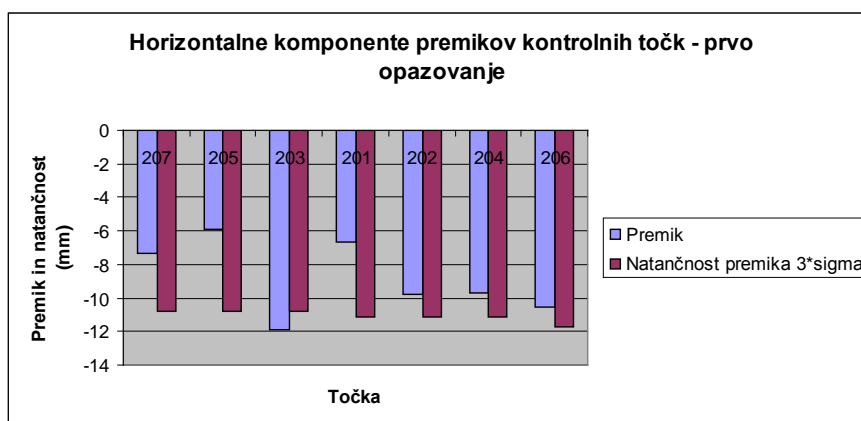
V tem primeru se beleži horizontalne komponente premikov kontrolnih točk v smeri levo ali desno glede na os predora oziroma spremembe položajev kontrolnih točk po Y osi lokalnega koordinatnega sistema

Preglednica 8: Vrednosti horizontalnih komponent premikov kontrolnih točk po polarni metodi

Točka	Ničelno opazovanje (mm)	Prvo opazovanje (mm)	Natančnost premika (mm)	Drugo opazovanje (mm)	Natančnost premika (mm)
207	0	-7.3	± 3.6	-13.5	± 3.9
205	0	-5.9	± 3.6	-9.9	± 3.9
203	0	-11.9	± 3.6	-19.1	± 3.9
201	0	-6.7	± 3.7	-10.3	± 3.9
202	0	-9.8	± 3.7	-16.1	± 3.9
204	0	-9.7	± 3.7	-15.8	± 4.0
206	0	-10.5	± 3.9	-17.5	± 4.0

Iz Preglednice 8 lahko razberemo, da lahko po prvem opazovanju samo za točko 203 z gotovostjo trdimo, da je njen premik statistično značilen. Premik znaša 11.9 mm v levo smer glede na os predora (Slika 19).

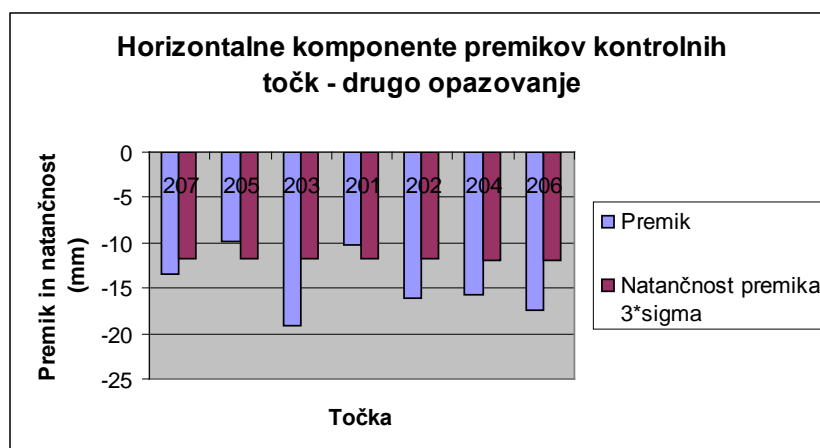
Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.



Slika 19: Horizontalne komponente premikov kontrolnih točk – prvo opazovanje

Po drugem opazovanju (Slika 20) samo za točki 201 in 205 ne moremo z gotovostjo trditi, da se je premik zares zgodil. Za obe točki bi moral biti premik večji od ± 11.4 mm, da bi ga lahko obravnavali kot statistično značilnega.

Vidimo lahko, da se je po drugem opazovanju največ premaknila kontrolna točka 203, in sicer za 19.1 mm v levo smer glede na os predora. Najmanj pa se je premaknila točka 207, ki se je premaknila za 13.5 mm, prav tako v levo smer glede na os predora.



Slika 20: Horizontalne komponente premikov kontrolnih točk - drugo opazovanje

c) Komponenta premika v smeri stacionaže

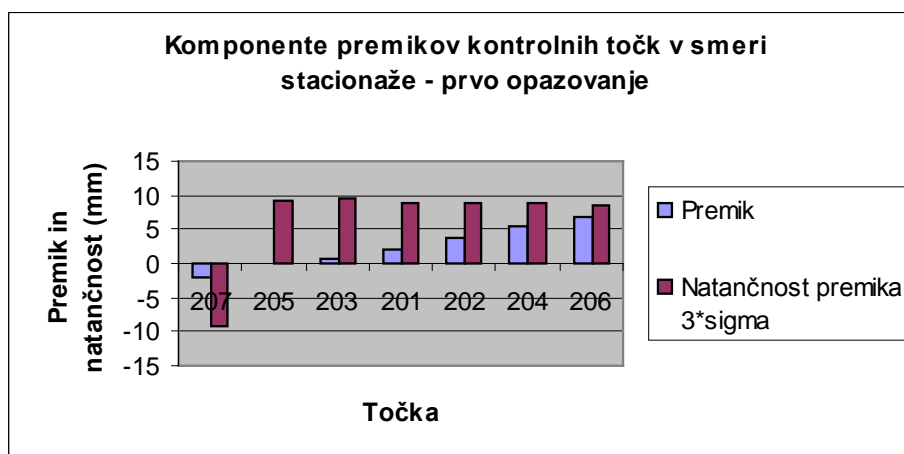
V tem primeru se beleži komponente premikov kontrolnih točk v smeri od začetka predora proti mestu izkopavanja oziroma spremembe položajev kontrolnih točk po X osi lokalnega koordinatnega sistema.

Preglednica 9: Vrednosti komponent premikov kontrolnih točk v smeri stacionaže po polarni metodi

Točka	Ničelno opazovanje (mm)	Prvo opazovanje (mm)	Natančnost premika (mm)	Drugo opazovanje (mm)	Natančnost premika (mm)
207	0	-2.2	± 3.1	-4.9	± 3.0
205	0	0.0	± 3.1	-1.1	± 3.0
203	0	0.7	± 3.2	1.3	± 3.0
201	0	1.9	± 3.0	3.8	± 3.0
202	0	3.9	± 3.0	6.4	± 2.9
204	0	5.6	± 3.0	9.4	± 2.9
206	0	6.7	± 2.8	11.9	± 2.8

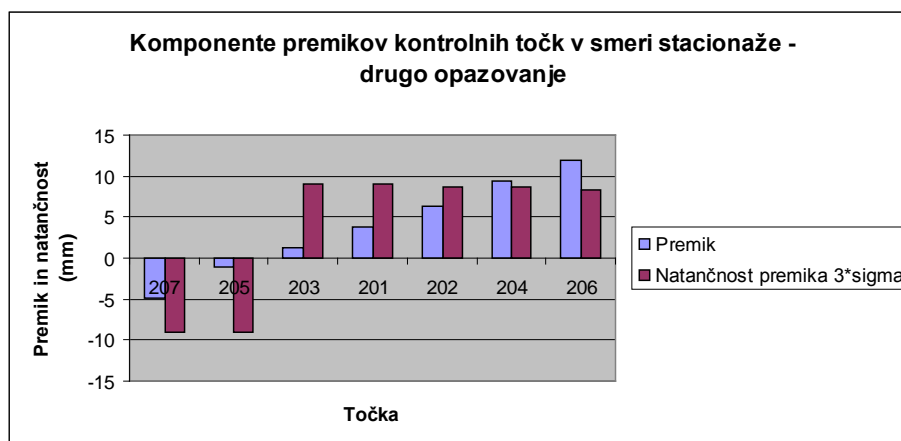
Iz prikazanih vrednosti v Preglednici 9 lahko vidimo, da po prvem opazovanju ne moremo za nobeno kontrolno točko z gotovostjo trditi, da so njihovi premiki statistično značilni (Slika 21).

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.



Slika 21: Komponente premikov kontrolnih točk v smeri stacionaže - prvo opazovanje

Po drugem opazovanju (Slika 22) pa lahko samo za kontrolni točki 204 in 206 z gotovostjo trdimo, da sta njuna premika statistično značilna. Prva točka se je premaknila za 9.4 mm v smeri proti mestu izkopavanja, druga točka pa za 11.9 mm, prav tako proti mestu izkopavanja.



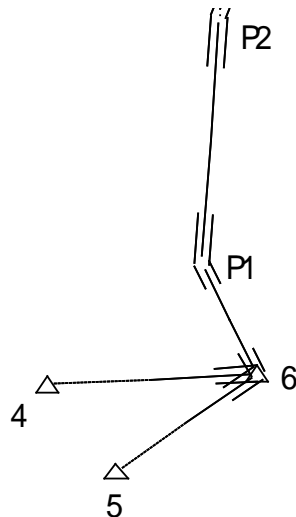
Slika 22: Komponente premikov kontrolnih točk v smeri stacionaže - drugo opazovanje

6.4 Ocena natančnosti

Ocena natančnosti je postopek, s katerim ocenimo kvaliteto opravljenih geodetskih opazovanj glede na izbran merski instrumentarij ter metodo dela.

Opazovanja v predoru se izvajajo z razvijanjem slepega poligona, za katerega je značilno, da natančnost določitve koordinat poligonskih točk pada z oddaljenostjo od portala oziroma z naraščanjem dolžine predora.

6.4.1 Ocena natančnosti določitve koordinat točk slepega poligona



4, 5, 6 - stebri portalne mreže

P1, P2 - poligonski točki v predoru

Slika 23: Slep poligon in portalna mreža na območju predela Pržanj

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VSS. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Natančnost določitve koordinat poligonskih točk lahko ocenimo na dva načina:

a) Uporaba enačb za oceno natančnosti preboja predora (Janković, 1981):

Vzdolžni pogrešek na i -ti točki slepega poligona:

$$\sigma_{vi} = \sigma_s * \sqrt{n_i}$$

Prečni pogrešek na i -ti točki slepega poligona:

$$\sigma_{pi} = \frac{S}{\rho''} * \sqrt{n_i^2 \sigma_{zs}^2 + \frac{1}{6} n_i (n_i - 1) (2n_i - 1) \sigma_\beta^2}$$

pri čemer je:

n_i - število poligonskih stranic

σ_s - standardni odklon opazovanj dolžin (mm)

σ_{zs} - standardni odklon začetne smeri (")

σ_β - standardni odklon opazovanj lomnih kotov (")

S - povprečna dolžina poligonske stranice (mm)

Izračunane vrednosti za točke slepega poligona v levi cevi predora Šentvid:

$$\sigma_s = \pm (2\text{mm}; 2\text{ppm})$$

$$\sigma_{zs} = \pm 1.5''$$

$$\sigma_\beta = \pm 2.3''$$

Preglednica 10: Ocena natančnosti koordinat poligonskih točk po enačbi za oceno natančnosti preboja predora

Poligonska točka	Vzdolžni pogrešek (mm)	Prečni pogrešek (mm)
6	/	/
P1	2.1	0.5
P2	3.2	1.9

Standardni odklon začetne smeri σ_{z_s} ter standardni odklon opazovanj lomnih kotov σ_{β} pridobimo iz rezultatov standardiziranega postopka preizkusa teodolitov ISO 17123-3. Glede na velikostni red dolžin v mreži lahko za standardni odklon opazovanj dolžin privzamemo deklarirano vrednost proizvajalca $\sigma_s = 2$ mm.

Iz Preglednice 10 lahko razberemo, da so prečni pogreški koordinat poligonskih točk manjši od vzdolžnih pogreškov. Očitno ima standardni odklon opazovanj dolžin σ_s in število poligonskih stranic n_i večji vpliv na velikostni red vzdolžnega pogreška, kakor imajo parametri za izračun prečnega pogreška na velikostni red prečnega pogreška.

b) Uporaba rezultatov izravnave:

Z uporabo računalniškega programa za izravnavo geodetskih mrež GeM4 ver. 4.0 (Ambrožič in sod., 2005) pridobimo naslednje pogreške določitve položajnih koordinat točk slepega poligona po posameznih opazovanjih:

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Preglednica 11: Ocena natančnosti koordinat poligonskih točk iz rezultatov položajne izravnave

Poligonska točka	Ničelno opazovanje (mm)	Prvo opazovanje (mm)	Drugo opazovanje (mm)
σ_y - 6	/	/	/
σ_x - 6	/	/	/
σ_y - P1	0.8	0.7	0.7
σ_x - P1	1.2	1.2	1.1
σ_y - P2	2.3	1.6	1.8
σ_x - P2	2.1	2.3	2.1

Dosežene natančnosti koordinat poligonskih točk iz rezultatov položajne izravnave so nekoliko boljše kakor izračunane natančnosti koordinat poligonskih točk po enačbah za oceno natančnosti preboja predora.

Preglednica 12: Primerjava podanih (a-priori) ter dobljenih (a-posteriori) vrednosti položajne izravnave slepega poligona

Srednji pogrešek utežne enote	Ničelno opazovanje	Prvo opazovanje	Drugo opazovanje
Smeri a-priori	1.6"	1.6"	1.6"
Smeri a-posteriori	1.5"	1.0"	1.1"
Dolžine a-priori	2 mm	2 mm	2 mm
Dolžine a-posteriori	1.8 mm	1.9 mm	1.8 mm

A-priori srednji pogrešek utežne enote smeri pridobimo iz rezultatov standardiziranega postopka preizkusa teodolitov ISO 17123-3; za a-priori srednji pogrešek utežne enote dolžin privzamemo deklarirano vrednost $\sigma_s = 2$ mm.

Preglednica 13: Primerjava po izravnavi dobljenih pogreškov za posamezno opazovanje koordinat točk slepega poligona

Posredna izravnavna	Ničelno opazovanje	Prvo opazovanje	Drugo opazovanje
Srednji pogrešek utežne enote	0.99975	0.99778	0.99853
Srednji pogrešek smeri	1.5"	1.0"	1.1"
Srednji pogrešek dolžin	1.8 mm	1.9 mm	1.8 mm
Največji položajni pogrešek	3.1 mm	2.8 mm	2.8 mm
Najmanjši položajni pogrešek	1.4 mm	1.4 mm	1.3 mm
Srednji položajni pogrešek	2.4 mm	2.2 mm	2.2 mm

Računalniški program za izravnavo geodetskih mrež GeM4 izravna opazovanja s posredno izravnavo po metodi najmanjših kvadratov ($p_{vv} = \min$). Ker v izravnavi nastopajo heterogene količine (smeri in dolžine), predstavlja srednji pogrešek utežne enote (m_0) razmerje med a-posteriori in a-priori oceno merjenih količin. Program izvede globalni test modela, kjer se ugotavlja skladnost referenčne variance a-posteriori σ_0^2 z referenčno varianci a-priori σ_0^2 . Na ta način odkrijemo prisotnost grobo pogrešenih opazovanj. Globalni test modela je smiseln, če je σ_0^2 realno ocenjena. Če so natančnosti skladne, torej primerljive, bo m_0 blizu 1. To pomeni, da je izravnavna realna, saj so bila razmerja med posameznimi vrstami opazovanj dobro postavljena.

Z uporabo računalniškega programa za izravnavo višinskih geodetskih mrež VIM, ver. 4.0 (Ambrožič, Turk, 2002) pridobimo pogreške določitve višinskih koordinat točk slepega poligona po posameznih opazovanjih, ki so predstavljeni v Preglednici 14.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Preglednica 14: Natančnost višinskih koordinat točk slepega poligona po posameznih opazovanjih

Poligonska točka	Ničelno opazovanje (mm)	Prvo opazovanje (mm)	Drugo opazovanje (mm)
σ_z - 6	/	/	/
σ_z - P1	1.6	1.4	1.7
σ_z - P2	2.8	2.5	3.0

Iz Preglednice 14 lahko vidimo, da natančnost višinskih koordinat točk slepega poligona pada z oddaljevanjem od vhoda v predor, saj gre za nabiranje pogreškov od portalne mreže do zadnje poligonske točke. Natančnost višinske koordinate poligonske točke P1 znaša približno 1.5 mm, natančnost višinske koordinate poligonske točke P2 pa okoli 3.0 mm.

6.4.2 Ocena natančnosti določitve koordinat stojišča ter kontrolnih točk

Ker se lahko izvaja opazovanja koordinat kontrolnih točk s stojišča, kateremu smo določili koordinate z metodo prostega stojišča, ali pa tako, da koordinate stojišča določimo po polarni metodi, je potrebno izvesti tudi oceno natančnosti določitve koordinat stojišča za vsako metodo posebej.

Za primerjavo so v Preglednici 15 prikazane natančnosti določitve položajnih koordinat stojišča ter kontrolnih točk po obeh metodah (ker vrednosti za prvo in drugo opazovanje ne odstopajo bistveno od ničelnega opazovanja, so prikazane samo vrednosti za ničelno opazovanje):

Preglednica 15: Primerjava natančnosti določitve položajnih koordinat stojišča ter kontrolnih točk po obeh metodah

Točka	Polarna metoda (mm)	Metoda prostega stojišča (mm)
σ_y - STOJ	2.7	0.7
σ_x - STOJ	1.6	0.2
σ_y - 207	3.0	1.0
σ_x - 207	2.1	0.5
σ_y - 205	3.0	1.0
σ_x - 205	2.1	0.5
σ_y - 203	3.0	1.0
σ_x - 203	2.2	0.5
σ_y - 201	3.0	1.0
σ_x - 201	2.1	0.5
σ_y - 202	3.0	1.0
σ_x - 202	2.1	0.5
σ_y - 204	3.0	1.0
σ_x - 204	2.1	0.5
σ_y - 206	3.1	1.0
σ_x - 206	2.0	0.5

Iz preglednice je mogoče razbrati, da so dobljeni rezultati tako v primeru ocene natančnosti stojišča, kakor ocene natančnosti kontrolnih točk, boljši po metodi prostega stojišča. Potrebno je poudariti, da so ti rezultati nekoliko zavajajoči, saj pri metodi prostega stojišča niso upoštevane natančnosti danih točk, s katerih se izvaja kombinirani prostorski notranji urez za

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
 Dipl. nal. – VŠŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

določitev 3D-položaja stojiščne točke. Dejstvo pa je, da pri metodi prostega stojišča razpolagamo z nadštevilnimi opazovanji, medtem ko pri polarni metodi temu ni tako.

Preglednica 16: Primerjava podanih (a-priori) ter dobljenih (a-posteriori) vrednosti položajne izravnave koordinat stojišča ter kontrolnih točk (vrednosti za ničelno opazovanje)

Srednji pogrešek utežne enote	Polarna metoda	Metoda prostega stojišča
Smeri a-priori	1.6"	1.6"
Smeri a-posteriori	1.5"	3.2"
Dolžine a-priori	2 mm	2 mm
Dolžine a-posteriori	1.4 mm	0.4 mm

Preglednica 17: Primerjava po izravnavi dobljenih pogreškov določitve koordinat stojišča ter kontrolnih točk za posamezno metodo (vrednosti za ničelno opazovanje)

Posredna izravnavna	Polarna metoda	Metoda prostega stojišča
Srednji pogrešek utežne enote	0.99636	0.99946
Srednji pogrešek smeri	1.5"	3.2"
Srednji pogrešek dolžin	1.4 mm	0.4 mm
Največji položajni pogrešek	3.7 mm	1.1 mm
Najmanjši položajni pogrešek	1.2 mm	0.7 mm
Srednji položajni pogrešek	3.4 mm	1.1 mm

Iz Preglednice 17 lahko razberemo, da so bile referenčne variance a-priori za smeri in dolžine realno ocenjene, saj je srednji pogrešek utežne enote blizu 1.

Preglednica 18: Primerjava natančnosti določitve višinskih koordinat stojišča ter višinskih koordinat kontrolnih točk po obeh metodah (vrednosti za ničelno opazovanje)

Točka	Polarna metoda (mm)	Metoda prostega stojišča (mm)
σ_z - STOJ	3.8	0.8
σ_z - 207	4.0	1.5
σ_z - 205	4.0	1.5
σ_z - 203	3.9	1.5
σ_z - 201	3.9	1.5
σ_z - 202	4.0	1.5
σ_z - 204	4.0	1.5
σ_z - 206	4.0	1.5

Če analiziramo natančnosti določitve koordinat stojišča ter kontrolnih točk po obeh metodah, lahko vidimo, da so rezultati po metodi prostega stojišča nekoliko boljši kakor rezultati po polarni metodi. Potrebno pa je upoštevati dejstvo, da rezultati izravnave opazovanj po metodi prostega stojišča niso najbolj zanesljivi, saj je geometrija danih točk zelo neugodna, kar vpliva na kakovost mreže, predvsem v smislu zanesljivosti. Dane točke so namreč razporejene po horizontu v kotu približno 23 stopinj, kar pa je občutno premalo za popolnoma zanesljive rezultate. Menimo, da je to poleg stabilnosti danih točk glavna slabost te metode.

Po drugi strani je polarna metoda precej bolj zanesljiva glede na dane točke, ima pa to pglavitno slabost, da se v primerjavi z metodo prostega stojišča izvaja dalj časa. Zato obstaja možnost premika stativa zaradi ostalih gradbenih del, ki se izvajajo v predoru, kar lahko vpliva na natančnost določitve stojišča (Daca, 2000).

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

6.4.3 Ocena natančnosti premika kontrolnih točk

Za pridobitev ocene natančnosti premika kontrolne točke potrebujemo vsaj dve opazovanji iste kontrolne točke v različnih časovnih obdobjih. Računalniški program GeM4, ver. 4.0 nam ustvari datoteko s končnico .KOO. Dve taki datoteki pridobimo z izravnavo opazovanj v dveh različnih obdobjih. Nadalje uporabimo računalniški program PREMIK, ver. 2.0 (Ambrožič in sod., 2002), ki izračuna koordinatne razlike (komponente premika) ter položajne vektorje premikov posameznih kontrolnih točk med posameznimi opazovanji ter oceni natančnost določitve premika posamezne kontrolne točke.

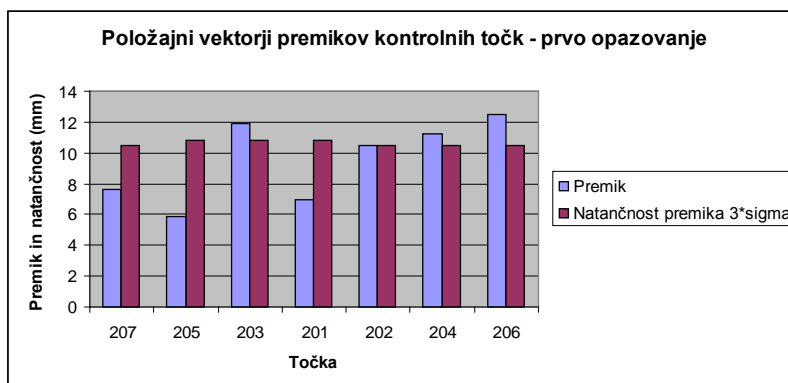
Za ponazoritev ocene natančnosti premika kontrolnih točk, podrobneje predstavimo položajne vektorje premikov kontrolnih točk z oceno natančnosti po polarni metodi (Preglednica 19). Izpis iz računalniškega programa PREMIK, ver. 2.0 je predstavljen v prilogi G.

Preglednica 19: Vrednosti položajnih vektorjev premikov kontrolnih točk z oceno natančnosti po polarni metodi

Točka	Ničelno opazovanje (mm)	Prvo opazovanje (mm)	Natančnost premika (mm)	Drugo opazovanje (mm)	Natančnost premika (mm)
207	0	7.6	± 3.5	14.4	± 3.7
205	0	5.9	± 3.6	10.0	± 3.8
203	0	11.9	± 3.6	19.1	± 3.9
201	0	7.0	± 3.6	11.0	± 3.8
202	0	10.5	± 3.5	17.3	± 3.8
204	0	11.2	± 3.5	18.4	± 3.6
206	0	12.5	± 3.5	21.2	± 3.6

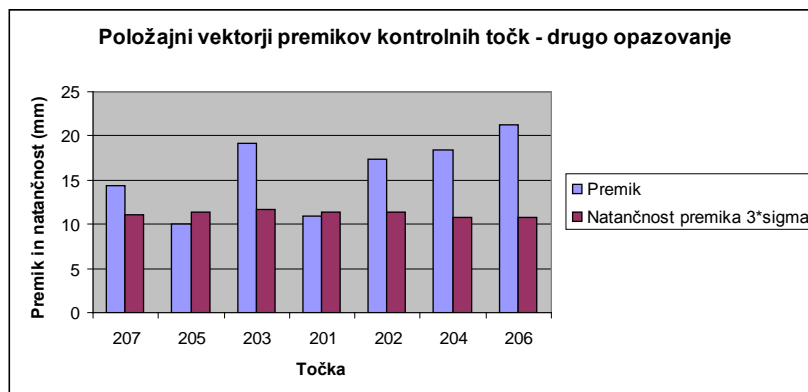
Računalniški program PREMIK, ver. 2.0 označi z zvezdico vse tiste vrednosti premikov kontrolnih točk, za katere velja, da je vrednost premika trikrat večja od vrednosti natančnosti določitve premika.

Po prvem opazovanju lahko samo za kontrolne točke 203, 204 in 206 z gotovostjo trdimo, da so premiki statistično značilni (Slika 24).



Slika 24: Položajni vektorji premikov kontrolnih točk – prvo opazovanje

Po drugem opazovanju lahko za kontrolne točke 207, 203, 202, 204 in 206 z gotovostjo trdimo, da so premiki statistično značilni (Slika 25). Tako samo za točki 205 in 201 ne moremo z gotovostjo trditi, da se je premik zares zgodil. Za obe točki bi moral biti premik večji od 11.4 mm, da bi ju program uvrstil med premike.



Slika 25: Položajni vektorji premikov kontrolnih točk – drugo opazovanje

Vrednosti višinskih (vertikalnih) premikov kontrolnih točk z oceno natančnosti so predstavljene v poglavju 6.3.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

Po končani obdelavi rezultate premikov kontrolnih točk skupaj z oceno natančnosti predamo odgovornemu geologu, ki vrednosti deformacij prouči, jih dopolni z znanimi dejstvi iz geološke stroke ter jih nato preda odgovornemu projektantu predora, kateremu služijo kot pomoč pri reševanju problemov med izgradnjo predora.

7 ZAKLJUČEK

Iz predstavljenega lahko torej sklenemo, da so geodetska opazovanja predorskih cevi nenadomestljiv del izgradnje predorov, saj edine zagotavljajo določitev absolutnih vrednosti premikov kontrolnih točk v neodvisnem lokalnem koordinatnem sistemu. Ob napačnih rezultatih geodetskih opazovanj oziroma ob njihovi napačni interpretaciji lahko pride celo do takšnih alarmantnih situacij (različni porušitveni mehanizmi), ko so lahko ogrožena tudi življenja vseh prisotnih na delovišču. Zato je bistvenega pomena tudi kvaliteta (natančnost) opravljenih geodetskih opazovanj, saj s tem bistveno pripomoremo k bolj ekonomični ter varnejši izgradnji predora.

Za zagotovitev ustrezne natančnosti opazovanj kontrolnih točk pa je nujna uporaba preizkušenega instrumentarija, za katerega lahko trdimo, da njegovi praktični standardni odkloni posameznih merskih vrednosti bistveno ne odstopajo od deklariranih vrednosti proizvajalca. Praktično natančnost instrumenta ugotavljamo z standardiziranimi postopkoma preizkusa ISO 17123-3 ter ISO 17123-5 v delovnih pogojih. Na osnovi praktične natančnosti (in ne deklarirane natančnosti proizvajalca) lahko nato določimo dosegljivo natančnost položajev kontrolnih točk.

Z omenjenim instrumentom smo s polarno metodo dosegli natančnosti premikov kontrolnih točk, ki se gibljejo okoli 3.5 mm za položajne komponente ter okoli 4.5 mm za višinsko komponento. Z metodo prostega stojišča so dosežene natančnosti še nekoliko višje, ki pa so, kot že rečeno, nekoliko precenjene zaradi neupoštevanja natančnosti danih točk pri določitvi položaja stojišča, vprašljive stabilnosti danih točk, zadostnega števila nadštevilnih opazovanj idr.

Poleg uporabe primerne instrumentarija pa je zelo pomembna tudi neprestana kontrola položajev stebrov portalne mreže ter položajev točk slepega poligona v predoru. Premik enega samega stebra oziroma ene poligonske točke, bi se nam posredno odrazil v vrednostih premikov kontrolnih točk. Opravljena kontrola položajev stebrov portalne mreže je potrdila, da je teren stabilen, kar pa je pogoj za ugotavljanje značilnih premikov kontrolnih točk.

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

VIRI

Ambrožič T., Turk G., Jamšek Z. 2005. GEM4, ver. 4.0, računalniški program za izravnavo ravninske geodetske mreže. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG.

Ambrožič T., Turk G. 2002. VIM, ver. 4.0, računalniški program za izravnavo višinske geodetske mreže. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG.

Ambrožič T., Stopar B., Turk G. 2002. PREMIK, ver. 2.0, računalniški program za izračun premikov in natančnosti premikov točk. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG.

Daca, F. 2000. Analiza natančnosti določevanja konvergenč v predoru po različnih metodah. Diplomatska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 50 f.

Janković, M. 1981. Inženjerska geodezija II. Zagreb, Udžbenici Sveučilišta u Zagrebu: 391 f.

Kaluža, A. 2006. Geodetske meritve kot sestavni del Nove avstrijske metode izgradnje predorov. Diplomatska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 60 f.

Koler, B. 2003. Geodetska dela pri izgradnji predorov. Zapiski s predavanj. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG.

Tehnične specifikacije za geotehnično in geološko spremljavo predora Šentvid. 2004. Družba za avtoceste Republike Slovenije (DARS). 0013.2163.T1.3.2/15.

User's manual, TPS – System 1000 System, ver. 2.1 English. 1996. Heerbrugg (Švica), Leica AG: 207 f.

<http://www.dars.si/> (20.4.2006)

<http://www.geoservis.si/instrumenti/leica/TC1800tp.htm> (27.3.2006)

Švara, M. 2006. Analiza natančnosti določitve koordinat točk... v predorih.
Dipl. nal. – VSŠ. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodezija v inženirstvu.

<http://www.leica-geosystems.com/> (20.4.2006)

<http://www.sist.si/slo/g2/g2.htm> (20.4.2006)

<http://www.ntz-nta.si/> (3.5.2006)

Standardi:

ISO 17123-1:2002(E) Optics and optical instruments – Field procedures for testing geodetic and surveying instruments – Theory

ISO 17123-3:2001(E) Optics and optical instruments – Field procedures for testing geodetic and surveying instruments – Theodolites

ISO 17123-5: 2005(E) Optics and optical instruments – Field procedures for testing geodetic and surveying instruments – Electronic tacheometers

**PRILOGA A: NATANČNOST OPAZOVANJ HORIZONTALNIH SMERI –
ISO 17123-3**

Opazovanja horizontalnih smeri										Merska serija št: 1									
Mesto preizkusa: AVTOSEJEM V LJUBLJANI										Datum: 19.11.2005									
Tip instrumenta: LEICA TCA 1800										Vreme: OBLAČNO									
Številka instrumenta: 413666										Opazovalec: MIHA ŠVARA									
1	2	3			4			5			6			7			8	9	10
S Stojišče	Vizirana točka	$x_{j,k,I}$			$x_{j,k,II}$			$x_{j,k}$			$x'_{j,k}$			\bar{x}_k			$d_{j,k}$	$r_{j,k}$	$r_{j,k}^2$
		o	'	"	o	'	"	o	'	"	o	'	"	o	'	"	"	"	(") ²
S	1	288	09	29	108	09	27	288	09	28	0	00	00	0	00	00	0.0	-1.0	1.0
	2	25	55	04	205	55	10	25	55	07	97	45	39	97	45	39.7	0.7	-0.3	0.09
	3	99	35	39	279	35	47	99	35	43	171	26	15	171	26	16.2	1.2	0.2	0.04
	4	145	41	49	325	42	00	145	41	54.5	217	32	26.5	217	32	26.8	0.3	-0.7	0.49
	5	212	07	01	32	07	05	212	07	03	283	57	35	283	57	37.8	2.8	1.8	3.24
																	$\bar{d} = +1.0$	0	
S	1	168	36	34	348	36	40	168	36	37	0	00	00				0.0	-0.6	0.36
	2	266	22	12	86	22	18	266	22	15	97	45	38				1.7	1.1	1.21
	3	340	02	50	160	02	55	340	02	52.5	171	26	15.5				0.7	0.1	0.01
	4	26	08	58	206	09	08	26	09	03	217	32	26				0.8	0.2	0.04
	5	92	34	12	272	34	18	92	34	15	283	57	38				-0.2	-0.8	0.64
																	$\bar{d} = +0.6$	0	
S	1	288	03	16	108	03	15	288	03	15.5	0	00	00				0.0	1.6	2.56
	2	25	48	56	205	48	59	25	48	57.5	97	45	42				-2.3	-0.7	0.49
	3	99	29	30	279	29	37	99	29	33.5	171	26	18				-1.8	-0.2	0.04
	4	145	35	40	325	35	48	145	35	44	217	32	28				-1.2	0.4	0.16
	5	212	00	51	32	01	01	212	00	56	283	57	40.5				-2.7	-1.1	1.21
																	$\bar{d} = -1.6$	0	11.58
$s_1 = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{v_i}} = \sqrt{\frac{11.58}{8}} = 1.20''$																			

PRILOGA B: NATANČNOST OPAZOVANJ ZENITNIH RAZDALJ - ISO 17123-3

Opazovanja zenitnih razdalj										Merska serija št: 1						
Mesto preizkusa: Vilharjeva cesta										Datum: 3.2.2006						
Tip instrumenta: Leica TCA 1800										Vreme: delno oblačno						
Številka instrumenta: 413666										Opazovalec: Miha Švara						
1	2	3			4			5	6			7			8	9
Stojišče	Vizirana točka	$x_{j,k,I}$			$x_{j,k,II}$			$\delta_{j,k}$	$x'_{j,k}$			\bar{x}_k			$r_{j,k}$	$r_{j,k}^2$
		°	'	"	°	'	"	"	°	'	"	°	'	"	"	(") ²
S	1	65	24	12	294	35	44	-2	65	24	14	65	24	16	-2	4
	2	78	55	00	281	05	00	0	78	55	00	78	54	59	-1	1
	3	86	19	47	273	40	14	+0.5	86	19	46.5	86	19	46.5	0	0
	4	94	59	28	265	00	30	-1	94	59	29	94	59	30	-1	1
S	1	65	24	17	294	35	44	+0.5	65	24	16.5				+0.5	0.25
	2	78	54	57	281	05	00	-1.5	78	54	58.5				-0.5	0.25
	3	86	19	45	273	40	12	-1.5	86	19	46.5				0	0
	4	94	59	29	265	00	29	-1	94	59	30				0	0
S	1	65	24	16	294	35	41	-1.5	65	24	17.5				+1.5	2.25
	2	78	54	58	281	05	01	-0.5	78	54	58.5				-0.5	0.25
	3	86	19	45	273	40	12	-1.5	86	19	46.5				0	0
	4	94	59	30	265	00	30	0	94	59	30				0	0
															$\Sigma r_1^2 =$	9
		$s_1 = \sqrt{\frac{\Sigma r_1^2}{\nu_1}} = \sqrt{\frac{9(")^2}{8}} = 1.1"$														

**PRILOGA C1: OPAZOVANJA X- in Y- KOORDINAT PO POPOLNEM POSTOPKU
PREIZKUSA TAHIMETRA ISO 17123-5**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<i>i j k</i>	<i>x</i> (m)	<i>y</i> (m)	<i>x'</i> (m)	<i>y'</i> (m)	<i>t'</i> (rad)	<i>t</i> (rad)	<i>s</i> (m)	<i>x''</i> (m)	<i>y''</i> (m)	<i>r_x</i> (m)	<i>r_y</i> (m)
1 1 1	0.000	0.000	0.000	0.000							
2	-123.455	44.737	-123.455	44.737	2.7939362			-123.4550	44.7370	-0.0008	0.002
3	-19.608	158.446	-19.608	158.446	1.6939223			-19.6080	158.4460	-0.0022	0.0016
					$t'_{1,1} = 2.2439293$						
1 2 1	-14.635	130.493	0.000	0.000							
2	0.000	0.000	14.635	-130.493	4.8240739	2.793932	131.3111	-123.4551	44.7376	-0.0007	0.0014
3	-147.963	42.668	-133.328	-87.825	3.7240692	1.693927	159.6546	-19.6087	158.4459	-0.0015	0.0017
					$t'_{1,2} = 4.2740716$		$-2.030142 = \varphi_{1,2}$				
1 3 1	-159.009	-14.346	0.000	0.000							
2	-110.201	107.561	48.808	121.907	1.1899704	2.793925	131.3147	-123.4581	44.7397	0.0023	-0.0007
3	0.000	0.000	159.009	14.346	0.0899777	1.693933	159.6548	-19.6097	158.4459	-0.0005	0.0017
					$t'_{1,3} = 0.6399741$		$1.603955 = \varphi_{1,3}$				
2 1 1	0.000	0.000	0.000	0.000							
2	23.626	-129.168	23.626	-129.168	4.8932983	2.793940	131.3109	-123.4552	44.7366	-0.0006	0.0024
3	-126.935	-96.834	-126.935	-96.834	3.7932753	1.693917	159.6537	-19.6070	158.4452	-0.0032	0.0024
					$t'_{2,1} = 4.3432868$		$-2.099358 = \varphi_{2,1}$				
2 2 1	-14.449	130.514	0.000	0.000							
2	0.000	0.000	14.449	-130.514	4.8226484	2.793918	131.3114	-123.4547	44.7394	-0.0011	-0.0004
3	-147.904	42.873	-133.455	-87.641	3.7226692	1.693939	159.6596	-19.6113	158.4506	0.0011	-0.003
					$t'_{2,2} = 4.2726588$		$-2.028730 = \varphi_{2,2}$				
2 3 1	91.457	-130.864	0.000	0.000							
2	-38.588	-149.078	-130.045	-18.214	3.2807467	2.793921	131.3143	-123.4576	44.7401	0.0018	-0.0011
3	0.000	0.000	-91.457	130.864	2.1807639	1.693938	159.6552	-19.6106	158.4462	0.0004	0.0014
					$t'_{2,3} = 2.7307553$		$-0.486826 = \varphi_{2,3}$				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<i>i j k</i>	<i>x</i> (m)	<i>y</i> (m)	<i>x'</i> (m)	<i>y'</i> (m)	<i>t'</i> (rad)	<i>t</i> (rad)	<i>s</i> (m)	<i>x''</i> (m)	<i>y''</i> (m)	<i>r_x</i> (m)	<i>r_y</i> (m)
3 1 1	0.000	0.000	0.000	0.000							
2	23.034	-129.276	23.034	-129.276	4.8887155	2.793918	131.3120	-123.4553	44.7396	-0.0005	-0.0006
3	-127.374	-96.258	-127.374	-96.258	3.7887391	1.693941	159.6551	-19.6110	158.4461	0.0024	0.0015
					$t'_{3,1} = 4.3387273$	$-2.094798 = \varphi_{3,1}$					
3 2 1	-14.751	130.480	0.000	0.000							
2	0.000	0.000	14.751	-130.480	4.8249628	2.793894	131.3112	-123.4535	44.7423	-0.0023	-0.0033
3	-148.007	42.518	-133.256	-87.962	3.7250338	1.693965	159.6699	-19.6166	158.4603	0.0064	-0.0127
					$t'_{3,2} = 4.2749983$	$-2.031069 = \varphi_{3,2}$					
3 3 1	91.435	-130.874	0.000	0.000							
2	-38.612	-149.071	-130.047	-18.197	3.2806163	2.793930	131.3139	-123.4576	44.7388	0.0018	0.0002
3	0.000	0.000	-91.435	130.874	2.1806151	1.693929	159.6508	-19.6086	158.4420	-0.0016	0.0056
					$t'_{3,3} = 2.7306157$	$-0.4866864 = \varphi_{3,3}$					
								$\overline{x''}$	$\overline{y''}$		
								-123.4558	44.7390		
								-19.6102	158.4476		
										$\sum r_{XY}^2 =$	0.00033307 m ²
										$S_{ISO-TACH-XY} =$	0.0037 m
										$V_{XY} =$	24
Opazovalec:	Miha Švara										
Vreme:	delno oblačno temperatura: +3 °C zračni pritisk: 990 mbar										
Tip instrumenta:	Leica TCA 1800										
Številka instrumenta:	413666										
Datum:	13.02.2006										

$$s_{XY} = S_{ISO-TACH-XY} = \sqrt{\frac{\sum r_{XY}^2}{24}} = 0.0037 \text{ m}$$

**PRILOGA C2: OPAZOVANJA Z- KOORDINAT PO POPOLNEM POSTOPKU
PREIZKUSA TAHIMETRA ISO 17123-5**

1 <i>i</i>	2 <i>j</i>	3 <i>k</i>	4 $z_{i,j,k}$ (m)	5 z_2	6 z_3	7 δ	8 12.0219	9 1.5891	10 -0.0004	11 $r_{i,j,k}$ (m)
1	1	2	12.024	2	1	-1	1	0	-1	-0.0017
	1	3	1.592	1	2	-1	0	1	-1	-0,0026
1	2	1	-12.023	-2	-1	-1	-1	0	-1	0,0015
	2	3	-10.436	-1	1	-1	-1	1	-1	0,0036
1	3	1	-1.584	-1	-2	-1	0	-1	-1	-0,0047
	3	2	10.434	1	-1	-1	1	-1	-1	-0,0008
2	1	2	12.021	2	1	-1	1	0	-1	0,0013
	1	3	1.589	1	2	-1	0	1	-1	0,0004
2	2	1	-12.019	-2	-1	-1	-1	0	-1	-0,0025
	2	3	-10.434	-1	1	-1	-1	1	-1	0,0016
2	3	1	-1.590	-1	-2	-1	0	-1	-1	0,0013
	3	2	10.432	1	-1	-1	1	-1	-1	0,0012
3	1	2	12.021	2	1	-1	1	0	-1	0,0013
	1	3	1.589	1	2	-1	0	1	-1	0,0004
3	2	1	-12.023	-2	-1	-1	-1	0	-1	0,0015
	2	3	-10.428	-1	1	-1	-1	1	-1	-0,0044
3	3	1	-1.590	-1	-2	-1	0	-1	-1	0,0013
	3	2	10.432	1	-1	-1	1	-1	-1	0,0012
Neznanke:				12.0219	1.5891	-0.0004	$\sum r_Z^2 =$			8.76481*10 ⁻⁵ m ²
							$s_{ISO-TACH-Z} =$			0.0024 m
							$v_Z =$			15
Opazovalec:		Miha Švara								
Vreme:		delno oblačno temperatura: +3 °C zračni pritisk: 990 mbar								
Tip instrumenta:		Leica TCA 1800								
Številka instrumenta:		413666								
Datum:		13.02.2006								

PRILOGA D1: IZRAVNAVA MREŽE - SLEPI POLIGON, ničelno opazovanje

Seznam koordinat DANIH točk

Točka	Y (m)	X (m)
6	458676.8650	105000.5270
4	458561.0680	104994.4330
5	458599.0270	104946.1190

Vseh danih točk je : 3

Seznam PRIBLIŽNIH koordinat novih točk

Točka	Y (m)	X (m)
P1	458646.3800	105061.2570
P2	458655.8190	105198.2310

Vseh novih točk je : 2

Pregled opazovanih smeri

Štev.	Stojišče	Vizura	Opazov. smer (stopinje)	W (")	Utež	Gr
1	6	4	0 0 0.0	0.000	1.00	1
2	6	P1	66 21 26.0	0.000	1.00	1
3	6	5	328 3 31.5	0.000	1.00	1
4	P1	6	0 0 0.0	0.000	1.00	1
5	P1	P2	210 35 50.0	0.000	1.00	1

Pregled opazovanih dolžin

Štev.	Stojišče	Vizura	Dolžina	Du	Utež
6	6	4	115.9549	0.0000	1.00
7	6	P1	67.9513	0.0000	1.00
8	6	5	94.9663	0.0000	1.00
9	P1	6	67.9513	0.0000	1.00
10	P1	P2	137.2987	0.0000	1.00

Podan srednji pogrešek utežne enote smeri (a-priori ocena): 1.60 sekund.
 Podan srednji pogrešek utežne enote dolžin (a-priori ocena): 2.000 mm.
 Število enačb popravkov je 10
 - Število enačb popravkov za smeri je 5
 - Število enačb popravkov za dolžine je 5
 Število neznank je 6
 - Število koordinatnih neznank je 4
 - Število orientacijskih neznank je 2
 Število nadštevilnih opazovanj je 4

A-POSTERIORI ocena uteži merjenih količin

=====

Izbran delni kriterij prekinitve iteracijskega procesa $_Xdop = 0.01\text{mm}$
 Izbran končni kriterij prekinitve iteracijskega procesa $1 - m0^{**2} = 0.0001$
 Izbrano največje število iteracijskih korakov = 20

* ... izpolnjen je delni kriterij prekinitve iteracijskega procesa

False

	(sekunde)	(mm)		
0	1.6000	2.0000		
1	1.5761	1.8842	0.8224	0.00000
2*	1.5567	1.8359	0.9061	0.00000
3*	1.5410	1.8162	0.9482	0.00000
4*	1.5283	1.8083	0.9686	0.00000
5*	1.5181	1.8051	0.9790	0.00000
6*	1.5099	1.8038	0.9847	0.00000
7*	1.5033	1.8033	0.9884	0.00000
8*	1.4980	1.8031	0.9909	0.00000
9*	1.4937	1.8030	0.9928	0.00000
10*	1.4903	1.8030	0.9942	0.00000
11*	1.4876	1.8030	0.9954	0.00000
12*	1.4854	1.8030	0.9963	0.00000
13*	1.4836	1.8029	0.9970	0.00000
14*	1.4822	1.8029	0.9976	0.00000
15*	1.4811	1.8029	0.9981	0.00000
16*	1.4802	1.8029	0.9985	0.00000
17*	1.4795	1.8029	0.9988	0.00000
18*	1.4789	1.8029	0.9990	0.00000
19*	1.4784	1.8029	0.9992	0.00000

Iteracijski proces je zaradi prepočasnega konvergiranja prekinjen.

POPRAVKI približnih vrednosti

Izravnava je izračunana klasično z normalnimi enačbami.

Točka	Dy (m)	Dx (m)	Do (")
P1	0.0009	-0.0003	1.3
P2	0.0013	-0.0005	
6			0.7

IZRAVNANE vrednosti koordinat in ANALIZA natančnosti

Točka	Y (m)	X (m)	My (m)	Mx (m)	Mp (m)	a (m)	b (m)	Theta (st.)
P1	458646.3809	105061.2567	0.0008	0.0012	0.0014	0.0013	0.0006	153
P2	458655.8203	105198.2305	0.0023	0.0021	0.0031	0.0023	0.0021	107

Srednji pogrešek utežne enote /m0/ je 0.99975.

[pvv] = 3.9979957335

[xx] vseh neznank = 2.1467865082

[xx] samo koordinatnih neznank = 0.0000026772

Srednji pogrešek aritmetične sredine /m_arit/ je 0.00081.

Srednji pogrešek smeri /m0*m0_smeri/ je 1.4774 sekund.

Srednji pogrešek dolžin /m0*m0_dolžin/ je 1.8025 milimetrov.

Največji položajni pogrešek /Mp_max/ je 0.0031 metrov.

Najmanjši položajni pogrešek /Mp_min/ je 0.0014 metrov.

Srednji položajni pogrešek /Mp_sred/ je 0.0024 metrov.

PREGLED opazovanih SMERI

Smerni koti in dolžine so izračunani iz nezaokroženih koordinat.

Smeri in smerni koti so izpisani v stopinjah.

Dana točka: 6 Y = 458676.8650 X = 105000.5270

Orientacijski kot = 266 59 16.0

Vizura	Gr	Utež	Opazov.smer	Orient.smer	Def. sm. kot	Popravek	Dolžina
4	1	1.00	0 0 0.0	266 59 16.0	266 59 15.0	-1.0	115.957
P1	1	1.00	66 21 26.0	333 20 42.0	333 20 42.0	0.0	67.951
5	1	1.00	328 3 31.5	235 2 47.5	235 2 48.6	1.0	94.968

Nova točka: P1

Y = 458646.3809 X = 105061.2567

Orientacijski kot = 153 20 42.0

Vizura	Gr	Utež	Opazov.smer	Orient.smer	Def. sm. kot	Popravek	Dolžina
6	1	1.00	0 0 0.0	153 20 42.0	153 20 42.0	0.0	67.951
P2	1	1.00	210 35 50.0	3 56 32.0	3 56 32.0	0.0	137.299

PREGLED merjenih DOLŽIN

=====

Dolžine so izračunane iz nezaokroženih koordinat
Multiplikacijska konstanta ni bila izračunana (= 1).
Adicijska konstanta ni bila izračunana (= 0 metra).

Od točke	Do točke	Utež dolž	Merjena dolžina	Modulirana 'Mer.*Mk+Ak	Definitivna Proj.-Du	Popravek Mod.dolž.	Projekcij. iz koo.
6	4	1.000	115.9549	115.9549	115.9572	0.0023	115.9572
6	P1	1.000	67.9513	67.9513	67.9513	0.0000	67.9513
6	5	1.000	94.9663	94.9663	94.9683	0.0021	94.9683
P1	6	1.000	67.9513	67.9513	67.9513	0.0000	67.9513
P1	P2	1.000	137.2987	137.2987	137.2987	0.0000	137.2987

PRILOGA D2: IZRAVNAVA VIŠINSKE MREŽE - SLEPI POLIGON, ničelno opazovanje

NADMORSKE VIŠINE REPERJEV

Reper	Nadm.viš.	Opomba
6	333.6060	Dani reper
4	331.1700	Dani reper
P1	325.6830	Novi reper
P2	324.4930	Novi reper

Število vseh reperjev = 4
Število danih reperjev = 2
Število novih reperjev = 2

MERITVE VIŠINSKIH RAZLIK IN DOLŽIN

Reper zadaj	Reper spredaj	Merjena viš.razlika	Merjena dolžina
6	4	-2.4333	115.9549
6	P1	-7.9229	67.9513
P1	6	7.9235	67.9513
P1	P2	-1.1903	137.2988
P2	P1	1.1970	137.2987

Število opazovanj = 5

Vektor normalnih enačb je zaseden 0.00 %.

ENAČBE POPRAVKOV VIŠINSKIH RAZLIK

Št. op.	Reper zadaj	Reper spredaj	Koeficienti			Utež
			a1	a2	f	
1	6	4	0.	0.	0.0027	8.6240
2	6	P1	0.	-1.	0.0001	14.7164
3	P1	6	-1.	0.	-0.0005	14.7164
4	P1	P2	1.	-1.	-0.0003	7.2834
5	P2	P1	-1.	1.	-0.0070	7.2834

IZRAČUNANI POPRAVKI VIŠINSKIH RAZLIK

Št. op.	Reper zadaj	Reper spredaj	Merjena viš.razl.	Popravek viš.razl.	Definitivna viš.razlika
1	6	4	-2.4333	-0.0027	-2.4360
2	6	P1	-7.9229	-0.0003	-7.9232
3	P1	6	7.9235	-0.0003	7.9232
4	P1	P2	-1.1903	-0.0034	-1.1937
5	P2	P1	1.1970	-0.0034	1.1937

Srednji pogrešek utežne enote, $m0 = 0.00871$

IZRAVNANE NADMORSKE VIŠINE REPERJEV

Reper	Približna višina	Popravek višine	Definitivna višina	Sred.pog. višine
P1	325.6830	-0.0002	325.6828	0.0016
P2	324.4930	-0.0039	324.4891	0.0028

PRILOGA E1: IZRAVNAVA MREŽE - POLARNA METODA, ničelno opazovanje

Seznam koordinat DANIH točk

Točka	Y (m)	X (m)
6	458676.8650	105000.5270
4	458561.0680	104994.4330
5	458599.0270	104946.1190

Vseh danih točk je : 3

Seznam PRIBLIŽNIH koordinat novih točk

Točka	Y (m)	X (m)
P1	458646.3800	105061.2560
P2	458655.8100	105198.2400
STOJ	458663.2720	105226.4880
207	458660.0200	105245.2910
205	458661.6640	105245.0660
203	458664.2700	105244.7200
201	458667.0210	105244.4290
202	458670.4990	105244.2540
204	458672.4720	105243.9720
206	458674.2890	105243.9500

Vseh novih točk je : 10

Pregled opazovanih smeri

Štev.	Stojišče	Vizura	Opazov. smer (stopinje)	W (")	Utež	Gr
1	6	4	0 0 0.0	0.000	1.00	1
2	6	P1	66 21 26.0	0.000	1.00	1
3	6	5	328 3 31.5	0.000	1.00	1
4	P1	6	0 0 0.0	0.000	1.00	1
5	P1	P2	210 35 50.0	0.000	1.00	1
6	P2	P1	0 0 0.0	0.000	1.00	1
7	P2	STOJ	190 49 58.0	0.000	1.00	1

8	STOJ	P2	0 0 0.0	0.000	1.00	1
9	STOJ	207	155 24 50.0	0.000	1.00	1
10	STOJ	205	160 16 49.0	0.000	1.00	1
11	STOJ	203	168 21 33.0	0.000	1.00	1
12	STOJ	201	177 1 48.0	0.000	1.00	1
13	STOJ	202	187 21 49.0	0.000	1.00	1
14	STOJ	204	192 58 50.0	0.000	1.00	1
15	STOJ	206	197 28 31.0	0.000	1.00	1

Pregled opazovanih dolžin

=====

Štev.	Stojišče	Vizura	Dolžina	Du	Utež
16	6	4	115.9549	0.0000	1.00
17	6	P1	67.9513	0.0000	1.00
18	6	5	94.9663	0.0000	1.00
19	P1	6	67.9513	0.0000	1.00
20	P1	P2	137.2987	0.0000	1.00
21	P2	P1	137.2987	0.0000	1.00
22	P2	STOJ	29.2246	0.0000	1.00
23	STOJ	P2	29.2246	0.0000	1.00
24	STOJ	207	19.0819	0.0000	1.00
25	STOJ	205	18.6464	0.0000	1.00
26	STOJ	203	18.2587	0.0000	1.00
27	STOJ	201	18.3276	0.0000	1.00
28	STOJ	202	19.1797	0.0000	1.00
29	STOJ	204	19.7564	0.0000	1.00
30	STOJ	206	20.6466	0.0000	1.00

Podan srednji pogrešek utežne enote smeri (a-priori ocena): 1.60 sekund.

Podan srednji pogrešek utežne enote dolžin (a-priori ocena): 2.000 mm.

Število enačb popravkov je 30

- Število enačb popravkov za smeri je 15

- Število enačb popravkov za dolžine je 15

Število neznank je 24

- Število koordinatnih neznank je 20

- Število orientacijskih neznank je 4

Število nadštevilnih opazovanj je 6

A-POSTERIORI ocena uteži merjenih količin

=====

Izbran delni kriterij prekinitve iteracijskega procesa $_X_{dop} = 0.10\text{mm}$

Izbran končni kriterij prekinitve iteracijskega procesa $1 - m_0^{**2} = 0.0010$

Izbrano največje število iteracijskih korakov = 20

* ... izpolnjen je delni kriterij prekinitve iteracijskega procesa

False

	(sekunde)	(mm)		
0	1.6000	2.0000		
1	1.5921	1.8212	0.5483	0.00022
2*	1.5846	1.6915	0.6334	0.00022
3*	1.5777	1.5993	0.7127	0.00022
4*	1.5711	1.5347	0.7815	0.00022
5*	1.5650	1.4901	0.8373	0.00022
6*	1.5593	1.4596	0.8804	0.00022
7*	1.5539	1.4389	0.9124	0.00022
8*	1.5488	1.4249	0.9355	0.00022
9*	1.5441	1.4155	0.9520	0.00022
10*	1.5397	1.4092	0.9636	0.00022
11*	1.5356	1.4050	0.9717	0.00022
12*	1.5317	1.4022	0.9774	0.00022
13*	1.5281	1.4003	0.9815	0.00022
14*	1.5247	1.3991	0.9845	0.00022
15*	1.5216	1.3982	0.9866	0.00022
16*	1.5186	1.3977	0.9883	0.00022
17*	1.5158	1.3973	0.9896	0.00022
18*	1.5132	1.3971	0.9906	0.00022
19*	1.5108	1.3969	0.9914	0.00022

Iteracijski proces je zaradi prepočasnega konvergiranja prekinjen.

POPRAVKI približnih vrednosti

=====

Izravnava je izračunana klasično z normalnimi enačbami.

Točka	Dy (m)	Dx (m)	Do (")
P1	0.0009	0.0007	9.2
P2	0.0103	-0.0095	-32.5
STOJ	0.0012	0.0008	-3.9
207	0.0017	0.0007	
205	0.0020	-0.0002	
203	0.0015	0.0002	
201	0.0017	-0.0002	
202	0.0021	0.0005	

204 0.0018 0.0001
 206 0.0017 0.0002
 6

1.1

IZRAVNANE vrednosti koordinat in ANALIZA natančnosti

Točka	Y (m)	X (m)	My (m)	Mx (m)	Mp (m)	a (m)	b (m)	Theta (st.)
P1	458646.3809	105061.2567	0.0007	0.0009	0.0012	0.0010	0.0006	153
P2	458655.8203	105198.2305	0.0023	0.0013	0.0027	0.0023	0.0013	92
STOJ	458663.2732	105226.4888	0.0027	0.0016	0.0032	0.0027	0.0016	92
207	458660.0217	105245.2917	0.0030	0.0021	0.0037	0.0030	0.0021	95
205	458661.6660	105245.0658	0.0030	0.0021	0.0037	0.0030	0.0021	94
203	458664.2715	105244.7202	0.0030	0.0022	0.0037	0.0030	0.0022	92
201	458667.0227	105244.4288	0.0030	0.0021	0.0037	0.0030	0.0021	90
202	458670.5011	105244.2545	0.0030	0.0021	0.0037	0.0030	0.0021	88
204	458672.4738	105243.9721	0.0030	0.0021	0.0037	0.0030	0.0021	88
206	458674.2907	105243.9502	0.0031	0.0020	0.0037	0.0031	0.0020	88

Srednji pogrešek utežne enote /m0/ je 0.99636.

[pvv] = 5.9564317148

[xx] vseh neznank = 1158.4455624941

[xx] samo koordinatnih neznank = 0.0002218169

Srednji pogrešek aritmetične sredine /m_arit/ je 0.00036.

Srednji pogrešek smeri /m0*m0_smeri/ je 1.5010 sekund.

Srednji pogrešek dolžin /m0*m0_dolžin/ je 1.3916 milimetrov.

Največji položajni pogrešek /Mp_max/ je 0.0037 metrov.

Najmanjši položajni pogrešek /Mp_min/ je 0.0012 metrov.

Srednji položajni pogrešek /Mp_sred/ je 0.0034 metrov.

PREGLED opazovanih SMERI

=====

Smerni koti in dolžine so izračunani iz nezaokroženih koordinat.

Smeri in smerni koti so izpisani v stopinjah.

Dana točka: 6

Y = 458676.8650 X = 105000.5270

Orientacijski kot = 266 59 16.0

Vizura	Gr	Utež	Opazov.smer	Orient.smer	Def. sm. kot	Popravek	Dolžina
4	1	1.00	0 0 0.0	266 59 16.0	266 59 15.0	-1.0	115.957
P1	1	1.00	66 21 26.0	333 20 42.0	333 20 42.0	0.0	67.951
5	1	1.00	328 3 31.5	235 2 47.5	235 2 48.6	1.0	94.968

Nova točka: P1

Y = 458646.3809 X = 105061.2567

Orientacijski kot = 153 20 42.0

Vizura	Gr	Utež	Opazov.smer	Orient.smer	Def. sm. kot	Popravek	Dolžina
6	1	1.00	0 0 0.0	153 20 42.0	153 20 42.0	0.0	67.951
P2	1	1.00	210 35 50.0	3 56 32.0	3 56 32.0	0.0	137.299

Nova točka: P2

Y = 458655.8203 X = 105198.2305

Orientacijski kot = 183 56 32.0

Vizura	Gr	Utež	Opazov.smer	Orient.smer	Def. sm. kot	Popravek	Dolžina
P1	1	1.00	0 0 0.0	183 56 32.0	183 56 32.0	0.0	137.299
STOJ	1	1.00	190 49 58.0	14 46 30.0	14 46 30.1	0.0	29.225

Nova točka: STOJ

Y = 458663.2732 X = 105226.4888

Orientacijski kot = 194 46 30.0

Vizura	Gr	Utež	Opazov.smer	Orient.smer	Def. sm. kot	Popravek	Dolžina
P2	1	1.00	0 0 0.0	194 46 30.0	194 46 30.1	0.0	29.225
207	1	1.00	155 24 50.0	350 11 20.0	350 11 20.0	0.0	19.082
205	1	1.00	160 16 49.0	355 3 19.0	355 3 19.0	0.0	18.646
203	1	1.00	168 21 33.0	3 8 3.0	3 8 3.0	0.0	18.259
201	1	1.00	177 1 48.0	11 48 18.0	11 48 18.0	0.0	18.328
202	1	1.00	187 21 49.0	22 8 19.0	22 8 19.0	0.0	19.180
204	1	1.00	192 58 50.0	27 45 20.0	27 45 20.0	0.0	19.756
206	1	1.00	197 28 31.0	32 15 1.0	32 15 1.0	0.0	20.647

PRILOGA E2: IZRAVNAVA VIŠINSKE MREŽE - POLARNA METODA, ničelno opazovanje

NADMORSKE VIŠINE REPERJEV

Reper	Nadm.viš.	Opomba
6	333.6060	Dani reper
4	331.1700	Dani reper
P1	325.6800	Novi reper
P2	324.4910	Novi reper
STOJ	324.3020	Novi reper
207	327.5250	Novi reper
205	330.3120	Novi reper
203	331.9300	Novi reper
201	332.2670	Novi reper
202	331.4840	Novi reper
204	330.3470	Novi reper
206	327.9080	Novi reper

Število vseh reperjev = 12
Število danih reperjev = 2
Število novih reperjev = 10

MERITVE VIŠINSKIH RAZLIK IN DOLŽIN

Reper zadaj	Reper spredaj	Merjena viš.razlika	Merjena dolžina
6	4	-2.4333	115.9549
6	P1	-7.9229	67.9513
P1	6	7.9235	67.9513
P1	P2	-1.1903	137.2988
P2	P1	1.1970	137.2987
P2	STOJ	-0.1907	29.2246
STOJ	P2	0.1924	29.2245
STOJ	207	3.2225	19.0819
STOJ	205	6.0100	18.6464
STOJ	203	7.6277	18.2587
STOJ	201	7.9647	18.3276
STOJ	202	7.1822	19.1797
STOJ	204	6.0447	19.7564
STOJ	206	3.6061	20.6466

Število opazovanj = 14

Vektor normalnih enačb je zaseden 0.00 %.

ENAČBE POPRAVKOV VIŠINSKIH RAZLIK

Št. op.	Reper zadaj	Reper spredaj	Koeficienti			Utež
			a1	a2	f	
1	6	4	0.	0.	0.0027	8.6240
2	6	P1	0.	-1.	0.0031	14.7164
3	P1	6	-1.	0.	0.0025	14.7164
4	P1	P2	1.	-1.	-0.0013	7.2834
5	P2	P1	-1.	1.	-0.0080	7.2834
6	P2	STOJ	1.	-1.	-0.0017	34.2177
7	STOJ	P2	-1.	1.	-0.0034	34.2179
8	STOJ	207	-1.	1.	0.0005	52.4056
9	STOJ	205	-1.	1.	0.0000	53.6296
10	STOJ	203	-1.	1.	0.0003	54.7684
11	STOJ	201	-1.	1.	0.0003	54.5627
12	STOJ	202	-1.	1.	-0.0002	52.1385
13	STOJ	204	-1.	1.	0.0003	50.6164
14	STOJ	206	-1.	1.	-0.0001	48.4342

IZRAČUNANI POPRAVKI VIŠINSKIH RAZLIK

Št. op.	Reper zadaj	Reper spredaj	Merjena viš.razl.	Popravek viš.razl.	Definitivna viš.razlika
1	6	4	-2.4333	-0.0027	-2.4360
2	6	P1	-7.9229	-0.0003	-7.9232
3	P1	6	7.9235	-0.0003	7.9232
4	P1	P2	-1.1903	-0.0034	-1.1937
5	P2	P1	1.1970	-0.0034	1.1937
6	P2	STOJ	-0.1907	-0.0009	-0.1915
7	STOJ	P2	0.1924	-0.0008	0.1915
8	STOJ	207	3.2225	0.0000	3.2225
9	STOJ	205	6.0100	0.0000	6.0100
10	STOJ	203	7.6277	0.0000	7.6277
11	STOJ	201	7.9647	0.0000	7.9647
12	STOJ	202	7.1822	0.0000	7.1822
13	STOJ	204	6.0447	0.0000	6.0447
14	STOJ	206	3.6061	0.0000	3.6061

Srednji pogrešek utežne enote, $m_0 = 0.00833$

IZRAVNANE NADMORSKE VIŠINE REPERJEV

Reper	Približna višina	Popravek višine	Definitivna višina	Sred.pog. višine
P1	325.6800	0.0028	325.6828	0.0015
P2	324.4910	-0.0019	324.4891	0.0027
STOJ	324.3020	-0.0044	324.2976	0.0029
207	327.5250	-0.0049	327.5201	0.0031
205	330.3120	-0.0044	330.3076	0.0031
203	331.9300	-0.0047	331.9253	0.0031
201	332.2670	-0.0047	332.2623	0.0031
202	331.4840	-0.0042	331.4798	0.0031
204	330.3470	-0.0047	330.3423	0.0031
206	327.9080	-0.0043	327.9037	0.0031

PRILOGA F1: IZRAVNAVA MREŽE - PROSTO STOJIŠČE, ničelno opazovanje

Seznam koordinat DANIH točk

Točka	Y (m)	X (m)
88	458663.7984	105120.0195
158	458669.2156	105189.4987
148	458668.7064	105179.8086
147	458653.9983	105180.8353
P2	458655.8203	105198.2305

Vseh danih točk je : 5

Seznam PRIBLIŽNIH koordinat novih točk

Točka	Y (m)	X (m)
STOJ	458662.0160	105227.2080
207	458660.0200	105245.2950
205	458661.6670	105245.0630
203	458664.2720	105244.7210
201	458667.0200	105244.4290
202	458670.5000	105244.2550
204	458672.4720	105243.9730
206	458674.2920	105243.9520

Vseh novih točk je : 8

Pregled opazovanih smeri

Štev.	Stojišče	Vizura	Opazov. smer (stopinje)	W (")	Utež	Gr
1	STOJ	158	0 0 0.0	0.000	1.00	1
2	STOJ	148	2 46 22.0	0.000	1.00	1
3	STOJ	88	9 51 19.0	0.000	1.00	1
4	STOJ	147	20 37 4.0	0.000	1.00	1
5	STOJ	P2	22 52 47.0	0.000	1.00	1
6	STOJ	158	0 0 0.0	0.000	1.00	1
7	STOJ	207	184 30 11.0	0.000	1.00	1
8	STOJ	205	189 40 16.0	0.000	1.00	1
9	STOJ	203	198 7 59.0	0.000	1.00	1

10	STOJ	201	207 0 20.0	0.000	1.00	1
11	STOJ	202	217 15 19.0	0.000	1.00	1
12	STOJ	204	222 45 1.0	0.000	1.00	1
13	STOJ	206	227 2 19.0	0.000	1.00	1

Pregled opazovanih dolžin

=====

Štev.	Stojišče	Vizura	Dolžina	Du	Utež
14	STOJ	158	38.3869	0.0000	1.00
15	STOJ	148	47.8666	0.0000	1.00
16	STOJ	88	107.2009	0.0000	1.00
17	STOJ	147	47.0589	0.0000	1.00
18	STOJ	P2	29.6301	0.0000	1.00
19	STOJ	158	38.3869	0.0000	1.00
20	STOJ	207	18.1964	0.0000	1.00
21	STOJ	205	17.8636	0.0000	1.00
22	STOJ	203	17.6598	0.0000	1.00
23	STOJ	201	17.9352	0.0000	1.00
24	STOJ	202	19.0427	0.0000	1.00
25	STOJ	204	19.7594	0.0000	1.00
26	STOJ	206	20.7604	0.0000	1.00

Podan srednji pogrešek utežne enote smeri (a-priori ocena): 1.60 sekund.

Podan srednji pogrešek utežne enote dolžin (a-priori ocena): 2.000 mm.

Število enačb popravkov je 26

- Število enačb popravkov za smeri je 13

- Število enačb popravkov za dolžine je 13

Število neznank je 17

- Število koordinatnih neznank je 16

- Število orientacijskih neznank je 1

Število nadštevilnih opazovanj je 9

A-POSTERIORI ocena uteži merjenih količin

=====

Izbran delni kriterij prekinitve iteracijskega procesa $_X_{dop} = 0.10\text{mm}$
Izbran končni kriterij prekinitve iteracijskega procesa $1 - m_0^{**2} = 0.0010$
Izbrano največje število iteracijskih korakov = 20

* ... izpolnjen je delni kriterij prekinitve iteracijskega procesa

False	(sekunde)	(mm)		
0	1.6000	2.0000		
1	2.1774	1.5772	1.6844	0.00005
2	2.5167	1.2611	0.9643	0.00005
3	2.7310	1.0260	0.7682	0.00005
4*	2.8695	0.8525	0.7029	0.00005
5*	2.9597	0.7260	0.6952	0.00005
6*	3.0191	0.6350	0.7192	0.00005
7*	3.0594	0.5704	0.7601	0.00005
8*	3.0880	0.5253	0.8074	0.00005
9*	3.1093	0.4940	0.8533	0.00005
10*	3.1259	0.4726	0.8929	0.00005
11*	3.1390	0.4580	0.9244	0.00005
12*	3.1495	0.4482	0.9481	0.00005
13*	3.1578	0.4415	0.9650	0.00005
14*	3.1643	0.4370	0.9768	0.00005
15*	3.1693	0.4340	0.9847	0.00005
16*	3.1731	0.4320	0.9901	0.00005
17*	3.1760	0.4306	0.9936	0.00005
18*	3.1782	0.4297	0.9959	0.00005
19*	3.1798	0.4291	0.9973	0.00005

Iteracijski proces je zaradi prepočasnega konvergiranja prekinjen.

POPRAVKI približnih vrednosti

=====

Izravnava je izračunana klasično z normalnimi enačbami.

Točka	Dy (m)	Dx (m)	Do (")
STOJ	0.0024	-0.0027	-13.1
207	0.0008	-0.0033	
205	-0.0023	0.0024	
203	-0.0013	-0.0001	
201	0.0021	-0.0006	
202	0.0002	-0.0002	
204	0.0011	-0.0006	
206	-0.0027	-0.0009	

IZRAVNANE vrednosti koordinat in ANALIZA natančnosti

Točka	Y (m)	X (m)	My (m)	Mx (m)	Mp (m)	a (m)	b (m)	Theta (st.)
STOJ	458662.0184	105227.2053	0.0007	0.0002	0.0007	0.0007	0.0002	88
207	458660.0208	105245.2917	0.0010	0.0005	0.0011	0.0010	0.0005	87
205	458661.6647	105245.0654	0.0010	0.0005	0.0011	0.0010	0.0005	88
203	458664.2707	105244.7209	0.0010	0.0005	0.0011	0.0010	0.0005	90
201	458667.0221	105244.4284	0.0010	0.0005	0.0011	0.0010	0.0005	92
202	458670.5002	105244.2548	0.0010	0.0005	0.0011	0.0010	0.0005	95
204	458672.4731	105243.9724	0.0010	0.0005	0.0011	0.0010	0.0004	97
206	458674.2893	105243.9511	0.0010	0.0005	0.0011	0.0010	0.0004	99

Srednji pogrešek utežne enote /m0/ je 0.99946.

[pvv] = 8.9902962491

[xx] vseh neznank = 170.5180129666

[xx] samo koordinatnih neznank = 0.0000520546

Srednji pogrešek aritmetične sredine /m_arit/ je 0.00012.

Srednji pogrešek smeri /m0*m0_smeri/ je 3.1801 sekund.

Srednji pogrešek dolžin /m0*m0_dolžin/ je 0.4282 milimetrov.

Največji položajni pogrešek /Mp_max/ je 0.0011 metrov.

Najmanjši položajni pogrešek /Mp_min/ je 0.0007 metrov.

Srednji položajni pogrešek /Mp_sred/ je 0.0011 metrov.

PREGLED opazovanih SMERI

Smerni koti in dolžine so izračunani iz nezaokroženih koordinat.

Smeri in smerni koti so izpisani v stopinjah.

Nova točka: STOJ

Y = 458662.0184

X = 105227.2053

Orientacijski kot = 169 11 39.6

Vizura	Gr	Utež	Opazov.smer	Orient.smer	Def. sm. kot	Popravek	Dolžina
158	1	1.00	0 0 0.0	169 11 39.6	169 11 37.5	-2.0	38.387
148	1	1.00	2 46 22.0	171 58 1.6	171 58 5.6	4.1	47.866
88	1	1.00	9 51 19.0	179 2 58.6	179 2 55.0	-3.6	107.201
147	1	1.00	20 37 4.0	189 48 43.6	189 48 45.9	2.3	47.058
P2	1	1.00	22 52 47.0	192 4 26.6	192 4 27.8	1.2	29.630
158	1	1.00	0 0 0.0	169 11 39.6	169 11 37.5	-2.0	38.387
207	1	1.00	184 30 11.0	353 41 50.6	353 41 50.6	0.0	18.196
205	1	1.00	189 40 16.0	358 51 55.6	358 51 55.6	0.0	17.864
203	1	1.00	198 7 59.0	7 19 38.6	7 19 38.6	0.0	17.660
201	1	1.00	207 0 20.0	16 11 59.6	16 11 59.6	0.0	17.935
202	1	1.00	217 15 19.0	26 26 58.6	26 26 58.6	0.0	19.043
204	1	1.00	222 45 1.0	31 56 40.6	31 56 40.6	0.0	19.759
206	1	1.00	227 2 19.0	36 13 58.6	36 13 58.5	0.0	20.760

PREGLED merjenih DOLŽIN

=====

Dolžine so izračunane iz nezaokroženih koordinat
 Multiplikacijska konstanta ni bila izračunana (= 1).
 Adicijska konstanta ni bila izračunana (= 0 metra).

Od točke	Do točke	Utež dolž	Merjena dolžina	Modulirana 'Mer.*Mk+Ak	Definitivna Proj.-Du	Popravek Mod.dolž.	Projekcij. iz koo.
STOJ	158	1.000	38.3869	38.3869	38.3874	0.0005	38.3874
STOJ	148	1.000	47.8666	47.8666	47.8663	-0.0003	47.8663
STOJ	88	1.000	107.2009	107.2009	107.2006	-0.0003	107.2006
STOJ	147	1.000	47.0589	47.0589	47.0585	-0.0004	47.0585
STOJ	P2	1.000	29.6301	29.6301	29.6303	0.0002	29.6303
STOJ	158	1.000	38.3869	38.3869	38.3874	0.0005	38.3874
STOJ	207	1.000	18.1964	18.1964	18.1964	0.0000	18.1964
STOJ	205	1.000	17.8636	17.8636	17.8636	0.0000	17.8636
STOJ	203	1.000	17.6598	17.6598	17.6598	0.0000	17.6598
STOJ	201	1.000	17.9352	17.9352	17.9352	0.0000	17.9352
STOJ	202	1.000	19.0427	19.0427	19.0427	0.0000	19.0427
STOJ	204	1.000	19.7594	19.7594	19.7594	0.0000	19.7594
STOJ	206	1.000	20.7604	20.7604	20.7604	0.0000	20.7604

PRILOGA F2: IZRAVNAVA VIŠINSKE MREŽE - PROSTO STOJIŠČE, ničelno opazovanje

NADMORSKE VIŠINE REPERJEV

Reper	Nadm.viš.	Opomba
P2	324.4890	Dani reper
88	324.5340	Dani reper
158	323.9900	Dani reper
148	324.3460	Dani reper
147	327.7740	Dani reper
STOJ	324.5800	Novi reper
207	327.5230	Novi reper
205	330.3080	Novi reper
203	331.9230	Novi reper
201	332.2610	Novi reper
202	331.4800	Novi reper
204	330.3420	Novi reper
206	327.9030	Novi reper

Število vseh reperjev = 13

Število danih reperjev = 5

Število novih reperjev = 8

MERITVE VIŠINSKIH RAZLIK IN DOLŽIN

Reper zadaj	Reper spredaj	Merjena viš.razlika	Merjena dolžina
STOJ	88	-0.0514	107.2010
STOJ	158	-0.5917	38.3870
STOJ	148	-0.2359	47.8660
STOJ	147	3.1928	47.0590
STOJ	P2	-0.0959	29.6310
STOJ	207	2.9378	18.1964
STOJ	205	5.7252	17.8636
STOJ	203	7.3411	17.6598
STOJ	201	7.6797	17.9352
STOJ	202	6.8961	19.0427
STOJ	204	5.7596	19.7594
STOJ	206	3.3211	20.7604

Število opazovanj = 12

Vektor normalnih enačb je zaseden 0.00 %.

ENAČBE POPRAVKOV VIŠINSKIH RAZLIK

Št. op.	Reper zadaj	Reper spredaj	Koeficienti			Utež
			a1	a2	f	
1	STOJ	88	1.	0.	-0.0054	9.3283
2	STOJ	158	1.	0.	-0.0017	26.0505
3	STOJ	148	1.	0.	-0.0019	20.8917
4	STOJ	147	-1.	0.	0.0012	21.2499
5	STOJ	P2	1.	0.	-0.0049	33.7484
6	STOJ	207	-1.	1.	0.0052	54.9558
7	STOJ	205	-1.	1.	0.0028	55.9798
8	STOJ	203	-1.	1.	0.0019	56.6259
9	STOJ	201	-1.	1.	0.0013	55.7562
10	STOJ	202	-1.	1.	0.0039	52.5135
11	STOJ	204	-1.	1.	0.0024	50.6088
12	STOJ	206	-1.	1.	0.0019	48.1686

IZRAČUNANI POPRAVKI VIŠINSKIH RAZLIK

Št. op.	Reper zadaj	Reper spredaj	Merjena viš.razl.	Popravek viš.razl.	Definitivna viš.razlika
1	STOJ	88	-0.0514	0.0025	-0.0489
2	STOJ	158	-0.5917	-0.0012	-0.5929
3	STOJ	148	-0.2359	-0.0010	-0.2369
4	STOJ	147	3.1928	-0.0017	3.1911
5	STOJ	P2	-0.0959	0.0020	-0.0939
6	STOJ	207	2.9378	0.0000	2.9378
7	STOJ	205	5.7252	0.0000	5.7252
8	STOJ	203	7.3411	0.0000	7.3411
9	STOJ	201	7.6797	0.0000	7.6797
10	STOJ	202	6.8961	0.0000	6.8961
11	STOJ	204	5.7596	0.0000	5.7596
12	STOJ	206	3.3211	0.0000	3.3211

Srednji pogrešek utežne enote, $m_0 = 0.00889$

IZRAVNANE NADMORSKE VIŠINE REPERJEV

Reper	Približna višina	Popravek višine	Definitivna višina	Sred.pog. višine
STOJ	324.5800	0.0029	324.5829	0.0008
207	327.5230	-0.0023	327.5207	0.0015
205	330.3080	0.0001	330.3081	0.0015
203	331.9230	0.0010	331.9240	0.0015
201	332.2610	0.0016	332.2626	0.0015
202	331.4800	-0.0010	331.4790	0.0015
204	330.3420	0.0005	330.3425	0.0015
206	327.9030	0.0010	327.9040	0.0015

PRILOGA G: PREMIKI IN NATANČNOSTI PREMIKOV TOČK

Predor Šentvid - premiki polarno

- 1 ... polarno0.koo
- 2 ... polarno1.koo
- 3 ... polarno2.koo

* ... v datoteki sta koordinati točke podani
 - ... v datoteki ni koordinat te točke

Točka	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
6	*	*	*																									
4	*	*	*																									
5	*	*	*																									
P1	*	*	*																									
P2	*	*	*																									
STOJ	*	-	-																									
207	*	*	*																									
205	*	*	*																									
203	*	*	*																									
201	*	*	*																									
202	*	*	*																									
204	*	*	*																									
206	*	*	*																									
STOJ1	-	*	-																									
STOJ2	-	-	*																									

Koordinatne razlike, smerni koti premikov in premiki posameznih točk.
 Število iteracij za izračun porazdelitvene funkcije je 9999.
 Stopnja značilnosti testa alfa je 0.050 (= 5.00%).

Izračun med datotekama (dobama) 1 in 2.

Točka	dy (m)	dx (m)	Sm. kot (stop.)	Premik (m)	m_premik (m)	T	T_krit	alfa_dej %	3*m_prem.
6	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
4	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
5	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
P1	-0.0011	-0.0005	246.	0.0012	0.0007	1.6561	2.2694	19.58	
P2	-0.0030	-0.0003	264.	0.0030	0.0028	1.0890	2.3795	52.92	
207	-0.0073	-0.0022	253.	0.0076	0.0035	2.1719	2.4347	9.41	
205	-0.0059	0.0000	270.	0.0059	0.0036	1.6380	2.4394	26.04	
203	-0.0119	0.0007	273.	0.0119	0.0036	3.3138	2.4445	0.49	*
201	-0.0067	0.0019	286.	0.0070	0.0036	1.9552	2.4438	15.16	
202	-0.0098	0.0039	292.	0.0105	0.0035	2.9755	2.4257	1.14	
204	-0.0097	0.0056	300.	0.0112	0.0035	3.2345	2.4121	0.56	*
206	-0.0105	0.0067	303.	0.0125	0.0035	3.6100	2.4034	0.13	*

Izračun med datotekama (dobama) 1 in 3.

Točka	dy (m)	dx (m)	Sm. kot (stop.)	Premik (m)	m_premik (m)	T	T_krit	alfa_dej %	3*m_prem.
6	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
4	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
5	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
P1	0.0001	0.0004	14.	0.0004	0.0012	0.3547	2.3098	93.13	
P2	0.0006	0.0007	41.	0.0009	0.0023	0.3932	2.3253	91.82	
207	-0.0135	-0.0049	250.	0.0144	0.0037	3.8511	2.4121	0.04	*
205	-0.0099	-0.0011	264.	0.0100	0.0038	2.5890	2.4142	3.32	
203	-0.0191	0.0013	274.	0.0191	0.0039	4.9547	2.4165	0.00	*
201	-0.0103	0.0038	290.	0.0110	0.0038	2.9132	2.4119	1.35	
202	-0.0161	0.0064	292.	0.0173	0.0038	4.6019	2.4018	0.00	*
204	-0.0158	0.0094	301.	0.0184	0.0036	5.0482	2.3955	0.00	*
206	-0.0175	0.0119	304.	0.0212	0.0036	5.8839	2.3872	0.00	*

Izračun med datotekama (dobama) 2 in 3.

Točka	dy (m)	dx (m)	Sm. kot (stop.)	Premik (m)	m_premik (m)	T	T_krit	alfa_dej %	3*m_prem.
6	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
4	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
5	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
P1	0.0012	0.0009	53.	0.0015	0.0007	2.2057	2.2116	5.09	
P2	0.0036	0.0010	74.	0.0037	0.0024	1.5617	2.4128	28.36	
207	-0.0062	-0.0027	246.	0.0068	0.0031	2.1971	2.4481	9.07	
205	-0.0040	-0.0011	255.	0.0041	0.0031	1.3242	2.4511	41.53	
203	-0.0072	0.0006	275.	0.0072	0.0032	2.2671	2.4542	7.75	
201	-0.0036	0.0019	298.	0.0041	0.0031	1.3058	2.4537	42.38	
202	-0.0063	0.0025	292.	0.0068	0.0032	2.1353	2.4429	10.18	
204	-0.0061	0.0038	302.	0.0072	0.0031	2.3175	2.4347	6.46	
206	-0.0070	0.0052	307.	0.0087	0.0031	2.8393	2.4296	1.69	