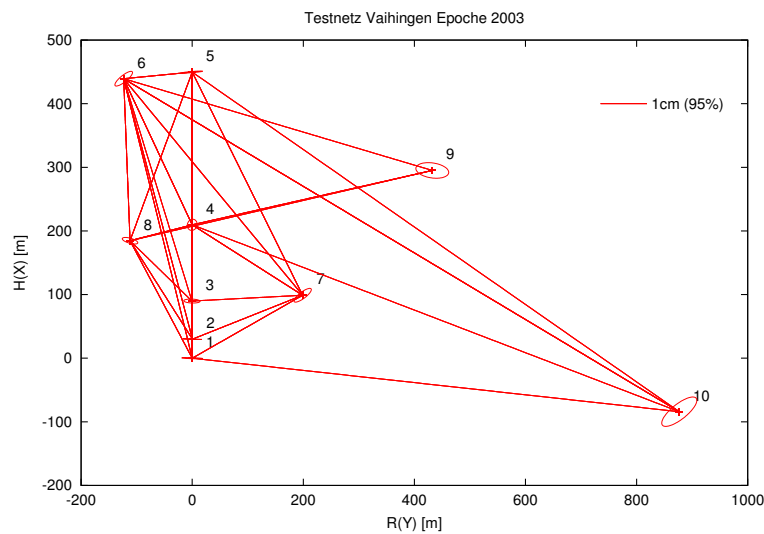


Neuvermessung des Testnetzes Vaihingen und Vergleich mit der Vorepoche von 1999



Studienarbeit

am Institut für Anwendungen
der Geodäsie im Bauwesen

Tobias Wittwer
(1933286)

Betreuer: Dipl.-Ing. Andreas Gläser

Prüfer: Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Möhlenbrink

Zusammenfassung

Aufgabenstellung

Im Rahmen dieser Studienarbeit sollte das Testnetz Vaihingen mit höchster Genauigkeit (≤ 1 mm) neu vermessen werden, um aktuelle Koordinaten für die Genauigkeitsuntersuchung und Kalibrierung von Messinstrumenten sowie den Übungsbetrieb bereitzustellen. Zusätzlich sollte durch eine Deformationsanalyse festgestellt werden, ob signifikante Deformationen im Vergleich zur Vorepoche von 1999 aufgetreten sind.

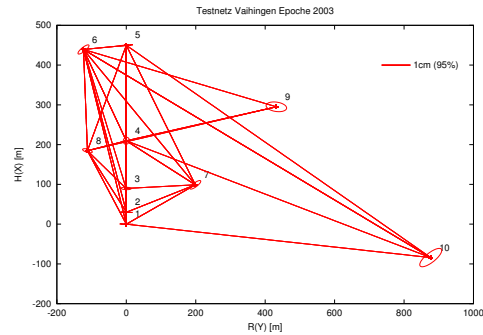


Abbildung 2: Resultierende Konfidenzellipsen

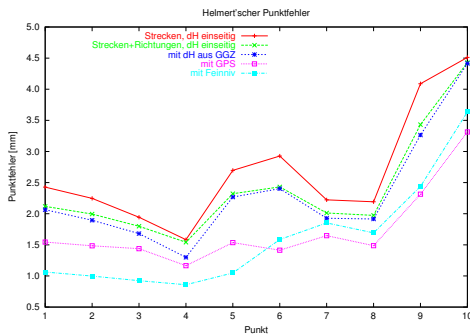


Abbildung 1: Helmert'scher Punktfehler (3D)

Ergebnisse

Es konnten Lagegenauigkeiten (Helmert'scher Punktfehler) zwischen 0,5 mm und 1,5 mm erzielt werden. Die Höhengenaugigkeit liegt zwischen 0,7 und 3,3mm. Zusätzlich konnten detaillierte Aussagen über die Genauigkeit der einzelnen Beobachtungstypen und deren Einfluss auf Genauigkeit und Zuverlässigkeit des Netzes gemacht werden.

Die Deformationsanalyse detektierte signifikante Bewegungen in der Höhenkomponente bei sechs der zehn Punkte.

Vorgehen

Zur Neuvermessung des Testnetzes wurde eine Reihe von Messverfahren eingesetzt: Streckenmessung, Richtungsmessung, einseitige und gegenseitig-gleichzeitige Zenitdistanzmessung, Feinnivellement und GPS. Dabei wurden Instrumente der höchsten Genauigkeitsklasse verwendet.

Zur Berechnung der Ergebnisse wurde das Netzausgleichsprogramm *NAP123* des Autors verwendet. Um Aussagen über den Einfluss unterschiedlicher Beobachtungstypen auf die Genauigkeit machen zu können, wurde das Netz in mehreren Beobachtungskonfigurationen berechnet. Abschließend wurde eine Deformationsanalyse im Kongruenzmodell durchgeführt.

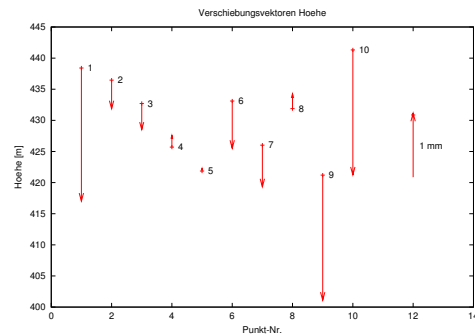


Abbildung 3: Verschiebungsvektoren Höhe

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	3
1.1	Motivation	3
1.2	Übersicht	4
1.3	Danksagung	4
2	Grundlagen	5
2.1	Genauigkeit und Zuverlässigkeit	5
2.2	Grobfehlersuche	6
2.3	Varianzkomponentenschätzung	7
2.4	Freie Netzausgleichung	8
2.5	Integration von GPS-Beobachtungen (hybride Netzausgleichung)	10
2.6	Deformationsanalyse	11
2.7	Verwendetes Programmsystem	14
3	Verwendete Messinstrumente	15
3.1	Leica TCA 2003	15
3.2	Leica T 2000 S	15
3.3	Leica DNA 03	16
3.4	Leica SR 530	17
3.5	Frequenzkalibrierung	17
4	Planung und Durchführung der Messung	20
4.1	Sichtverbindungen im Testnetz	20
4.2	Beobachtungsplanung mit NAP123	21
4.3	Streckenmessung	21
4.4	Richtungsmessung	22
4.5	Zenitdistanzmessung	22
4.6	Feinnivellement	24
4.7	GPS	25
5	Vorverarbeitung der Beobachtungen	26
5.1	Streckenmessung	26
5.2	Richtungsmessung	28
5.3	Zenitdistanzmessung	28
5.4	Feinnivellement	29
5.5	GPS	31
6	Netzausgleichung	32
6.1	Lagenetz, nur Streckenbeobachtungen	32
6.2	Lagenetz, Strecken- und Richtungsbeobachtungen	33
6.3	3D-Netz, Strecken und Richtungen, Höhenunterschiede aus einseitig gemessenen Zenitdistanzen	34

6.4	3D-Netz, Strecken und Richtungen, Höhenunterschiede aus ein- und beidseitig gemessenen Zenitdistanzen	35
6.5	3D-Netz, Strecken und Richtungen, Höhenunterschiede aus Zenitdistanzmessung, GPS-Basislinien	36
6.6	3D-Netz, Strecken und Richtungen, Höhenunterschiede aus Zenitdistanzmessung und Feinnivellement, GPS-Basislinien	37
6.7	3D-Netz, Strecken, Höhenunterschiede aus einseitig gemessenen Zenitdistanzen, GPS-Basislinien	38
6.8	Schätzung der Additionskonstante	39
6.9	Vergleich mit PANDA	39
6.10	Zusammenfassung	40
7	Deformationsanalyse	47
7.1	Ergebnisse der Epoche 1999	47
7.2	Globaler Kongruenztest	47
7.3	Iterative Auswahl der Datumspunkte	48
7.4	Versuch 1	48
7.5	Versuch 2	52
8	Zusammenfassung und Ausblick	55
A	Vorverarbeitete Beobachtungen	56
B	Inhalt der beigelegten CD	60

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Motivation

Die Universität Stuttgart unterhält in Vaihingen ein Testnetz, bestehend aus zehn Vermessungspfeilern (siehe Abbildung 1.1). Dieses Netz wird vom Institut für Anwendungen der Geodäsie im Bauwesen (IAGB) betreut. Es dient zwei Zwecken. Zum Einen bietet es eine hochgenaue Basis von Punkten für die Genauigkeitsuntersuchung und Kalibrierung von Messinstrumenten aller Art. Dazu gehört auch die Erprobung neuer Messverfahren (z.B. SAPOS) durch das Landesvermessungsamt Baden-Württemberg und das Stadtmessungsamt Stuttgart.

Zum Anderen wird es in der Lehre intensiv genutzt. Es ermöglicht praxisnahe Übungen und liefert genaue Referenzdaten, die den Studenten für die Kontrolle ihrer Arbeiten zur Verfügung stehen.



Abbildung 1.1: Pfeiler mit aufgesetztem Reflektor

Um seinem Einsatzzweck gerecht zu werden, muss das Netz regelmäßig neu vermessen werden. Nur so ist sichergestellt, dass die Koordinaten die tatsächliche Geometrie des Netzes widerspiegeln. Ziel dieser Studienarbeit ist die Bereitstellung aktueller Koordinaten höchster Genauigkeit

($\leq 1\text{mm}$). Zusätzlich soll durch eine Deformationsanalyse festgestellt werden, ob gegenüber der Vorepoche von 1999 signifikante Deformationen aufgetreten sind.

1.2 Übersicht

Kapitel 2 „Grundlagen“ ab Seite 5 erläutert die grundlegenden Konzepte der Netzausgleichung. Neben Genauigkeit, Zuverlässigkeit und Grobfehlersuche wird auf die Freie Netzausgleichung, die Varianzkomponentenschätzung und die Integration von GPS-Beobachtungen eingegangen. Den Abschluss bildet ein Abschnitt über die Grundlagen der Deformationsanalyse.

Im Kapitel 3 „Verwendete Messinstrumente“ ab Seite 15 werden die eingesetzten Geräte vorgestellt. Ein Abschnitt widmet sich der wichtigen Frequenzkalibrierung.

Das Kapitel 4 ab Seite 20 beschreibt die Planung der Messungen und deren Durchführung. Besondere Aufmerksamkeit wird dabei den schwierigen Sichtverhältnissen im Netz und den Gründen für die Verwendung der vielen unterschiedlichen Beobachtungstypen gewidmet.

Die Vorverarbeitung der Beobachtungen wird ab Seite 26 im Kapitel 5 ausführlich für jeden Beobachtungstyp erläutert. Besonders auf die notwendigen Korrekturen und Reduktionen wird Schritt für Schritt eingegangen.

Den Schwerpunkt bildet ab Seite 32 das Kapitel 6 „Netzausgleichung“, der die Ausgleichung des Testnetzes in unterschiedlichen Beobachtungskonfigurationen beschreibt. Für jede Konfiguration werden Genauigkeit und Zuverlässigkeit untersucht.

Der Abschnitt 7 „Deformationsanalyse“ ab Seite 47 widmet sich dem Vergleich der aktuellen Ergebnisse mit der Vorepoche.

Die Zusammenfassung und ein Ausblick finden sich im Kapitel 8 ab Seite 55.

1.3 Danksagung

Auch eine kleine wissenschaftliche Arbeit wie eine Studienarbeit kommt nicht ohne fremde Hilfe aus. An erster Stelle möchte ich meinem Betreuer Andreas Gläser danken, der immer ein offenes Ohr für meine Fragen hatte und mir auch bei den Messungen hilfreich zur Seite stand.

Ebenfalls großer Dank geht an Andreas Eichhorn, der mir trotz der Arbeit an seiner Dissertation jede Frage zum Thema Netzausgleichung (und besonders den stochastischen Anschlusspunkten und der freien Netzausgleichung) geduldig beantwortete, und so bei der Programmierung von *NAPI23* von großer Hilfe war. Volker Schwieger übernahm diese Funktion beim Thema Datumsfestlegung und Deformationsanalyse, auch dafür vielen Dank.

Ralf Schollmeyer danke ich für seine Hilfe bei der Frequenzkalibrierung, Ron Schlesinger für das unbürokratische Ausleihen der beiden Leica T 2000 S. Nicht vergessen will ich meine Kommilitonen: Dank geht an Arne Semmelmann für seine Mithilfe bei der GPS-Messung, meine „Messgehilfen“ Sara Schuhmacher und Mathias Jahnke, ohne die das Feinnivellement nicht möglich gewesen wäre, und meine „Lektorin“ Christine Holst.

Zuletzt will ich den vielen namenlosen Programmieren freier Software danken, ohne deren unermüdliche und meistens unbezahlte Arbeit die für diese Studienarbeit eingesetzten Werkzeuge nicht existieren würden. Auf Anhieb fallen mir die Projekte GNU, Linux, KDE, KDevelop, LyX, L^AT_EX, GNUPlot und XFig ein, aber damit ist die Liste bei weitem nicht erschöpft.

Kapitel 2

Grundlagen

Dieses Kapitel erläutert die grundlegenden Konzepte hinter der Netzausgleichung. Es werden die Begriffe Genauigkeit und Zuverlässigkeit erklärt und entsprechende Maße vorgestellt (2.1). Wichtige Werkzeuge für die Analyse der Beobachtungen sind Grobfehlersuche (2.2) und Varianzkomponentenschätzung (2.3). Die freie Netzausgleichung, heute das Standardverfahren zur Ausgleichung von Ingenieurnetzen, wird in 2.4 vorgestellt. Ebenfalls behandelt wird die Integration von GPS-Beobachtungen (2.5), wobei besonders auf die dabei auftretenden Probleme eingegangen wird.

Den Abschluss bildet der Abschnitt 2.6, in dem die Grundlagen der Deformationsanalyse erläutert werden.

2.1 Genauigkeit und Zuverlässigkeit

Zur Beurteilung von geodätischen Netzen werden mehrere Kriterien herangezogen. Die wichtigsten sind die Genauigkeit und die Zuverlässigkeit.

2.1.1 Genauigkeit

Die Genauigkeit gibt an, mit welcher Unsicherheit ein Parameter behaftet ist. Man unterscheidet zwischen lokalen Genauigkeitsmaßen (die die Genauigkeit einzelner Punkte angeben) und globalen Genauigkeitsmaßen (die die Genauigkeit des gesamten Netzes angeben). Da die globalen Genauigkeitsmaße wenig anschaulich und ihre numerischen Werte nur schwierig interpretierbar sind, wird im weiteren nur auf die lokalen Genauigkeitsmaße eingegangen.

Drei lokale Genauigkeitsmaße sind im häufigen Gebrauch, was auch durch ihre Anschaulichkeit begründet ist:

- Die Standardabweichungen der ausgeglichenen Koordinaten \hat{s}_j sind das am häufigsten verwendete Genauigkeitsmaß. Sie geben an, inwieweit die geschätzte Koordinate mit ihrem Erwartungswert übereinstimmt.
- Der Helmert'sche Punktfehler $\sqrt{\sum \hat{s}_j^2}$, welcher die Genauigkeit nicht nur eine einzelnen Koordinate, sondern des gesamten Punkts angibt.
- Der Werkmeister'sche Punktfehler $\sqrt{\det S_{pp}}$ (S_{pp} ist die Kovarianzmatrix eines Punktes), der im Gegensatz zum Helmert'schen Punktfehler auch die Korrelationen zwischen den Koordinaten berücksichtigt. Sein Wert entspricht der Fläche der Fehlerellipse (im zweidimensionalen Fall) bzw. dem Volumen des Fehlerellipsoids (im dreidimensionalen Fall).

Statt der Standardabweichungen bzw. der Fehlerellipsen und Fehlerellipsoide wird oft die Darstellung als Konfidenzbereich, Konfidenzellipse oder Konfidenzhyperellipsoid gewählt. In diesem Fall lässt sich sagen, mit welcher Sicherheitswahrscheinlichkeit (in der Regel 95 %) der Parameter innerhalb des Konfidenzbereichs mit dem Erwartungswert übereinstimmt.

2.1.2 Zuverlässigkeit

Die Zuverlässigkeit beschreibt, wie gut sich grobe Fehler im Beobachtungsmaterial detektieren lassen (innere Zuverlässigkeit), und welchen Einfluss grobe Fehler auf die Geometrie des Netzes haben (äußere Zuverlässigkeit). Die Parameter der äußeren Zuverlässigkeit sind wiederum wenig anschaulich und nachvollziehbar, weshalb hier nur auf die innere Zuverlässigkeit eingegangen wird.

Eng verknüpft mit der Zuverlässigkeit ist der Begriff der Redundanz. Die Redundanz berechnet sich zu

$$r = n - u + d \quad (2.1)$$

Es ist n die Anzahl der Beobachtungen, u die Anzahl der Unbekannten und d die Größe des Datumsdefekts (siehe 2.4.2) im Netz. Die Redundanz gibt die Anzahl der Überbestimmungen im Netz an.

Da die Redundanz allein wenig aussagekräftig ist (bei 10 Beobachtungen stellt eine Redundanz von 5 einen guten Wert da, bei 50 Beobachtungen hingegen einen schlechten), ist es empfehlenswert, zusätzlich die Bedingungsichte anzugeben:

$$B = \frac{r}{n} \quad (2.2)$$

Die Bedingungsichte ist eine Größe zwischen 0 und 1, die angibt, zu welchem Prozentsatz das Netz überbestimmt ist. Werte unter 0,3 sind zu vermeiden. Werte über 0,8 sind ein Hinweis auf eine besonders aus ökonomischen Gesichtspunkten nicht mehr sinnvolle Menge von Beobachtungen.

Die Kontrolliertheit einer einzelnen Beobachtung wird durch ihren Redundanzanteil angegeben.

$$z_i = 1 - \frac{S_{ll_{ii}}}{\Sigma_{ll_{ii}}}$$

Dabei ist Σ_{ll} die Kovarianzmatrix der Beobachtungen a priori und S_{ll} die Kovarianzmatrix der Beobachtungen a posteriori. Auch hier handelt es sich um eine Zahl zwischen 0 und 1. Wiederum gilt, dass kleine Werte zu vermeiden sind, während Werte nahe bei 1 eine übertriebene Kontrolliertheit aufzeigen. Eine Beobachtung mit einem Redundanzanteil von 1 bringt keine zusätzliche Information ins Netz, sie ist eben „redundant“.

Auf das Zuverlässigkeitsmaß „kleinster aufdeckbarer grober Fehler ∇ “ wird im Abschnitt „Grobfehlersuche“ (2.2) eingegangen.

2.2 Grobfehlersuche

Durch die Überbestimmungen im Netz ist es möglich, grobe Fehler in den Beobachtungen aufzudecken. Als Standardgröße zur Detektion von groben Fehlern hat sich die Normierte Verbesserung etabliert.

$$nv_i = \frac{v_i}{s_{v_i}} \quad (2.3)$$

Dabei ist v_i die Verbesserung einer Beobachtung und s_{v_i} die zugehörige Standardabweichung der Verbesserung. Liegt der Wert der normierten Verbesserung über dem kritischen Quantil $y_{n,1-\alpha}$ der Standardnormalverteilung, so liegt mit der Sicherheitswahrscheinlichkeit α (i.d.R. 95 %) ein grober Fehler in dieser Beobachtung vor.

Auch der Schätzwert eines groben Fehlers lässt sich berechnen:

$$\Delta_i = \frac{-v_i}{z_i} \quad (2.4)$$

Interessant ist zu wissen, von welcher Größe ein grober Fehler sein muss, um detektiert werden zu können. Hierzu dient das Maß des kleinsten aufdeckbaren groben Fehlers:

$$\nabla_i = \Delta_i \cdot \frac{\sigma_i}{\sqrt{z_i}} \quad (2.5)$$

Hierbei ist σ_i die theoretische Standardabweichung der entsprechenden Beobachtung. Wie aus der Gleichung zu sehen ist, sorgen eine geringe Standardabweichung und ein großer Redundanzanteil dafür, dass der kleinste aufdeckbare grobe Fehler klein wird. Um grobe Fehler detektieren zu können, sind kleine ∇_i anzustreben.

2.3 Varianzkomponentenschätzung

2.3.1 Zweck

Die Beobachtungen werden in die Netzausgleichung mit einer bestimmten Genauigkeit eingeführt. Hierbei handelt es sich in der Regel um empirische Werte (besonders bei der Richtungsmessung), Genauigkeitsangaben des Herstellers (bei der Streckenmessung) oder Erfahrungswerte (beim GPS). Für die Anpassung dieser a priori-Genauigkeiten an das tatsächliche Genauigkeitsniveau dient die Varianz der Gewichtseinheit $s_0^2 = \frac{v^T \cdot P \cdot v}{r}$. Diese muss möglichst exakt mit der theoretischen Varianz der Gewichtseinheit σ_0^2 (in der Regel 1) übereinstimmen, damit die Annahme $E(s_0^2) = \sigma_0^2$ nicht verletzt wird. Andernfalls ist das stochastische Modell der Ausgleichung verletzt.

Bei der Netzausgleichung werden in der Regel mehrere Beobachtungstypen kombiniert. Allein durch das s_0^2 ist deshalb keine Anpassung der Genauigkeiten der Beobachtungen möglich. Gesucht ist also eine Größe, die für jeden Beobachtungstyp die Abweichung der theoretischen von der aus der Ausgleichung resultierenden Genauigkeit angibt, um die a priori - Standardabweichungen anpassen zu können. Diese Größen nennt man Varianzkomponenten, ihre Berechnung erfolgt durch die Varianzkomponentenschätzung.

2.3.2 Berechnung der Varianzkomponenten

Für die Berechnung der Varianzkomponenten werden die Beobachtungen in mehrere Gruppen unterteilt. In der Regel bildet jeder Beobachtungstyp eine Gruppe. Wurde ein Beobachtungstyp durch verschiedene Messgeräte beobachtet (z.B. durch mehrere Entfernungsmesser beobachtete Strecken), ist es sinnvoll, pro Gerät eine Gruppe zu bilden. So lassen sich die unterschiedlichen stochastischen Eigenschaften verschiedener Geräte nicht nur berücksichtigen, sondern auch beziffern, da man bei korrekter Anpassung der Genauigkeiten mit Hilfe der Varianzkomponentenschätzung eine realistische Schätzung der Genauigkeit der Beobachtungen erhält.

Die Gleichung zur Berechnung der Varianzkomponenten lautet

$$k_j = \frac{\sum v_i \cdot P_{ii} \cdot v_i}{\sum P_{ii} \cdot Q_{vv_{ii}}} \quad (2.6)$$

Es wird über die Beobachtungen i der Beobachtungsgruppe j summiert.

2.3.3 Anpassung des stochastischen Modells

Mit den Varianzkomponenten lassen sich die Genauigkeiten der Beobachtungen anpassen. Eine Varianzkomponente kleiner σ_0 zeigt an, dass die Beobachtungen dieser Beobachtungsgruppe mit einer zu pessimistischen Standardabweichung eingeführt wurden. Eine Varianzkomponente größer σ_0 hingegen ist ein Hinweis auf eine zu optimistische Standardabweichung.

Jede Varianzkomponente hängt von jeder Beobachtung ab. Deshalb sind Aussagen der Art $\sigma_{j_{neu}} = k_j \cdot \sigma_{j_{alt}}$ nicht möglich. Vielmehr ist das Finden der korrekten Standardabweichungen ein iterativer Prozess, der am schnellsten zum Ziel kommt, wenn man immer nur die Genauigkeit einer Beobachtungsgruppe anpasst, und zwar derjenigen, deren Varianzkomponente am stärksten von σ_0 abweicht.

2.4 Freie Netzausgleichung

2.4.1 Zweck

Werden in eine Netzausgleichung Festpunkte eingeführt, so üben diese einen Zwang auf das Netz aus. Die Netzgeometrie wird durch die Festpunkte verzerrt. Die Größe dieser Verzerrung hängt von der Genauigkeit der Festpunkte und der Genauigkeit der Beobachtungen ab. Bei der Netzausgleichung unter Zwang (die Festpunkte werden als varianzfrei eingeführt) gilt: Je geringer die tatsächliche Genauigkeit der Festpunkte (die ja in der Ausgleichung nicht berücksichtigt wird) und je höher die Genauigkeit der Beobachtungen, desto stärker ist die Verzerrung der Netzgeometrie.

Bei Netzen mit hohen Genauigkeitsanforderungen, wie dem hier vorliegenden Netz, ist eine derartige Verzerrung des Netzes nicht erwünscht. Ein Ansatz, die Verzerrung des Netzes zu vermindern, ist die Einführung stochastischer Anschlusspunkte (sog. „weiches Datum“). Bei realistischer Wahl der Genauigkeiten der Festpunkte kann eine Verzerrung der Netzgeometrie fast vollständig vermieden werden.

Durch die stochastischen Anschlusspunkte verringert sich jedoch auch die Genauigkeit der Neupunkte. Die Genauigkeit soll jedoch ausschließlich von der Genauigkeit des Beobachtungsmaterials der aktuellen Epoche, und nicht von Festpunkten und damit den Vorepochen, abhängen.

Aus diesem Grund wird die Methode der Freien Netzausgleichung angewendet. Bei der Freien Netzausgleichung werden alle Punkte im Netz als Neupunkte in die Ausgleichung eingeführt. Da für alle Punkte Koordinaten bestimmt werden, tritt keine Verzerrung der Netzgeometrie auf, und es ergibt sich die bezüglich des Beobachtungsmaterials optimale Genauigkeit für alle Punkte.

2.4.2 Datumsdefekt

Wenn alle Punkte als Neupunkte eingeführt werden, treten Datumsdefekte auf. Das Datum des Netzes ist nicht vollständig bestimmt, die Normalgleichungsmatrix $N = A^T \cdot P \cdot A$ wird singulär und ist damit nicht invertierbar. Folgende Datumsdefekte können maximal auftreten:

- Beim eindimensionalen Netz beträgt der maximale Datumsdefekt $d = 1$. Es handelt sich hierbei um eine Translation in z-Richtung.

- Beim zweidimensionalen Netz beträgt der maximale Datumsdefekt $d = 4$. Die entsprechenden Defekte sind die Translationen in x - und y -Richtung, die Rotation um die z -Achse und der Maßstab des Netzes.
- Beim dreidimensionalen Netz beträgt der maximale Datumsdefekt $d = 7$. Die auftretenden Defekte sind die Translationen in x -, y - und z -Richtung, die Rotationen um die x -, y - und z -Achse sowie der Maßstab des Netzes.

2.4.3 Datumsfestlegung

Ein Teil der Datumparameter lässt sich durch Beobachtungen bestimmen. Unterschiedliche Beobachtungstypen und die daraus ableitbaren Datumparameter sind in Tabelle 2.1 zusammengestellt.

Beobachtungstyp	Festgelegte Datumparameter
Richtungen	keine
Strecken	Maßstab
Zenitdistanzen	Rotation um x - und y -Achse
Höhenunterschiede	Rotation um x - und y -Achse, Maßstab
Azimute	Rotation um z -Achse
Koordinatendifferenzen	alle Rotationen, Maßstab
Absolute Koordinaten	alle Datumparameter

Tabelle 2.1: Beobachtungstypen und Datumparameter

In der Regel ist es nicht möglich, alle Datumparameter durch Beobachtungen festzulegen. Typische Datumsdefekte sind $d = 3$ (2 Translationen, Rotation um die z -Achse) im Lagenetz mit Streckenmessung und $d = 4$ (3 Translationen, Rotation um die z -Achse) im 3d-Netz mit Streckenmessung.

Um den verbleibenden Datumsdefekt d zu eliminieren, wird das Netz auf die Näherungskordinaten „aufgefildert“. Der Datumsdefekt wird dadurch behoben, dass das Netz nicht mehr völlig frei liegt, sondern bestmöglich an die Näherungskordinaten angepasst wird. Die Geometrie des Netzes wird dabei nicht verzerrt.

Wird das Netz auf alle Näherungskordinaten aufgefildert, so spricht man von einer Gesamtspurminimierung. Dient nur ein Teil der Neupunkte als Datumspunkte, wird also nur ein Teil der Näherungskordinaten für die Datumsfestlegung verwendet, so handelt es sich um eine Teilspurminimierung. Es müssen so viele Koordinaten für die Datumsfestlegung ausgewählt werden, dass deren Anzahl mindestens dem Datumsdefekt entspricht. Bei maximalem Datumsdefekt müssen im eindimensionalen Netz also ein Punkt, im zweidimensionalen Netz zwei Punkte und im dreidimensionalen Netz drei Punkte als Datumspunkte eingeführt werden, um die Inversion der Normalgleichungsmatrix zu ermöglichen.

Für die Bildung der sogenannten Pseudoinverse Q^- wird die Normalgleichungsmatrix mit der Ränderungsmatrix G gerändert. Es gilt

$$Q^- = N^- = (A^T \cdot P \cdot A + G \cdot G^T)^{-1} \quad (2.7)$$

Für Erläuterungen zur Bestimmung der Matrix G sei auf die Literatur verwiesen.

2.4.4 Einfluss der Datumsfestlegung auf die Punktgenauigkeit

Wie in der Literatur (z.B. [WELSCH,HEUNECKE,KUHLMANN]) nachzulesen ist, hat die Datumsfestlegung nicht nur auf den Parametervektor \hat{x} einen Einfluss, sondern auch auf seine Kofaktormatrix $Q_{\hat{x}\hat{x}}$. Das ist auch aus der Analyse des Ausgleichsalgorithmus ersichtlich. Bei der freien Netzausgleichung gilt für die Kofaktormatrix der Unbekannten:

$$Q = (A^T \cdot P \cdot A + G^T \cdot G)^{-1} \quad (2.8)$$

Dabei ist G die Ränderungsmatrix (z.B. Matrix der Helmertbedingungen). Da G datumsabhängig ist, ist auch Q datumsabhängig. Durch das Subtrahieren von $G^T \cdot G$ von Q wird der Datumseinfluss nicht eliminiert, da

$$(A^T \cdot P \cdot A + G^T \cdot G)^{-1} \neq (A^T \cdot P \cdot A)^{-1} + G^T \cdot G \quad (2.9)$$

Die Beobachtungen sind bei freier Netzausgleichung von der Datumsfestlegung unabhängig. Die Datumsfestlegung hat auf Eigenschaften wie Standardabweichung a posteriori, Verbesserung, Redundanzanteil etc. keinerlei Einfluss. Die Forderung einer Ausgleichung ohne Verzerrung der Geometrie ist also erfüllt.

2.5 Integration von GPS-Beobachtungen (hybride Netzausgleichung)

2.5.1 Problem

Die Integration von GPS-Beobachtungen in ein Netz mit terrestrischen Beobachtungen bringt ein signifikantes Problem mit sich. Die terrestrischen Beobachtungen beziehen sich auf ein topozenrisches Koordinatensystem, in der Regel ein lokales System oder ein Landesnetz (in Deutschland das Gauss-Krüger System des DHDN¹ mit Datum Potsdam). Die GPS-Beobachtungen hingegen beziehen sich auf das WGS 84². Hierbei handelt es sich um ein geozentrisches Koordinatensystem.

Um GPS-Beobachtungen in das Netz integrieren zu können, ist also eine Transformation der GPS-Beobachtungen in das System der terrestrischen Beobachtungen notwendig. Der umgekehrte Weg wird in der Regel nicht begangen, da geozentrische Koordinaten meistens weder aussagekräftig noch geschickt in der Handhabung sind.

2.5.2 Lösung

Erster Schritt zur Integration der GPS-Beobachtungen ist eine getrennte Vorausgleichung der terrestrischen und der GPS-Beobachtungen. Die getrennte Betrachtung erleichtert die Grobfehlersuche und liefert Näherungskordinaten für die Transformation.

Für die Transformation selbst gibt es mehrere Möglichkeiten. Eine häufig angewandte Methode ist der Übergang vom WGS 84-Ellipsoid auf das lokale Ellipsoid (z.B. Bessel). Dazu müssen die Parameter a und e^2 beider Ellipsoide bekannt sein. Die in der Regel in Projektionskoordinaten (z.B. Gauss-Krüger) vorhandenen identischen Punkte müssen in ellipsoidische Koordinaten umgerechnet werden, dann ist die Bestimmung der Transformationsparameter der 7-Parameter-Transformation möglich.

¹Deutsches Haupt-Dreiecksnetz

²World Geodetic System in der Realisierung von 1984

Die anderen Verfahren sind Abwandlungen hiervon. Allen gemein ist, dass je nach Verfahren Informationen über die Ellipsoide, die geographische Länge und Breite oder die zugrundeliegende Projektion vorliegen müssen. Dazu besteht die Berechnung immer aus mehreren Schritten, was mit entsprechendem Aufwand verbunden ist.

Der direkte Übergang von einem kartesischen Koordinatensystem in ein anderes, der ja nahe liegt, ist mit der normalerweise eingesetzten klassischen 7-Parameter-Transformation aufgrund der üblichen Vereinfachungen die Schätzung der Transformationsparameter nur CTI³ möglich. Zwischen den beiden Systemen sind also nur kleine Translationen, Rotationen und Maßstabsänderungen erlaubt, was eine Transformation vom geozentrischen in das topozentrische System unmöglich macht.

Um diese Beschränkungen zu umgehen, wurde für dieses Netz der „gewichtete Procrustes-Algorithmus“ eingesetzt, der eine direkte Transformation der GPS-Beobachtungen in das lokale System ermöglicht.

2.6 Deformationsanalyse

2.6.1 Vorepochen

Für das Testnetz existieren zwei Vorepochen.

In der Epoche 1994 wurden alle Punkte durch Streckenmessung und Feinnivellement bestimmt. Aus dieser Epoche stammen die bisher eingesetzten Koordinaten. Leider sind die zur Berechnung der Punktkoordinaten verwendeten ursprünglichen Messwerte nicht mehr vorhanden. Es ist also nicht möglich, diese Epoche für eine Deformationsanalyse zu verwenden.

In der Epoche 1999 wurde nur eine Streckenmessung durchgeführt. Die entsprechenden Messwerte liegen vor. Zur Berechnung der Punkte wurden zusätzlich die Höhenunterschiede aus der Epoche 1994 eingeführt. Veränderungen in der Höhe zwischen 1994 und 1999 sind damit nicht erfasst. Da dies jedoch die einzige Möglichkeit darstellt, eine Deformationsanalyse durchzuführen, wurde diese „gemischte“ Epoche als Vorepoche verwendet.

2.6.2 Deformationsmodelle

Für die Deformationsanalyse stehen mehrere Deformationsmodelle zur Verfügung. Sie unterscheiden sich darin, ob ein Zeitbezug und die wirkenden Kräfte modelliert werden. Eine Übersicht gibt Tabelle 2.2.

	keine Kräfte	Kräfte
kein Zeitbezug	Kongruenzmodell	statisches Modell
Zeitbezug	kinematisches Modell	dynamisches Modell

Tabelle 2.2: Deformationsmodelle

Ein Zeitbezug ist gegeben, wenn die Ergebnisse der Vorepochen in der Auswertung mit Zeitbezug berücksichtigt werden, dass System also ein zeitdiskretes Gedächtnis hat.

Sind die wesentlichen auf das System wirkenden Kräfte bekannt, und wurden diese im Rahmen der Messung mit erfasst, so können diese im Auswertungsmodell mit berücksichtigt werden.

³close to identity

Im vorliegenden Fall ist über die auf das System wirkenden Kräfte nichts bekannt, sie können also nicht modelliert werden. Bei nur zwei vorhandenen Epochen ist auch eine Modellierung des zeitlichen Verhaltens wenig sinnvoll. Die Deformationsanalyse findet also im Kongruenzmodell statt.

Sollten in Zukunft jedoch in geringerem Abstand neue Epochen gemessen werden, so ist eine Deformationsanalyse im kinematischen Modell sinnvoll. Diese ermittelt neben der Größe der Punktbewegungen auch deren Geschwindigkeit.

2.6.3 Deformationsanalyse im Kongruenzmodell

Wie im vorangegangenen Abschnitt bereits beschrieben, berücksichtigt das Kongruenzmodell weder das zeitliche Verhalten noch die wirkenden Kräfte. Für die Deformationsanalyse wird lediglich die Geometrie des Netzes in den unterschiedlichen Epochen miteinander verglichen. Das Vorgehen beim Zweiepochenvergleich ist nachfolgend dargestellt.

2.6.3.1 Berechnung der Deformationsgrößen

Benötigt werden die beiden Vektoren \hat{x}_1 und \hat{x}_2 der Koordinaten der Punkte in beiden Epochen sowie deren Kofaktormatrizen Q_{xx_1} und Q_{xx_2} .

Der Deformationsvektor ist dann $d = \hat{x}_2 - \hat{x}_1$. Bei der Erzeugung der Kofaktormatrix des Deformationsvektors ist zu beachten, dass die beiden Epochen unterschiedliche s_0 haben. Es müssen also zuerst die beiden Kovarianzmatrizen $\Sigma_{xx_1} = s_{01}^2 \cdot Q_{xx_1}$ und $\Sigma_{xx_2} = s_{02}^2 \cdot Q_{xx_2}$ berechnet werden. Daraus erhält man dann

$$\Sigma_{dd} = \Sigma_{xx_1} + \Sigma_{xx_2}, \quad (2.10)$$

die Kovarianzmatrix des Deformationsvektors.

Das s_0^2 für den Deformationsvektor erhält man aus

$$\frac{s_{01}^2 \cdot f_1 + s_{02}^2 \cdot f_2}{f}, \quad (2.11)$$

wobei $f = f_1 + f_2$ die Anzahl der Freiheitsgrade des Deformationsvektors ist. Die Kofaktormatrix der Deformationen ist dann

$$Q_{dd} = \left(\frac{1}{s_0^2}\right) \cdot \Sigma_{dd}. \quad (2.12)$$

2.6.3.2 Globaler Kongruenztest

Mit dem globalen Kongruenztest wird ermittelt, ob zwischen den beiden Epochen überhaupt signifikante Deformationen vorliegen.

$$h = \text{rang}(Q_{dd}) \quad (2.13)$$

$$R = d^T \cdot Q_{dd}^- \cdot d \quad (2.14)$$

$$F = \frac{R}{s_0^2 \cdot h} \quad (2.15)$$

Q_{dd}^- ist die generalisierte Inverse, da die Matrix Q_{dd} einen Rangdefekt aufweisen kann. Ist Q_{dd} regulär, kann die normale Inverse Q_{dd}^{-1} verwendet werden.

Die Testgröße F wird verglichen mit dem Quantil $F_{h,f,1-\alpha}$ der F-Verteilung, wobei α in der Regel mit 95% angesetzt wird.

2.6.3.3 Multipler t-Test

Beim multiplen t-Test wird jede einzelne Koordinate auf Deformationen getestet.

$$t_i = \frac{d_i}{\sqrt{s_0^2 \cdot Q_{dd_{ii}}}}, \quad (2.16)$$

dabei ist d_i das i -te Element des Deformationsvektors, $Q_{dd_{ii}}$ das Diagonalelement der Kofaktormatrix an der Stelle i .

Das kritische Quantil ist $t_{f,1-\bar{\alpha}}$, wobei $\bar{\alpha} \approx \frac{\alpha}{u}$. Dabei ist u die Anzahl der Koordinaten.

2.6.3.4 Multipler F-Test

Für den F-Test lassen sich Gruppen von Koordinaten zusammenfassen, um Punkte oder Punktgruppen auf Deformationen zu testen.

Für jeden Punkt wird der Vektor d_k seiner Koordinaten und die zugehörige Submatrix der Kofaktormatrix Q_{dd_k} gebildet. Dann ist die Testgröße

$$F_k = \frac{d_k^T \cdot Q_{dd_k}^- \cdot d_k}{p \cdot s_0^2}, \quad (2.17)$$

wobei p die Dimension des Netzes ist. Das kritische Quantil ist $F_{p,f,1-\bar{\alpha}}$ mit $\bar{\alpha} \approx \frac{\alpha}{p \cdot u}$.

2.6.4 Bedeutung der Datumsfestlegung

Für eine Deformationsanalyse ist es absolut notwendig, dass die Datumsfestlegung zwischen den Epochen unverändert bleibt. Es müssen nicht nur in beiden Epochen die gleichen Punkte als Datumspunkte ausgewählt werden, sondern es dürfen auch nur unbewegte Punkte für die Datumsfestlegung herangezogen werden.

Deshalb wird eine zweistufige Deformationsanalyse durchgeführt. Im ersten Schritt wird die neue Epoche mit Gesamtspurminimierung ausgeglichen und die Deformationsanalyse durchgeführt. Im zweiten Schritt werden alle Punkte, die als nicht bewegt detektiert wurden, werden dann für eine Neuausgleichung mit Teilspurminimierung als Datumspunkte herangezogen. Anschließend wird erneut eine Deformationsanalyse durchgeführt. Der zweite Schritt wird so lange wiederholt, bis sich nicht mehr ändert, welche Punkte als bewegt detektiert werden.

Von Bedeutung ist aber nicht nur, dass in beiden Epochen die gleichen Punkte als Datumspunkte herangezogen werden. Es muss auch in beiden Epochen der gleiche Datumsdefekt d vorliegen. Im diesem Fall beträgt der Datumsdefekt der Vorepoche $d = 4$, der der aktuellen Epoche $d = 3$ (durch die Integration von GPS-Basislinien wird der Datumsdefekt *Rotation um die z-Achse* eliminiert). Um eine Deformationsanalyse zu ermöglichen, muss also der Datumsdefekt der aktuellen Epoche auf $d = 4$ erhöht werden.

Hierfür wird in der Regel die *defekterhöhende S-Transformation* verwendet. Entsprechende Versuche damit führten jedoch nicht zum Erfolg.

Für die defekterhöhende S-Transformation wird die Matrix der Helmertbedingungen G für den maximalen Datumsdefekt $d = 7$ benötigt. Besetzt man G wie in der Literatur beschrieben, ist jedoch die Forderung $G^T \cdot G = I$ nicht erfüllt. Bei Berechnung mit einer derart konstruierten G -Matrix ergeben sich keine sinnvollen Ergebnisse.

Für die Erhöhung des Datumsdefekts musste also eine andere Methode herangezogen werden. Es wurde die Orientierung um die z-Achse in der Ausgleichung mitgeschätzt, so dass sich der gleiche Datumsdefekt wie in der Vorepoche ergibt. Das entsprechende Vorgehen wird in [NIEMEIER] beschrieben. Positiver Nebeneffekt ist eine leichte Steigerung der Genauigkeit. Dieses Vorgehen erscheint auch deshalb sinnvoll, weil die GPS-Basislinien ja in das lokale System transformiert wurden und, bedingt durch die Messgenauigkeit der GPS-Punkte und der identischen Punkte sowie die zwangsläufig resultierenden Fehler bei der Transformation, die Orientierung nur mit einer geringen Genauigkeit bestimmt wurde.

2.7 Verwendetes Programmsystem

Als Netzausgleichungsprogramm kam das Programm *NAP123*⁴ des Autors zum Einsatz. Es handelt sich dabei um ein in C++ geschriebenes Kommandozeilenprogramm. *NAP123* beherrscht die üblichen Beobachtungstypen und Datumsfestlegungen. Die oben beschriebenen Parameter für Genauigkeit und Zuverlässigkeit werden von *NAP123* berechnet und ausgegeben. Die Varianzkomponentenschätzung ist für eine unbegrenzte Anzahl von Beobachtungsgruppen möglich, so kann z.B. bei Verwendung von mehreren EDMs⁵ für jeden getrennt die Varianzkomponenten geschätzt und auch die Additionskonstante bestimmt werden.

Die Transformation von GPS-Basislinien zur Integration in die Ausgleichung erfolgt wie oben beschrieben durch das Programm *NAPGPS*. Das Programm *DANA* wurde für die Deformationsanalyse im Kongruenzmodell verwendet. Es berechnet die Testgrößen für den globalen Kongruenztest, den multiplen t-Test und den multiplen F-Test.

⁴Netzausgleichungsprogramm für 1-, 2- und 3-dimensionale Netze

⁵elektrooptischer Distanzmesser

Kapitel 3

Verwendete Messinstrumente

In diesem Kapitel werden die verschiedenen verwendeten Messinstrumente mit ihren charakteristischen Eigenschaften vorgestellt. Ausführlich wird auf die Frequenzkalibrierung (3.5) eingegangen, die für genaue Streckenmessungen unerlässlich ist.

3.1 Leica TCA 2003



Abbildung 3.1: Leica TCA 2003

Hauptsächlich eingesetztes Messinstrument war das Tachymeter Leica TCA 2003 (siehe Abbildung 3.1). Hierbei handelt es sich um ein elektronisches Tachymeter höchster Genauigkeit. Die Werksangabe für die Genauigkeit der Richtungsmessung liegt bei 0,15 mgon. Die Genauigkeit des EDM-Teils ist mit 1 mm + 1 ppm angegeben. Als Messprinzip wird die Phasenmessung verwendet. Die Messfrequenz (Frequenz des Feinmaßstabs) beträgt 50 MHz. Die Registrierung der Messwerte erfolgt auf einer PCMCIA-Speicherkarte.

3.2 Leica T 2000 S

Für die Richtungsmessung sowie die gegenseitig-gleichzeitige Zenitdistanzmessung kam auch



Abbildung 3.2: Leica T 2000 S

der elektronische Theodolit Leica T 2000 S (siehe Abbildung 3.2) zum Einsatz. Dieser Theodolit höchster Genauigkeit erreicht durch die dynamische Teilkreisablesung eine Richtungsmessgenauigkeit von 0,15 mgon. Eine interne Registrierung ist nicht möglich. Es muss entweder ein externer Feldrechner angeschlossen werden, oder die Werte müssen von Hand in ein Feldbuch eingetragen werden.

Am dem Tragegriff ist ein Schaubzapfen montiert, auf den sich z.B. ein Zielrohr aufschrauben lässt (siehe Abbildung 4.4).

3.3 Leica DNA 03



Abbildung 3.3: Leica DNA 03

Für das Feinnivellement kam das Digitalnivellier Leica DNA 03 (Abbildung 3.3) zum Einsatz. Die Werksangabe für die Genauigkeit liegt bei einer Standardabweichung von 0,3 mm pro Kilometer Doppelnivellement. Das Digitalnivellier registriert alle Messungen intern.

Für die Nivellierüberprüfung stehen das Verfahren „aus der Mitte“ und das Verfahren nach Förstner zur Verfügung. Der bei der Überprüfung ermittelte Kompensationsrestfehler wird automatisch an allen Messungen als Korrektur angebracht. Die leistungsfähige Software bietet eine Reihe von Funktionen, um Fehler bereits im Feld zu erkennen. Sie warnt z.B. bei stark ungleichen Zielweiten und wenn die Ablesung zwischen erster und zweiter Messung (beim Messverfahren „Rück-Vor-Vor-Rück“) eine voreingestellte Grenze überschreitet.

3.4 Leica SR 530



Abbildung 3.4: Leica SR 530 mit Antenne AT 502

Für die GPS-Messung kamen GPS-Empfänger vom Typ Leica SR 530 (Abbildung 3.4) zum Einsatz. Dabei handelt es sich um einen geodätischen Zweifrequenz-Empfänger mit Echtzeitfähigkeit. Der Empfänger führt Trägerphasenmessungen auf beiden Frequenzen durch. Die Basislinienengenauigkeit bei statischer Messung ist mit $5 \text{ mm} + 0,5 \text{ ppm}$ angegeben. Die Registrierung der Messwerte erfolgt auf einer PCMCIA-Speicherkarte. Es wurde der Antentyp Leica AT 502 verwendet.

3.5 Frequenzkalibrierung

3.5.1 Zweck

Bei der freien Netzausgleichung liegen prinzipiell Datumsdefekte vor (siehe 2.4.2). Die Streckenmessung eliminiert den Datumsdefekt „Maßstab“, denn durch sie wird der Maßstab festgelegt. Das bedeutet jedoch auch, dass ein Maßstabsfehler in der Streckenmessung zur Verzerrung des ganzen Netzes führt.

Wie in [JOECKEL,STOBER] erläutert, führt eine Abweichung der Messfrequenz von der Sollfrequenz zu einem Fehler in der Streckenmessung von

$$\Delta D = -D \cdot \frac{\Delta f}{f} \quad (3.1)$$

wobei D die gemessene Strecke, Δf der Frequenzfehler und f die Messfrequenz ist. Ein Frequenzfehler wirkt sich also als Maßstabsfehler der Größenordnung $\frac{\Delta f}{f}$ aus. Um diesen Fehler

rechnerisch korrigieren zu können, muss eine Frequenzkalibrierung des elektrooptischen Entfernungsmessers durchgeführt werden, die als Ergebnis den Frequenzfehler liefert.

Die übrigen Fehlereinflüsse bei der elektrooptischen Entfernungsmessung mit dem Phasenmessverfahren (zyklischer Phasenfehler, Phasenheterogenitäten, entfernungsabhängiger Nullpunktfehler) haben bei modernen Geräten dieser Genauigkeitsklasse praktisch keinen Einfluss mehr. Die Additionskonstante wurde nicht vorab bestimmt, sondern im Rahmen der Ausgleichung ermittelt (siehe 6.8).

3.5.2 Vorgehen

Der in Abbildung 3.5 dargestellte Messaufbau zur Frequenzkalibrierung besteht aus einer Photodiode, einem Oszilloskop, einem GPS-Empfänger, einem Messrechner mit geeigneten Datenerfassungskarten und dem zu kalibrierenden Tachymeter.

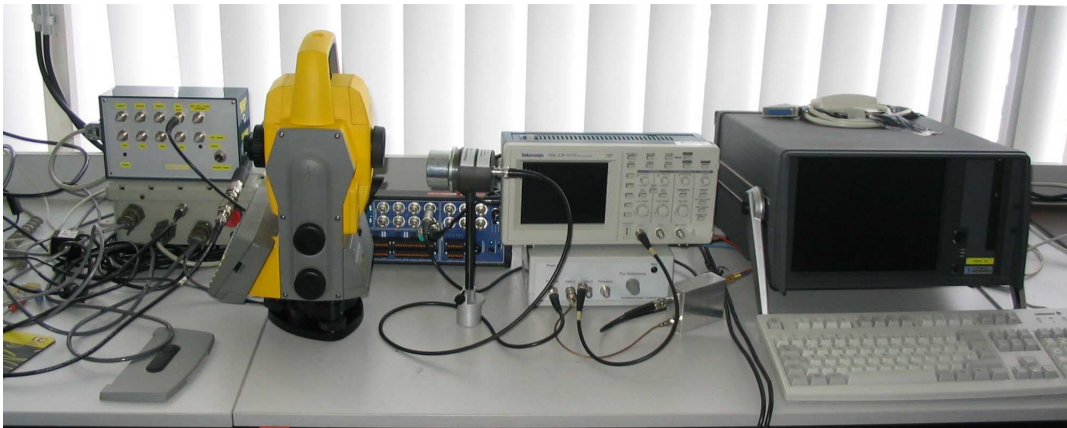


Abbildung 3.5: Messaufbau zur Frequenzkalibrierung

Das Tachymeter wird in den Test-Modus (Maximumpeilung) geschaltet, in dem es ein Dauersignal liefert. Mit Hilfe des Oszilloskops wird das Tachymeter gegenüber der Photodiode optimal ausgerichtet.

Die Photodiode ist an den Messrechner angeschlossen, welcher die Nulldurchgänge, also die Anzahl der Phasenzyklen zählt. Über das PPS-Signal des GPS-Empfängers wird der Messrechner mit einer sehr genauen Zeitbasis (etwa 10^{-7} , also etwa 100 ns) versorgt. Mit einer entsprechend langen Integrationszeit (in diesem Fall 10 Sekunden) lässt sich so die Frequenz des Tachymeters (wenn diese bei etwa 50 MHz liegt) auf wenige Hertz genau bestimmen.

Um den Frequenzfehler bestimmen zu können, benötigt man aber nicht nur die tatsächliche Messfrequenz f , sondern auch die Sollfrequenz f_0 , mit der das Tachymeter aus der Phasenmessung die gemessene Strecke berechnet. Diese ist nicht konstant (beträgt also nicht unbedingt 50 MHz!). Die Messfrequenz ist nämlich unter anderem abhängig von der Temperatur des Geräts. Um diesen Temperaturfehler möglichst klein zu halten, bestimmen die Geräte die interne Temperatur und ermitteln daraus eine geräteinterne Frequenzkorrektur ([JOECKEL,STOBER]), wozu in der Regel ein Polynom verwendet wird. Die Polynomkoeffizienten werden durch den Hersteller bestimmt. Durch Alterungsprozesse verändern sich die Eigenschaften der frequenzerzeugenden Quarze. Dies führt zu Abweichungen zwischen dem Polynom zur Frequenzkorrektur und der tatsächlichen Temperatur-Frequenz-Funktion, was die hier beschriebene Frequenzkalibrierung erforderlich macht.

Im Fall des Leica TCA 2003 lässt sich, wie in Abbildung 3.6 gezeigt, die Sollfrequenz (interne Rechenfrequenz) anzeigen. Durch Messung einer längeren Zeitreihe lässt sich ermitteln, wie gut die geräteinterne Frequenzkorrektur funktioniert, und wie gut diese Temperaturschwankungen (das Gerät erwärmt sich bei längerem Betrieb) ausgleichen kann.

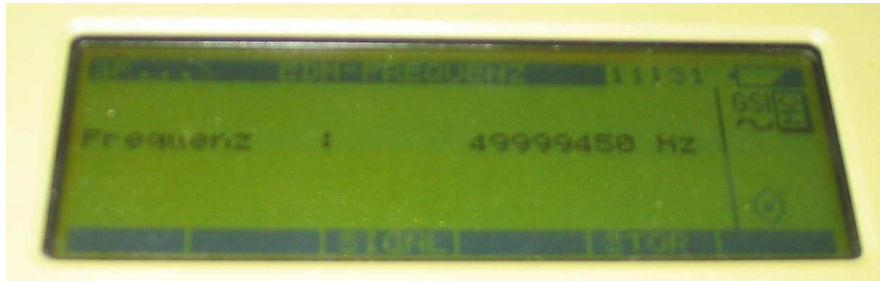


Abbildung 3.6: Frequenzanzeige beim Leica TCA 2003

3.5.3 Ergebnisse

Die im Rahmen der Frequenzkalibrierung des Tachymeters ermittelte Zeitreihe (Messdauer: 50 Sekunden) ist in Tabelle 3.1 dargestellt. Die Differenz zwischen Soll- und Istfrequenz liegt konstant bei etwa 54 Hz. Gemäß Gleichung (3.1) ergibt sich ein Maßstabsfehler von $\frac{54}{50000000} \approx 1\text{ppm}$. Mit dem ermittelten Frequenzfehler kann die Frequenzkorrektur wie in 5.1.1 beschrieben angebracht werden.

gemessene Frequenz [Hz]	angezeigte Frequenz [Hz]	Differenz [Hz]
49999917	49999966	49
49999906	49999960	54
49999905	49999959	54
49999902	49999956	54
49999900	49999955	55

Tabelle 3.1: Zeitreihe der Frequenzkalibrierung, Leica TCA 2003

Eine probeweise durchgeführte Frequenzkalibrierung des in den Vorepochen verwendeten EDMs Leica Di 2002 lieferte überraschende Ergebnisse. Innerhalb weniger Minuten driftete die tatsächliche Frequenz um über 100 Hertz. Dabei war auch kein Verlangsamen der Drift festzustellen. Die angezeigte Frequenz (also die Rechenfrequenz) veränderte sich im gleichen Zeitraum nur um 10 Hertz, so dass die Differenz zwischen Soll- und Istfrequenz nach einigen Minuten Betrieb 250 Hertz betrug, was einem Maßstabsfehler von 5 ppm entspricht.

Dieses Kalibrierungsergebnis lässt eine Verwendung dieses speziellen Geräts für eine hochgenaue Streckenmessung als nicht sinnvoll erscheinen.

Kapitel 4

Planung und Durchführung der Messung

In diesem Kapitel wird die Planung der Messung und ihre Durchführung beschrieben. Es wird auf die problematischen Sichtverhältnisse im Testnetz eingegangen (4.1). Den Hauptteil bildet die Vorstellung aller Beobachtungsarten. Neben dem Grund für ihren Einsatz wird das konkrete Vorgehen im Feld beschrieben.

4.1 Sichtverbindungen im Testnetz

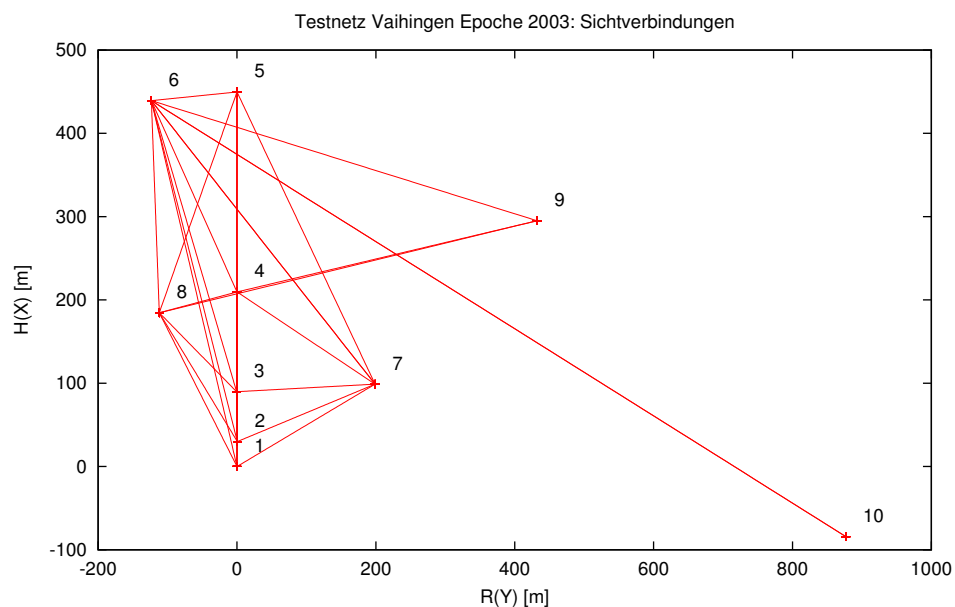


Abbildung 4.1: Sichtverbindungen im Testnetz

Die Überprüfung der Sichtverbindungen zwischen den Pfeilern ergab die in Abbildung 4.1 dargestellte Situation. Die Punkte 1 bis 8 sind sehr gut miteinander vernetzt. Vom Punkt 9 aus sind

nur die Punkte 4, 6 und 8 sichtbar, dazu liegen die Punkte 4 und 8 fast exakt auf einer Linie. Der Punkt 10 ist nur vom Punkt 6 aus sichtbar. Die in den Vorepochen bestehende Sichtverbindung zwischen Punkt 9 und 10 existiert nicht mehr.

4.2 Beobachtungsplanung mit NAP123

Die Kofaktormatrix der Parameter berechnet sich zu

$$Q_{xx} = (A^T \cdot P \cdot A). \quad (4.1)$$

Die resultierenden Genauigkeiten sind also nur abhängig von den Matrizen A und P . A enthält die Information über die Geometrie des Netzes und die Näherungspunkte. P wird bestimmt durch die Genauigkeiten der in die Ausgleichung eingehenden Beobachtungen. Die Beobachtungen selbst werden nicht benötigt - es ist also möglich, ohne Kenntnis der numerischen Werte der Beobachtungen, die Genauigkeit der Parameter zu berechnen. Voraussetzung für eine realistische Schätzung sind jedoch ausreichend genaue Näherungskordinaten und korrekte Genauigkeiten für die Beobachtungen.

Um abschätzen zu können, ob eine GPS-Messung die Genauigkeit steigert, wurde eine Planung ohne und eine mit GPS-Basislinien berechnet. Als terrestrische Beobachtungen wurden Strecken (Genauigkeit 1 mm + 1 ppm), Richtungen (Genauigkeit 0,3 mgon) und Höhenunterschiede (Genauigkeit 5 mm) entsprechend den Sichtverbindungen im Testnetz eingeführt. Für die Basislinien zwischen den Punkten 1, 4, 5, 6 und 10 wurden Genauigkeiten von 3 mm in den Lagekomponenten und 1 cm in der Höhenkomponente angesetzt.

Die Berechnung ergab eine minimale Steigerung in der Genauigkeit in den Punkten 1 bis 9. Nur der Punkt 10 profitierte signifikant (Y-Komponente 0,9 mm, Höhenkomponente 1,4 mm) von der GPS-Messung. Diese Genauigkeitssteigerung ließ eine Integration von GPS-Messungen als sinnvoll erscheinen.

4.3 Streckenmessung

4.3.1 Zweck

In den Vorepochen wurde das Testnetz in der Lage ausschließlich durch Streckenmessungen bestimmt. Bei den Entfernungen im Testnetz (zwischen 30 und 1000 Metern) bietet die Streckenmessung die optimale Genauigkeit angesichts der schon in den Vorepochen festgestellten Entfernungsmessgenauigkeiten von 0,2 mm + 0,2 ppm. Es war also naheliegend, auch bei der Epoche 2003 die Streckenmessung als hauptsächliches Messverfahren einzusetzen.

4.3.2 Durchführung

Zum Einsatz kam das in 3.1 beschriebene Tachymeter Leica TCA 2003. Als Reflektoren wurden die in Abbildung 4.2 dargestellten Leica-Reflektoren verwendet. Diese sind für ihre hohe Fertigungsgenauigkeit bekannt, eine Bestimmung der Additionskonstante für jeden Reflektor wurde als nicht notwendig erachtet. Die Ergebnisse der Additionskonstantenschätzung (siehe 6.8) bestätigen dies.

Jede Strecke wurde drei mal unter Maximumpeilung gemessen. Die Maximumpeilung ergab, dass die EDM-Diode sehr exakt justiert ist. Bei maximaler Signalstärke war der Reflektor stets mittig angezielt. Die Messwerte wurden von Hand mit Uhrzeit in ein Feldbuch eingetragen.



Abbildung 4.2: Leica-Reflektor mit aufgestecker Zieltafel

Um die gewünschte Genauigkeit zu erreichen, müssen die Messwerte um die atmosphärischen Einflüsse korrigiert werden. Das exakte Vorgehen ist in 5.1.2 beschrieben. Erforderlich sind dafür Temperatur und Luftdruck. Diese wurden auf zwei Arten bestimmt. Am Standpunkt wurde mit einem Barometer der Luftdruck und mit einem Digitalthermometer die Temperatur erfasst und ebenfalls ins Feldbuch eingetragen.

4.4 Richtungsmessung

4.4.1 Zweck

Aufgrund der relativ großen Entfernungen und der hohen Streckenmessgenauigkeit war zu erwarten, dass die Richtungsmessung keinen großen Einfluss auf die Genauigkeit des Netzes hat. Um diesen Einfluss beziffern zu können, und um einen Einfluss auf die Zuverlässigkeit zu ermitteln, wurden jedoch trotzdem Richtungsbeobachtungen auf einem Teil der Punkte des Netzes durchgeführt. Auch sind diese die einzige Möglichkeit, bei Verwendung von terrestrischen Messverfahren den Punkt 10 koordinatenmäßig zu bestimmen.

4.4.2 Durchführung

Für die Richtungsmessung wurden die in 3.1 und 3.2 beschriebenen Geräte Leica TCA 2003 und Leica T 2000 S verwendet. Auf den Punkten 1, 2, 4, 5, 6, 7 und 8 wurden jeweils drei Vollsätze zu allen sichtbaren Zielen gemessen. Beim Leica TCA 2003 wurden die Messwerte intern registriert, beim Leica T 2000 S von Hand in ein Feldbuch eingetragen. Als Ziele kamen die in Abbildung 4.3 abgebildeten Zieltafeln und Zielrohre zum Einsatz.

4.5 Zenitdistanzmessung

4.5.1 Zweck

Die Zenitdistanzmessung erfüllt zwei Aufgaben.

In den Vorepochen waren für das ganze Netz Nivellement-Beobachtungen vorhanden. Mit den bekannten Höhen aller Punkte konnte dann die Neigungsreduktion der Schrägstrecken berechnet werden, um die Horizontalstrecken zu erhalten. In der Epoche 2003 war jedoch ein Nivel-



Abbildung 4.3: Zieltafel und Zielrohr

lement des kompletten Netzes nicht geplant. Zur Berechnung von Horizontalstrecken mussten also die Zenitdistanzen herangezogen werden.

Zusätzlich ermöglichte die Zenitdistanzmessung auch die Bestimmung der Höhenunterschiede. Neben der einfachen einseitigen Messung war zusätzlich noch eine gegenseitig-gleichzeitige Zenitdistanzmessung vorgesehen, da hier die Refraktion als wesentlicher Fehler bei der Zenitdistanzmessung eliminiert wird, und so mit besseren Genauigkeiten zu rechnen war.

4.5.2 Durchführung der einseitigen Zenitdistanzmessung

Unmittelbar nach der Streckenmessung auf jedem Standpunkt wurden die Zenitdistanzen zu allen Zielpunkten gemessen. Es wurde jeweils nur ein Vollsatz beobachtet. Als Ziel kamen die in Abbildung 4.2 dargestellten Zieltafeln zum Einsatz. Durch diese ergibt sich eine einheitliche Zielhöhe für Strecken- und Zenitdistanzmessung, was einen Umrechnungsschritt erspart und so die Neigungsreduktion erleichtert (siehe 5.1.3). Die Messwerte wurden von Hand in ein Feldbuch eingetragen.

4.5.3 Durchführung der gegenseitig-gleichzeitigen Zenitdistanzmessung

Für die gegenseitig-gleichzeitige Zenitdistanzmessung wurden zwei der in Abbildung 4.4 dargestellten Leica T 2000 S mit aufgeschraubtem Zielrohr verwendet. Durch Verwendung der Zielrohre liegt der Zielpunkt auf der Stehachse, was das Umzentrieren der Beobachtungen in 5.3.2 wesentlich vereinfacht. Pro Standpunkt wurden zwei Vollsätze beobachtet, und die Messungen von Hand in ein Feldbuch eingetragen. Die Gleichzeitigkeit der Messungen wurde durch die Kommunikation über Funk sichergestellt.

Im Gegensatz zu den vorherigen Beobachtungen wurden hier nicht alle möglichen Sichtverbindungen ausgenutzt. Es wurden nur so viele Messungen gemacht, dass die Punkte 1 bis 9 untereinander eindeutig bestimmt waren. Auf eine Messung zwischen den Punkten 6 und 10 wurde verzichtet, da bei einer Entfernung von über einem Kilometer keine den Aufwand lohnende Genauigkeit zu erwarten war.



Abbildung 4.4: Leica T 2000 S mit aufgeschraubtem Zielrohr

4.6 Feinnivellement

4.6.1 Zweck

Das Feinnivellement ist das genaueste Verfahren zur Bestimmung von Höhenunterschieden. Sein Nachteil ist der relativ große Zeit- und Personalaufwand, weshalb eine Feinnivellement über das ganze Netz nicht in Frage kam. Zusätzlich sind einige der Punkte nur über Wiesen zugänglich, was für ein Feinnivellement sehr problematisch ist (Einsacken von Instrument und Latten). Aus diesen Gründen war ja die gegenseitig-gleichzeitige Zenitdistanzmessung (4.5.3) für die Bereitstellung von genauen Höhenunterschieden vorgesehen.

Die Berechnung der Höhenunterschiede aus der gegenseitig-gleichzeitigen Zenitdistanzmessung, die in 5.3.2 beschrieben wird, besteht aus mehreren Schritten. Um Fehler bei dieser mehrstufigen Berechnung aufdecken zu können, sollte zusätzlich noch ein Teil des Netzes durch ein Feinnivellement vermessen werden. Als positiver Nebeneffekt sollte sich für die ins Nivellement eingebundenen Punkte auch eine gesteigerte Höhengenaugigkeit ergeben.

Als zu nivellierender Ausschnitt des Netzes wurden die Punkte 1 bis 6 ausgewählt. Diese bilden nicht nur die „Hauptachse“ des Netzes, sondern liegen auch entlang eines asphaltierten Gehwegs, so dass hier die optimalen Voraussetzungen für ein Feinnivellement gegeben waren.

4.6.2 Durchführung

Mit dem in 3.3 beschriebenen Digitalnivellier Leica DNA 03 wurden nach der Nivellierüberprüfung nach Förstner zwei Schleifen, vom Punkt 4 zum Punkt 5 und zurück, sowie vom Punkt 4 über die Punkte 3 und 2 zu Punkt 1 und zurück, nivelliert. Es wurde die Beobachtungsreihenfolge „Rück-Vor-Vor-Rück“ und das Verfahren der „roten Hose“ angewendet. Zusammen mit der Wahl gleicher Zielweiten im Hin- und Rückblick wurden so systematische Fehler weitgehend ausgeschlossen.

Mittels dieses Liniennivellements wurden die Höhenunterschiede zwischen den Höhenbolzen (siehe Abbildung 5.3 für eine Darstellung der Höhenbezugspunkte an einem Pfeiler) der Pfeiler bestimmt. Da jedoch die Höhenunterschiede zwischen den Pfeilerplatten gesucht waren, wurden zusätzlich noch die Höhenunterschiede zwischen den Höhenbolzen und den Schraubzapfen

bestimmt. Der Höhenunterschied zwischen der Oberkante des Schraubzapfens und der Pfeilerplatte wurde mit einer Schieblehre mit einer Auflösung von 0,1 mm gemessen.

4.7 GPS

4.7.1 Zweck

Die in 4.1 beschriebenen schwierigen Sichtverhältnisse im Testnetz (Punkt 10 nur polar angehängt) ließen eine GPS-Messung sinnvoll erscheinen. Neben der erwarteten Genauigkeitssteigerung im Punkt 10 waren noch weitere positive Effekte zu erwarten. GPS-Basislinien beseitigen den Datumsdefekt Rotation um die z-Achse, und stabilisieren das Netz in der Höhe.

Als weiterer Punkt für die GPS-Messung wurde Punkt 4 ausgewählt, der quasi als Mittelpunkt des Netzes fungiert. Um einen direkten Vergleich zur mit dem EDM gemessenen Strecke durchführen zu können, wurde auch der Punkt 6 ausgewählt. Für das Erreichen der Höhenstabilisierung wurde zusätzlich noch die Punkte 1 und 5 als GPS-Punkte ausgesucht. Eine GPS-Messung auf Punkt 9 wäre zwar wünschenswert gewesen, war aufgrund starker Abschattungen (der Pfeiler befindet sich in einer Hecke) jedoch nicht möglich.

4.7.2 Durchführung

Es wurden vier GPS-Sessions mit einer Beobachtungsdauer von jeweils zwischen 30 Minuten und einer Stunde durchgeführt. Der Punkt 10 war in allen Sessions permanent besetzt. Die vier übrigen Punkte wurden mit jedem der übrigen drei GPS-Empfänger je einmal besetzt, wurden also in je drei Sessions bestimmt. Die Antennenhöhen wurden vor der Messung bestimmt und direkt in die Empfänger eingegeben.

Kapitel 5

Vorverarbeitung der Beobachtungen

Wie die aus der Messung gewonnenen Beobachtungen für die Nutzung in der Netzausgleichung aufbereitet werden, wird in diesem Kapitel beschrieben. Der Schwerpunkt liegt dabei auf den Korrekturen und Reduktionen für die Streckenmessung (5.1) und der Berechnung von Höhenunterschieden aus der Zenitdistanzmessung (5.3). Die Ergebnisse der Vorverarbeitung sind im Anhang ab S.56 tabellarisch zusammengefasst.

5.1 Streckenmessung

5.1.1 Frequenzkorrektur

Wie in 3.5 beschrieben, wurde eine Frequenzkalibrierung des verwendeten Elektrooptischen Distanzmessers durchgeführt. Die ermittelte Differenz zwischen Soll- und Ist-Frequenz, die sich als Maßstabsfehler auswirkt, ist als Korrektur an die Messungen anzubringen. Die Frequenzkorrektur berechnet sich laut [JOECKEL,STOBER] folgendermaßen:

$$K_f = D_a \cdot \frac{f_0 - f}{f} \quad (5.1)$$

Dabei ist D_a die abgelesene Strecke, f_0 die Sollfrequenz und f die tatsächliche Frequenz. Die frequenzkorrigierte Strecke ergibt sich zu

$$D_f = D_a + K_f \quad (5.2)$$

5.1.2 1. Geschwindigkeitskorrektur

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit von elektromagnetischen Wellen, und damit die gemessene Strecke, ist von den Bedingungen in der Atmosphäre abhängig. Bei den elektrooptischen Entfernungsmessern, die eine Trägerwelle im Infrarot-Bereich verwenden, wirken sich besonders Temperatur und Luftdruck auf die Streckenmessung aus. Die Einflüsse liegen bei 1 ppm pro Kelvin Temperaturunterschied und 0,3 ppm pro Millibar Druckunterschied, jeweils zwischen tatsächlichem und zur Berechnung der Strecke verwendetem Wert. Die 1. Geschwindigkeitskorrektur berechnet sich laut [JOECKEL,STOBER] folgendermaßen:

$$K_n = D_a \cdot (n_0 - n) \quad (5.3)$$

Dabei ist D_a die abgelesene Strecke, n_0 der Brechungsindex bezüglich der Normalatmosphäre und n der tatsächliche Brechungsindex. Die um den atmosphärischen Einfluss korrigierte Strecke ergibt sich zu

Kenngröße	Wert
Temperatur der Normalatmosphäre t_0	12° C
Luftdruck der Normalatmosphäre p_0	1013,25 mbar
Wellenlänge der Trägerwelle λ_T	0,85 μm

Tabelle 5.1: Bezugsdaten des EDM-Teils des Leica-Tachymeters TCA 2003

$$D = D_a + K_n \quad (5.4)$$

Der Brechungsindex berechnet sich aus (Formel von BARREL und SEARS in der vereinfachten Form von KOHLRAUSCH):

$$n = 1 + 98,7 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{n_{Gr} - 1}{1 + \alpha \cdot t} \cdot p \quad (5.5)$$

Dabei ist α der Ausdehnungskoeffizient der Luft (mit $\alpha = 0,003661$), t die Temperatur in Grad Celsius, p der Luftdruck in Millibar und n_{Gr} der Gruppenbrechungsindex. Dieser berechnet sich nach BARREL und SEARS zu

$$n_{Gr} = 1 + (287,604 + 3 \cdot \frac{1,6288}{\lambda_T^2} + 5 \cdot \frac{0,0136}{\lambda_T^4}) \cdot p \quad (5.6)$$

Dabei ist λ_T die Wellenlänge der Trägerwelle. Die notwendigen Bezugsdaten des verwendeten EDMs sind in Tabelle 5.1 zusammengestellt.

5.1.3 Neigungs- und Höhenreduktion

Bei Neigungs- und Höhenreduktion handelt es sich um geometrische Reduktionen. Die Neigungsreduktion dient der Berechnung der Horizontalstrecke aus der Schrägstrecke. Die Höhenreduktion dient der Umrechnung der Horizontalstrecke in den Bezugshorizont. Die Neigungs- und Höhenreduktion berechnet sich laut [JOECKEL,STOBER] folgendermaßen:

$$S = R \cdot \arctan \left(\frac{D \cdot \sin z}{(R + H_1) + D \cdot \cos z} \right) \quad (5.7)$$

Dabei ist R der Erdradius ($R = 6381\text{km}$), D die korrigierte Schrägdistanz, H_1 die Höhe des Standpunkts, z die Zenitdistanz und S die gesuchte Horizontalstrecke. An die Zenitdistanz wird dabei eine Refraktionsverbesserung angebracht:

$$z = z' + \frac{\delta}{2} \quad (5.8)$$

Dabei ist z' die gemessene Zenitdistanz, und $\frac{\delta}{2} = \frac{D}{2R} \cdot k_L \cdot \rho$, mit dem Refraktionskoeffizienten $k_L = 0,13$ und $\rho = \frac{200}{\pi}$.

Für die so erhaltenen Schrägstrecken wurde noch das Mittel aus Hin- und Rückweg gebildet.

5.1.4 Gauss-Krüger Abbildungsreduktion und Höhenreduktion

Für die Berechnung der Koordinaten im Landessystem (Gauss-Krüger-Koordinaten) muss noch die Abbildungsreduktion durchgeführt werden. Zusätzlich ist eine Reduktion auf den Bezugshorizont des Landessystems notwendig. Dafür wird folgende zusammengesetzte Gleichung [GRUBER] verwendet:

$$\Delta S_{GK} = S \cdot \left(-\frac{H_m}{R} + \frac{Y_m^2}{2R^2} \right)$$

Es ist H_m die mittlere Geländehöhe und Y_m der mittlere Abstand vom Bezugsmeridian.

5.2 Richtungsmessung

Es wurde für jeden Standpunkt die satzweise Richtungsmessung ausgewertet und die Standardabweichung des Mittels berechnet (siehe z.B. [KAHMEN]). Die resultierenden Standardabweichungen sind in Tabelle 5.2 zusammengefasst.

Standpunkt	Standardabweichung des Mittels
Punkt 1	0,27 mgon
Punkt 2	0,41 mgon
Punkt 4	0,14 mgon
Punkt 5	0,47 mgon
Punkt 6	0,29 mgon
Punkt 7	0,30 mgon
Punkt 8	0,11 mgon

Tabelle 5.2: Standardabweichungen der Richtungsmessung

5.3 Zenitdistanzmessung

Auf die Verwendung der Zenitdistanzmessung zur Berechnung der Horizontalstrecken wurde in 5.1.3 eingegangen. In diesem Unterabschnitt wird die Verwendung zur Berechnung von Höhenunterschieden erläutert.

In einem ersten Schritt wurden die Messungen aus Lage I und II gemittelt. Wurde mehr als ein Satz gemessen, so wurden auch die Mittel aus allen Sätzen gebildet (siehe z.B. [GRUBER]).

5.3.1 Höhenunterschiede aus einseitiger Zenitdistanzmessung

Es liegt die in Abbildung 5.1 dargestellte Konfiguration vor.

Es ist D die Schrägstrecke, z die gemessene Zenitdistanz, i die Instrumentenhöhe, t die Reflektorhöhe, $H1$ die Standpunkthöhe und $H2$ die gesuchte Zielpunkthöhe. Laut [GRUBER] berechnet sich der Höhenunterschied dann folgendermaßen:

$$\Delta H = H2 - H1 = D \cdot \cos z + \frac{D^2}{2R} \cdot (1 - k_L) + i - t \quad (5.9)$$

Die Höhenunterschiede wurden aus Hin- und Rückweg gemittelt.

5.3.2 Höhenunterschiede aus gegenseitig-gleichzeitiger Zenitdistanzmessung

Auf jeder Seite der gegenseitig-gleichzeitigen Zenitdistanzmessung liegt die in Abbildung 5.2 dargestellte Konfiguration vor.

Dabei ist $i1$ die Instrumentenhöhe bei der Streckenmessung, $t1$ die zugehörige Reflektorhöhe,

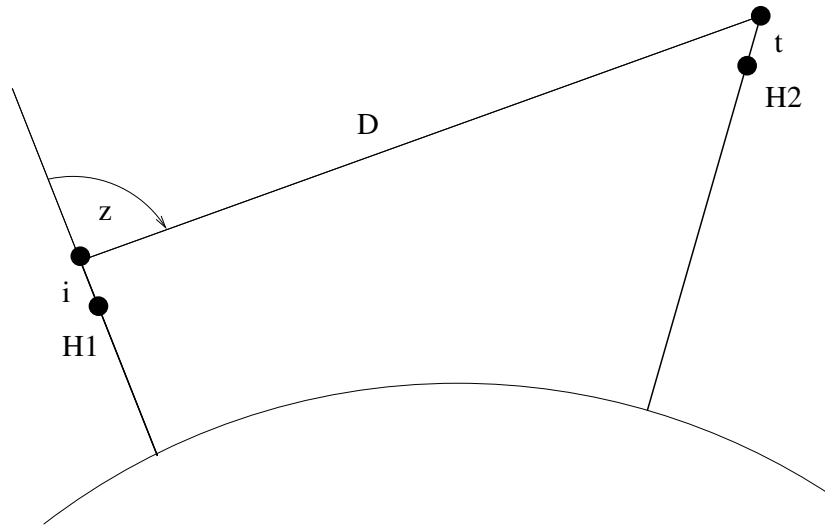


Abbildung 5.1: Einseitige Zenitdistanzmessung

z_1 die gemessene Zenitdistanz und D die dazugehörige Schrägstrecke. Es ist i_2 die Instrumentenlänge, t_2 die Zielhöhe und z_2 die gemessene Zenitdistanz bei der gegenseitig-gleichzeitigen Zenitdistanzmessung. Der Übersichtlichkeit halber ist nur eine Seite des Aufbaus dargestellt. In einem ersten Schritt muss die gemessene Strecke D auf die Ziel- und Kippachshöhe der gegenseitig-gleichzeitigen Zenitdistanzmessung umzentriert werden:

$$D' = \sqrt{D^2 + (i_2 - i_1)^2 - 2 \cdot (i_2 - i_1) \cdot D \cdot \cos z_1} \quad (5.10)$$

$$D'' = \frac{D'}{\sin(200 - z_2)} \cdot \sin \left(z_2 - \arcsin \left(\frac{t_1 - t_2}{D'} \cdot \sin(200 - z_2) \right) \right) \quad (5.11)$$

Die Strecke D'' bezieht sich dann auf Instrumenten- und Zielhöhe der gegenseitig-gleichzeitigen Zenitdistanzmessung. Damit lässt sich der Höhenunterschied berechnen:

$$\Delta H = H_2 - H_1 = D'' \cdot \cos z_2 + \frac{D''^2}{2R} + i_2 - t_2 \quad (5.12)$$

Die Gleichung entspricht der Gleichung (5.9) bis auf die Refraktionsverbesserung. Um die Refraktion als Fehlereinfluss zu eliminieren, wurde ja die gegenseitig-gleichzeitige Zenitdistanzmessung durchgeführt. Aus (5.12) erhält man den refraktionsbehafteten Höhenunterschied. Die Refraktion wirkt sich auf die beiden Messungen mit unterschiedlichem Vorzeichen aus. Mittelt man also die von beiden Seiten aus bestimmten Höhenunterschiede, so erhält man den Höhenunterschied ohne Refraktion.

$$\Delta H_{ggz} = \frac{\Delta H_1 - \Delta H_2}{2} \quad (5.13)$$

5.4 Feinnivellement

Die Höhenunterschiede aus Hin- und Rückweg wurden gemittelt. Gesucht waren allerdings nicht die Höhenunterschiede zwischen den Höhenbolzen der einzelnen Pfeiler, sondern zwischen den Pfeilerplatten (siehe Abbildung 5.3). Deshalb wurden, wie in 4.6 beschrieben, auch

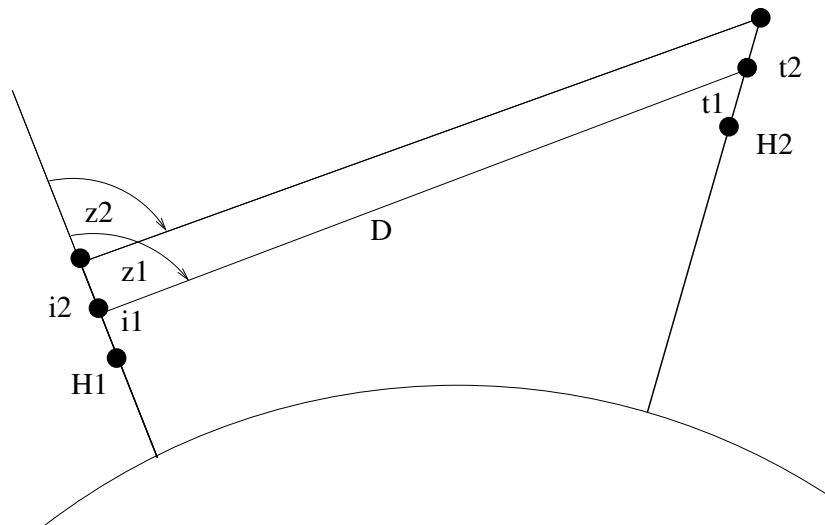


Abbildung 5.2: Getrennte Messung von Zenitdistanz und Strecke

die Höhenunterschiede zwischen Höhenbolzen und Schraubzapfen sowie Schraubzapfen und Pfeilerplatte bestimmt. Der Höhenunterschied ist dann

$$\Delta H = \Delta P_1 - \Delta Z_1 + \Delta H_{Niv} + \Delta Z_2 - \Delta P_2 \quad (5.14)$$

wobei die ΔP_i die Höhenunterschiede zwischen Pfeilerplatte und Schraubzapfen und die ΔZ_i die Höhenunterschiede zwischen Schraubzapfen und Höhenbolzen sind, jeweils mit positivem Vorzeichen. Der nivellierte Höhenunterschied ΔH_{Niv} zwischen den Höhenbolzen muss vorzeichenbehaftet eingeführt werden.

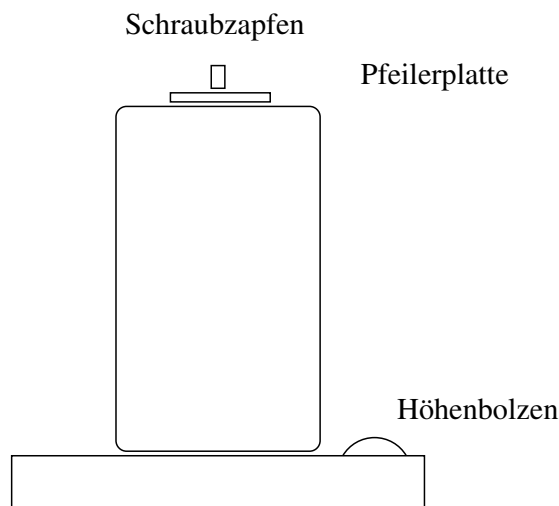


Abbildung 5.3: Höhenbezugspunkte an einem Pfeiler

Wie in 4.6.1 beschrieben, sollte das Feinnivellement auch der Kontrolle der aus der gegenseitig- gleichzeitigen Zenitdistanzmessung berechneten Höhenunterschiede dienen. Es konnte hierbei

ein systematischer Fehler detektiert werden: Es war die Annahme getroffen worden, dass die Lotlinien auf beiden Standpunkten parallel zueinander sind. Bei der räumlichen Ausdehnung des Testnetzes und den gesteigerten Genauigkeitsanforderungen gilt diese Annahme jedoch nicht. Allein durch die einseitig bestimmten Höhenunterschiede konnte dieser Fehler nicht detektiert werden, da deren Genauigkeit dazu nicht ausreichend war.

5.5 GPS

Die GPS-Messung wurde mit der Software Leica SkiPro Version 2.3 unter Verwendung der Standard - Auswerteparameter ausgewertet. Als Referenz wurde die GPS-Messung auf Punkt 10 eingeführt. Ergebnis sind die Basislinien im WGS 84-Koordinatensystem. Diese wurden dann mittels einer 7 - Parameter - Transformation (dreidimensionale Helmerttransformation) in das lokale System transformiert. Als identische Punkte wurden dabei die Punkte 1, 4, 5 und 6 verwendet. Die mehrfach bestimmten Basislinien (jede Basislinie wurde dreimal bestimmt) wurden gemittelt.

Kapitel 6

Netzausgleichung

Das zentrale Kapitel dieser Studienarbeit beschreibt die Ausgleichung des Testnetzes in unterschiedlichen Beobachtungskonfigurationen. Für jede Konfiguration werden die Gründe für die Wahl dieser Beobachtungskonfiguration erläutert. Es werden die Beobachtungen bezüglich Genauigkeit und groben Fehlern analysiert. Außerdem wird auf die resultierende Genauigkeit in den Koordinaten und die Zuverlässigkeit der jeweiligen Konfiguration eingegangen. Den Abschluss bildet die Zusammenfassung der Ergebnisse und deren grafische Darstellung (6.10).

6.1 Lagenetz, nur Streckenbeobachtungen

6.1.1 Ziel

Um die Genauigkeit der Streckenmessung unabhängig von den übrigen Beobachtungstypen beurteilen zu können, wurde zuerst ein Lagenetz ausgeglichen. Dabei wurden lediglich die Streckenmessungen als Beobachtungen eingeführt. Da zum Punkt 10 nur eine Strecke gemessen wurde, liegt hier ein Konfigurationsdefekt vor. Um den Punkt 10 trotzdem mitbestimmen zu können, wurde zusätzlich eine Richtungsmessung auf dem Punkt 6 zwischen den Punkten 7 und 10 eingeführt.

6.1.2 Analyse der Beobachtungen

Die Varianzkomponentenschätzung ergab eine Genauigkeit der (gemittelten) Strecke von $0,2 \text{ mm} + 0,2 \text{ ppm}$. Dies erscheint angesichts der Werksangabe von $1 \text{ mm} + 1 \text{ ppm}$ sehr optimistisch, deckt sich aber mit Erkenntnissen aus der Vorepoche. Das dabei eingesetzte Leica Di 2002 erbrachte ebenfalls eine Genauigkeit von $0,2 \text{ mm} + 0,2 \text{ ppm}$. Es ist davon auszugehen, dass der EDM-Teil des Leica TCA 2003 dem in der Vorepoche eingesetzten Di 2002 näherungsweise entspricht.

Die Grobfehlersuche konnte keine groben Fehler in den Beobachtungen detektieren.

6.1.3 Ergebnisse, Genauigkeit und Zuverlässigkeit

Die resultierenden Koordinaten und Genauigkeiten dieser Beobachtungskonfiguration sind in Tabelle 6.1 dargestellt.

Die Genauigkeit der Lagekoordinaten liegt zwischen $0,4$ und $3,3$ Millimetern. Auffällig ist, dass der Punkt 9, obwohl besser angeschlossen als der Punkt 10, eine geringere Genauigkeit aufweist. Hier passen die drei Streckenbeobachtungen offenbar nicht optimal zusammen. Der Punkt 10 ist unkontrolliert.

Punkt	R(Y) [m]	H(X) [m]	s _y [mm]	s _x [mm]
1	0.0212	-0.0005	1.79	0.69
2	0.4860	29.9384	1.54	0.69
3	-0.5129	89.8142	1.05	0.69
4	-0.0019	209.6125	0.37	0.69
5	-0.0029	449.7143	2.15	0.69
6	-123.3447	439.2827	2.06	1.67
7	198.8347	98.9148	0.96	1.21
8	-111.8988	184.6102	0.40	1.58
9	432.2097	295.0972	0.87	3.33
10	876.8763	-84.0965	0.90	2.28

Tabelle 6.1: Lokale Koordinaten und Genauigkeiten

Die Bedingungsichte ist mit 0,45 akzeptabel. Die Redundanzanteile liegen zum Großteil über 0,3, die Beobachtungen sind also gut kontrolliert.

6.2 Lagenetz, Strecken- und Richtungsbeobachtungen

6.2.1 Ziel

Aus den unter 4.4.1 erläuterten Gründen wurde eine Richtungsmessung durchgeführt. Um die Genauigkeit der Richtungsmessung bestimmen zu können, wurden die Richtungsmessungen gemeinsam mit den Streckenmessungen in eine 2D-Ausgleichung eingeführt.

6.2.2 Analyse der Beobachtungen

Die Varianzkomponentenschätzung ergab eine Genauigkeit der Richtungsmessung von 0,25 mgon. Angesichts der Werksangabe von 0,15 mgon Richtungsgenauigkeit für die verwendeten Instrumente ist dies ein realistischer und guter Wert.

Die Grobfehlersuche konnte keine groben Fehler in den Beobachtungen detektieren.

6.2.3 Ergebnisse, Genauigkeit und Zuverlässigkeit

Die resultierenden Koordinaten und Genauigkeiten dieser Beobachtungskonfiguration sind in Tabelle 6.2 dargestellt.

Die Genauigkeit der Lagekoordinaten verbessert sich gegenüber der reinen Streckenmessung leicht. Die Lagegenauigkeit verbessert sich um 0,1 bis 0,8 Millimeter, am meisten profitiert der Punkt 9 (0,8 mm in der X-Komponente).

Die Bedingungsichte ist mit 0,71 schon in oberen Regionen. Der Einfluss der Richtungsmessung auf die Zuverlässigkeit ist äußerst positiv. Die Redundanzanteile liegen fast alle zwischen 0,5 und 0,9, die Beobachtungen sind also sehr gut kontrolliert.

Punkt	R(Y) [m]	H(X) [m]	s_y [mm]	s_x [mm]
1	0.0213	-0.0007	1.39	0.60
2	0.4862	29.9383	1.20	0.60
3	-0.5127	89.8140	0.82	0.60
4	-0.0018	209.6123	0.36	0.60
5	-0.0033	449.7142	1.69	0.60
6	-123.3451	439.2823	1.61	1.33
7	198.8348	98.9149	0.77	0.95
8	-111.8987	184.6099	0.37	1.27
9	432.2095	295.0982	0.73	2.52
10	876.8762	-84.0962	0.83	2.14

Tabelle 6.2: Lokale Koordinaten und Genauigkeiten

6.3 3D-Netz, Strecken und Richtungen, Höhenunterschiede aus einseitig gemessenen Zenitdistanzen

6.3.1 Ziel

Der Einfluss von Strecken und Richtungen auf das Netz wurde in 6.1 und 6.2 geklärt. Beim Übergang zum 3-dimensionalen Netz interessiert vorerst also in erster Linie die Höhengenaugigkeit. Erster Schritt ist dabei die Einführung der Höhenunterschiede, die aus der einseitigen Zenitdistanzmessung berechnet wurden (siehe 5.3).

6.3.2 Analyse der Beobachtungen

Die Varianzkomponentenschätzung ergab zunächst eine Genauigkeit der (gemittelten) Höhenunterschiede von 8,5 mm. Aufgrund der geringen Winkelmessgenauigkeit (nur ein Satz gemessen, Refraktion) und der großen Entfernung erscheint das zwar recht schlecht, aber nicht unrealistisch.

Die Grobfehlersuche detektierte im Höhenunterschied zwischen Punkt 5 und 6 einen groben Fehler mit einer geschätzten Größe von 4,2 cm. Eine Untersuchung der Beobachtungen ergab einen um 4,6 cm falschen Eingabewert. Die Grobfehlersuche lieferte also ein korrektes Ergebnis. Nach Korrektur dieses Höhenunterschieds konnte die Genauigkeit der Höhenunterschiede auf 4 mm angehoben werden, was ein guter Wert ist.

6.3.3 Ergebnisse, Genauigkeit und Zuverlässigkeit

Die resultierenden Koordinaten und Genauigkeiten dieser Beobachtungskonfiguration sind in Tabelle 6.3 dargestellt.

Die Genauigkeit in der Höhe liegt in den Punkten 1 bis 9 zwischen 1,3 und 2 mm, im Punkt 10 bei 3,8 mm. Für eine „einfache“ Beobachtungskonfiguration mit recht ungenauen Höhenunterschieden ist das ein gutes Ergebnis.

Die Bedingungsichte liegt wieder bei 0,71 und damit im oberen Bereich dessen, was als sinnvoll erachtet wird. Die Höhenunterschiede haben durchweg Redundanzanteile von 0,6 bis 0,8 und sind damit sehr gut kontrolliert. Eine Ausnahme bildet hier der Höhenunterschied zwischen den Punkten 6 und 10, da Punkt 10 weiterhin nur polar angehängt ist.

Punkt	R(Y) [m]	H(X) [m]	Höhe [m]	s _y [mm]	s _x [mm]	s _h [mm]
1	0.0213	-0.0007	438.4002	1.39	0.60	1.48
2	0.4862	29.9383	436.4596	1.20	0.60	1.48
3	-0.5127	89.8140	432.7122	0.82	0.60	1.48
4	-0.0018	209.6123	425.7151	0.36	0.60	1.38
5	-0.0033	449.7142	421.8646	1.69	0.60	1.48
6	-123.3451	439.2823	433.1110	1.61	1.33	1.24
7	198.8348	98.9149	426.0183	0.77	0.95	1.60
8	-111.8987	184.6099	431.8923	0.37	1.27	1.47
9	432.2095	295.0982	421.1911	0.73	2.52	2.21
10	876.8762	-84.0962	441.3188	0.83	2.14	3.79

Tabelle 6.3: Lokale Koordinaten und Genauigkeiten

6.4 3D-Netz, Strecken und Richtungen, Höhenunterschiede aus ein- und beidseitig gemessenen Zenitdistanzen

6.4.1 Ziel

Um die Genauigkeit zu steigern, wurden zusätzlich die Höhenunterschiede eingeführt, die aus gegenseitig-gleichzeitiger Zenitdistanzmessung berechnet wurden. Hierbei wird die Refraktion als wesentlicher systematischer Fehler eliminiert.

6.4.2 Analyse der Beobachtungen

Die Varianzkomponentenschätzung liefert sowohl für die aus einseitig als auch für die beidseitig beobachteten Zenitdistanzen berechneten Höhenunterschiede eine Genauigkeit von 4 mm. Das erscheint auf den ersten Blick enttäuschend, da sich der Aufwand für gegenseitig-gleichzeitige Zenitdistanzmessung offenbar nicht lohnt. Es gibt folgende Erklärungen dafür:

- Durch die Mittelung der einseitig gemessenen Höhenunterschiede wird unter der Annahme, dass die Refraktionsverhältnisse über den Tag hinweg (Bewölkung) nahezu konstant sind, der Refraktionseinfluss eliminiert und die Genauigkeit dementsprechend gesteigert.
- Zur Berechnung der Höhenunterschiede aus der gegenseitig-gleichzeitigen Zenitdistanzmessung werden auch die Zenitdistanzen aus der Streckenmessung sowie die Instrumenten- und Zielhöhen aus beiden Messungen benötigt. Da dies alles fehlerbehaftete Größen sind, verschlechtert sich die Genauigkeit.
- Die geringe Anzahl von Höhenunterschieden aus beidseitiger Messung (acht) haben in der Ausgleichung gegenüber den 30 Höhenunterschiede aus einseitiger Messung ein geringes Gewicht, was die korrekte Schätzung der Varianzverhältnisse erschwert.

6.4.3 Ergebnisse, Genauigkeit und Zuverlässigkeit

Die resultierenden Koordinaten und Genauigkeiten dieser Beobachtungskonfiguration sind in Tabelle 6.4 dargestellt.

Aus den oben beschriebenen Gründen steigert die Einführung der Höhenunterschiede aus gegenseitig - gleichzeitiger Zenitdistanzmessung die Höhengenaugigkeit um maximal 0,2 mm in einigen Punkten. Die Bedingungsichte steigt minimal auf 0,73. Die Redundanzanteile werden ebenfalls minimal größer.

Punkt	R(Y) [m]	H(X) [m]	Höhe [m]	s _y [mm]	s _x [mm]	s _h [mm]
1	0.0213	-0.0007	438.4005	1.39	0.60	1.40
2	0.4862	29.9383	436.4599	1.20	0.60	1.34
3	-0.5127	89.8140	432.7121	0.82	0.60	1.34
4	-0.0018	209.6123	425.7139	0.36	0.60	1.10
5	-0.0033	449.7142	421.8647	1.69	0.60	1.40
6	-123.3451	439.2823	433.1112	1.61	1.33	1.19
7	198.8348	98.9149	426.0179	0.77	0.95	1.49
8	-111.8987	184.6099	431.8928	0.37	1.27	1.39
9	432.2095	295.0982	421.1909	0.73	2.52	1.94
10	876.8762	-84.0962	441.3190	0.83	2.14	3.77

Tabelle 6.4: Lokale Koordinaten und Genauigkeiten

Insgesamt haben die Höhenunterschiede aus gegenseitig-gleichzeitiger Zenitdistanzmessung also einen sehr geringen Einfluss auf das Netz.

6.5 3D-Netz, Strecken und Richtungen, Höhenunterschiede aus Zenitdistanzmessung, GPS-Basislinien

6.5.1 Ziel

Aus den unter 4.7.1 genannten Gründen wurden auch GPS-Basislinien gemessen. In dieser Beobachtungskonfiguration sollte die Genauigkeit der Basislinien und ihre Auswirkung auf die Lage- und Höhengenaugkeit bestimmt werden.

6.5.2 Analyse der Beobachtungen

Die ins lokale System transformierten Basislinien wurden als (gemittelte) Koordinatendifferenzen in y und x sowie als Höhenunterschiede eingeführt. Die Varianzkomponentenschätzung ergab folgende geschätzte Genauigkeiten für die GPS-Beobachtungen:

- y -Komponente: 2 mm
- x -Komponente: 2,5 mm
- Höhe: 1 cm

Die Lagegenauigkeit ist sehr gut (Literaturwert: 5 mm, erzielter Wert: $\sqrt{2,5^2 + 2^2} = 3,2$ mm). Die etwas geringere Genauigkeit in x -Richtung rührt daher, dass durch die Achse 1-2-3-4-5 das Netz in x -Richtung sehr genau bestimmt ist. Die Höhengenaugkeit ist wie bei GPS erwartet schlechter.

6.5.3 Ergebnisse, Genauigkeit und Zuverlässigkeit

Die resultierenden Koordinaten und Genauigkeiten dieser Beobachtungskonfiguration sind in Tabelle 6.5 dargestellt.

Die Lagegenauigkeit in den Punkten steigt um bis zu 1,3 mm. Interessanterweise findet die maximale Steigerung im Punkt 9 statt, der ja gar nicht durch GPS bestimmt wurde. Vermutlich bringt hier die Schätzung der Orientierung um die z -Achse eine Genauigkeitssteigerung. Die Höhengenaugkeit verändert sich in den Punkten 1 bis 9 durch GPS praktisch nicht. Nur der Punkt 10 wird in der Höhe um knapp einen Millimeter genauer.

Punkt	R(Y) [m]	H(X) [m]	Höhe [m]	s_y [mm]	s_x [mm]	s_h [mm]
1	0.0167	0.0021	438.4012	0.65	0.35	1.35
2	0.4824	29.9410	436.4603	0.59	0.35	1.32
3	-0.5150	89.8168	432.7125	0.48	0.35	1.31
4	-0.0011	209.6151	425.7142	0.35	0.35	1.05
5	0.0036	449.7170	421.8651	0.65	0.35	1.34
6	-123.3385	439.2882	433.1112	0.62	0.49	1.18
7	198.8328	98.9126	426.0183	0.47	0.60	1.46
8	-111.8986	184.6155	431.8932	0.36	0.47	1.36
9	432.2125	295.0901	421.1912	0.40	1.21	1.93
10	876.8718	-84.1111	441.3159	0.92	1.26	2.92

Tabelle 6.5: Lokale Koordinaten und Genauigkeiten

Die Bedingungsichte steigt auf 0,74 an. Durch die GPS-Basislinien sind jetzt auch die bisher unkontrollierten Beobachtungen zwischen Punkt 6 und Punkt 10 kontrolliert.

6.6 3D-Netz, Strecken und Richtungen, Höhenunterschiede aus Zenitdistanzmessung und Feinnivellement, GPS-Basislinien

6.6.1 Ziel

Diese Beobachtungskonfiguration erfüllt zwei Zwecke. Einerseits dienen die hochgenauen Höhenunterschiede aus dem Nivellement der Kontrolle und Verifizierung der berechneten Höhenunterschiede aus den Zenitdistanzen, da sich hier durch die Vielzahl an Eingangswerten und Reduktionen schnell Fehler einschleichen. Andererseits soll ermittelt werden, ob das Feinnivellement eine weitere Genauigkeitssteigerung bringt.

6.6.2 Analyse der Beobachtungen

Die Einführung der Höhenunterschiede aus dem Feinnivellement macht eine Neugewichtung der Höhenunterschiede aus der Zenitdistanzmessung notwendig. Für die Höhenunterschiede aus einseitig gemessenen Zenitdistanzen ergeben sich 5 mm, für die Höhenunterschiede aus gegenseitig-gleichzeitig gemessenen Zenitdistanzen hingegen 3,5 mm. Das Nivellement stützt also die Ergebnisse der gegenseitig-gleichzeitigen Zenitdistanzmessung.

Bei einer Nivellementsgenauigkeit von 0,3 mm ergibt die Varianzkomponentenschätzung, dass das Nivellement noch mit einer zu hohen Genauigkeit in die Ausgleichung eingeführt ist. Eine Herabgewichtung erscheint jedoch nicht sinnvoll. Vielmehr liegt die Vermutung nahe, dass, wie schon bei den durch gegenseitig-gleichzeitige Zenitdistanzmessung bestimmten Höhenunterschiede, die vier nivellierten Höhenunterschiede gegenüber den 42 anderen Höhenunterschiede numerisch ein zu geringes Gewicht haben, um eine korrekte Varianzkomponentenschätzung zu ermöglichen.

6.6.3 Ergebnisse, Genauigkeit und Zuverlässigkeit

Die resultierenden Koordinaten und Genauigkeiten dieser Beobachtungskonfiguration sind in Tabelle 6.6 dargestellt.

In den Punkten 1 bis 5, deren Höhenunterschiede durch Feinnivellement bestimmt wurden, steigt

Punkt	R(Y) [m]	H(X) [m]	Höhe [m]	s _y [mm]	s _x [mm]	s _h [mm]
1	0.0167	0.0021	438.4010	0.65	0.35	0.76
2	0.4824	29.9410	436.4628	0.59	0.35	0.72
3	-0.5150	89.8168	432.7142	0.48	0.35	0.70
4	-0.0011	209.6151	425.7113	0.35	0.35	0.70
5	0.0036	449.7170	421.8678	0.65	0.35	0.74
6	-123.3385	439.2882	433.1108	0.62	0.49	1.38
7	198.8328	98.9126	426.0177	0.47	0.60	1.69
8	-111.8986	184.6155	431.8932	0.36	0.47	1.58
9	432.2125	295.0901	421.1894	0.40	1.21	2.08
10	876.8718	-84.1111	441.3147	0.92	1.26	3.28

Tabelle 6.6: Lokale Koordinaten und Genauigkeiten

die Höhengenaugkeit um bis zu 0,6 mm auf etwa 0,7 mm an. Die anderen Punkte hingegen werden in der Höhe etwas ungenauer. Durch die sehr genauen Nivellements-Höhenunterschiede werden die Fehler im Netz in die übrigen Punkte gedrückt.

Die Bedingungsichte liegt jetzt bei 0,75. Die Höhenunterschiede aus Zenitdistanzen zwischen den Punkten 1 bis 5 sind zu nahezu 100% kontrolliert, zwischen den übrigen Punkten in der Mehrzahl um 90%. Die nivellierten Höhenunterschiede sind bedingt durch ihre hohe Genauigkeit praktisch unkontrolliert.

6.7 3D-Netz, Strecken, Höhenunterschiede aus einseitig gemessenen Zenitdistanzen, GPS-Basislinien

6.7.1 Ziel

Die Resultate der vorangegangenen Ausgleichungsschritte lassen vermuten, dass die Genauigkeit im Netz in erster Linie von der Streckenmessung, den einseitig gemessenen Zenitdistanzen und den GPS-Basislinien abhängt. Um diese Vermutung zu verifizieren, wurde das Netz unter Verwendung nur dieser Beobachtungstypen berechnet.

6.7.2 Analyse der Beobachtungen

Es konnten die in den vorherigen Schritten ermittelten Genauigkeiten für die Beobachtungen beibehalten werden. Grobe Fehler in den Beobachtungen wurden nicht detektiert.

6.7.3 Ergebnisse, Genauigkeit und Zuverlässigkeit

Die resultierenden Koordinaten und Genauigkeiten dieser Beobachtungskonfiguration sind in Tabelle 6.7 dargestellt.

Die Genauigkeiten weichen nur minimal von der Konfiguration ab, bei der zusätzlich noch Richtungen und beidseitig gemessene Höhenunterschiede eingeführt wurden (6.6).

Die Bedingungsichte liegt bei 0,63, was immer noch ein guter Wert ist. Die Redundanzanteile liegen bei 0,3 bis 0,9, die Beobachtungen sind also gut kontrolliert.

Wie vermutet, wird die Genauigkeit der Punkte im Netz in erster Linie durch die Streckenmessung, die aus einseitig gemessenen Zenitdistanzen berechneten Höhenunterschiede und die GPS-Messung festgelegt. Auch bei Verwendung nur dieser Beobachtungen ist das Netz immer noch gut kontrolliert.

Punkt	R(Y) [m]	H(X) [m]	Höhe [m]	s _y [mm]	s _x [mm]	s _h [mm]
1	0.0166	0.0021	438.4009	0.73	0.36	1.43
2	0.4822	29.9410	436.4599	0.67	0.36	1.46
3	-0.5152	89.8169	432.7125	0.53	0.36	1.46
4	-0.0012	209.6151	425.7154	0.37	0.36	1.33
5	0.0038	449.7170	421.8650	0.70	0.36	1.43
6	-123.3382	439.2885	433.1109	0.66	0.51	1.23
7	198.8326	98.9124	426.0186	0.49	0.65	1.57
8	-111.8987	184.6156	431.8926	0.38	0.49	1.44
9	432.2125	295.0890	421.1913	0.41	1.43	2.20
10	876.8723	-84.1104	441.3158	1.01	1.38	2.93

Tabelle 6.7: Lokale Koordinaten und Genauigkeiten

6.8 Schätzung der Additionskonstante

Es ist möglich, im Rahmen der Netzausgleichung die Additionskonstante des elektrooptischen Entfernungsmessers mitzuschätzen. Dazu wird das funktionale Modell einfach um eine Variable erweitert:

$$S = \sqrt{(x_z - x_s)^2 + (y_z - y_s)^2} + k \quad (6.1)$$

Dabei ist S die Horizontalstrecke. x_z und y_z bzw. x_s und y_s sind die Koordinaten von Ziel- bzw. Standpunkt, k ist die gesuchte Additionskonstante. Alle Streckenbeobachtungen werden dann nicht nur nach den unbekanntenen Koordinaten, sondern auch nach der unbekanntenen Additionskonstante abgeleitet.

Die Schätzung der Additionskonstante ergab einen Wert von 0,1 mm, bei einer Standardabweichung von 0,8 mm. Es liegt also keine signifikante Additionskonstante vor.

6.9 Vergleich mit PANDA

Zur Verifizierung der Ergebnisse wurde ein Vergleich mit der kommerziellen Netzausgleichungssoftware *PANDA* (Programm zur Ausgleichung von geodätischen Netzen und zur Deformationsanalyse) der Firma GeoTec durchgeführt. Dabei traten eine Reihe von Problemen auf:

- Im zweidimensionalen Fall konnte *PANDA*, obwohl kein Konfigurationsdefekt vorlag, den Punkt 10 nicht berechnen.
- Teilweise kam es zu Problemen beim Import von Beobachtungen in ein 3-dimensionales Netz. Die Beobachtungen wurden zwar im Feldbuch angezeigt, in die eigentliche Berechnung aber nicht übernommen. In der zur Verfügung stehenden Zeit war es leider nicht möglich, diesen Fehler zu untersuchen und zu beseitigen.
- Eine Schätzung der Varianzkomponente für die Streckenmessung war nicht möglich, hier ergab sich immer der vorab eingestellte Wert.
- Die Integration von GPS-Beobachtungen bei Verwendung eines lokalen Koordinatensystems wird von *PANDA* nicht unterstützt.

Aus diesen Gründen war ein Vergleich nur im zweidimensionalen Fall unter Verzicht auf den Punkt 10 möglich. Die resultierenden Genauigkeiten der übrigen Punkte stimmten zwischen

NAP123 und PANDA überein. Auch die Zuverlässigkeitsparameter (normierte Verbesserungen, Redundanzanteile) unterschieden sich nicht.

Anhand dieser Ergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass NAP123 korrekte Ergebnisse liefert. Weitere Untersuchungen waren aufgrund der geschilderten Probleme und dem knappen zeitlichen Rahmen leider nicht möglich.

6.10 Zusammenfassung

6.10.1 Ausgegliche Koordinaten

6.10.1.1 Lokale Koordinaten

Die lokalen Koordinaten in Tabelle 6.8 wurden mit Gesamtpurminimierung unter Verwendung aller Beobachtungen berechnet. Sie beziehen sich auf eine Schmiegekugel mit dem Radius 400 m. Zum Einsatz kam die in 6.6 beschriebene Beobachtungskonfiguration mit Schätzung der Orientierung um die z-Achse.

Punkt	R(Y) [m]	H(X) [m]	Höhe [m]	s_y [mm]	s_x [mm]	s_h [mm]
1	0.0167	0.0021	438.4010	0.65	0.35	0.76
2	0.4824	29.9410	436.4628	0.59	0.35	0.72
3	-0.5150	89.8168	432.7142	0.48	0.35	0.70
4	-0.0011	209.6151	425.7113	0.35	0.35	0.70
5	0.0036	449.7170	421.8678	0.65	0.35	0.74
6	-123.3385	439.2882	433.1108	0.62	0.49	1.38
7	198.8328	98.9126	426.0177	0.47	0.60	1.69
8	-111.8986	184.6155	431.8932	0.36	0.47	1.58
9	432.2125	295.0901	421.1894	0.40	1.21	2.08
10	876.8718	-84.1111	441.3147	0.92	1.26	3.28

Tabelle 6.8: Lokale Koordinaten und Genauigkeiten

6.10.1.2 Gauss-Krüger-Koordinaten

Die Gauss-Krüger Koordinaten in Tabelle 6.9 wurden mit Gesamtpurminimierung unter Verwendung aller Beobachtungen mit Ausnahme der GPS-Messungen berechnet. Auf die Integration der GPS-Messungen wurde verzichtet, da der stark unterschiedliche Maßstab der Gauss-Krüger-Koordinaten in Lage und Höhe bei der 7-Parameter-Transformation zu Fehlern im Bereich von mehreren Zentimetern führt.

Die Koordinaten beziehen sich auf Normalnull und den 9°-Hauptmeridian. Als Näherungskoordinaten für die freie Netzausgleichung wurden die Koordinaten der Epoche 1994 verwendet.

Punkt	R(Y) [m]	H(X) [m]	Höhe [m]	s _y [mm]	s _x [mm]	s _h [mm]
1	3506534.8074	5400476.6557	438.4007	1.09	0.54	0.87
2	3506519.2815	5400502.2563	436.4625	0.97	0.50	0.84
3	3506486.5972	5400552.4301	432.7139	0.74	0.47	0.82
4	3506423.3285	5400654.1511	425.7110	0.37	0.56	0.82
5	3506295.6557	5400857.4770	421.8675	0.97	1.07	0.85
6	3506196.7526	5400783.0572	433.1110	0.61	1.53	1.40
7	3506650.5724	5400666.1378	426.0174	0.35	0.98	1.73
8	3506341.8651	5400573.4782	431.8929	0.64	0.87	1.63
9	3506743.8840	5400956.3670	421.1892	1.42	1.42	2.11
10	3507322.0756	5400871.6985	441.3188	0.81	3.16	4.69

Tabelle 6.9: Gauss-Krüger-Koordinaten und Genauigkeiten

6.10.1.3 WGS 84-Koordinaten

Für die Bestimmung der WGS 84-Koordinaten (Tabelle 6.10) wurden die lokalen Koordinaten transformiert. Als identische Punkte wurden die Punkte 4, 5, 8 und 10 verwendet. Der Punkt 10 wurde verwendet, um das Kippen des Netzes bei der Transformation zu verhindern. Für die identischen Punkte wurden die WGS 84-Koordinaten im DRef-Datum der Epoche 1994 verwendet.

Punkt	X [m]	Y [m]	Z [m]
1	4161483.5825	665654.7176	4772037.2053
2	4161465.7497	665636.1690	4772052.6426
3	4161431.1867	665597.5938	4772082.9371
4	4161361.0327	665522.4069	4772144.8019
5	4161227.6062	665371.9848	4772276.0959
6	4161305.7363	665284.2292	4772235.5481
7	4161316.6140	665745.4700	4772152.7618
8	4161437.7698	665452.0843	4772096.3119
9	4161083.2785	665802.9791	4772340.4544
10	4161068.3777	666386.0986	4772299.3071

Tabelle 6.10: WGS 84-Koordinaten

6.10.2 Fazit

Die Lagegenauigkeit im Netz wird im wesentlichen durch die Streckenmessung bestimmt. Die Richtungsmessung dient in erster Linie der Steigerung der Zuverlässigkeit, macht aber auch die Bestimmung des Punkts 10 erst möglich. Dazu verbessert sie auch leicht die Lagegenauigkeit.

Die Höhengenaugigkeit wird zum Großteil durch die Höhenunterschiede aus der einseitigen Zenitdistanzmessung festgelegt. Das Feinnivellement steigert zwar die Höhengenaugigkeit der betroffenen Punkte, verschlechtert aber die der übrigen Punkte. Wenn homogene Genauigkeiten gewünscht sind, müssen also auch homogene Beobachtungen verwendet werden.

Die GPS-Basislinien haben auf die Genauigkeit der Höhen praktisch keinen Einfluss. Positiv ist hingegen ihr Einfluss auf die Lage - in der y-Komponente werden einzelne Punkte um bis zu einen Millimeter genauer, was dabei einer Verbesserung von mehr als 50 % entspricht.

Die Genauigkeit wird also in erster Linie durch die Streckenmessung, die einseitig bestimmten Höhenunterschieden und die GPS-Messung bestimmt. Während die endgültigen Ergebnisse dieser Epoche unter Verwendung aller vorhandenen Beobachtungen generiert wurden, wird für weitere Epochen ein anderes Vorgehen empfohlen. Eine Strecken- und einseitige Zenitdistanzmessung wie unter 4.3 und 4.5.2 beschrieben, kombiniert mit einer GPS-Messung, liefert die optimalen Ergebnisse im Verhältnis zum Arbeitsaufwand. Eine Neuvermessung des kompletten Netzes ist auf diese Weise in weniger als zwei Tagen möglich.

Für eine weitere Genauigkeitssteigerung ist eine Ausweitung der GPS-Messung denkbar. Wird für einen Teil der Punkte eine gesteigerte Genauigkeit der Höhen gewünscht, so lohnt sich auch die Messung eines Feinnivellements über die entsprechenden Punkte. Daraus resultiert jedoch eine Verschlechterung der Höhengenaugkeit der übrigen Punkte.

6.10.3 Grafische Darstellung der Ergebnisse

In Abbildung 6.1 ist das Netzlayout dargestellt. Es ist gut zu erkennen, dass das Netz bezüglich des Punkts 9 eine schlechte Geometrie aufweist. Der Punkt 10 ist durch die GPS-Messung recht gut angebunden.

Abbildung 6.2 zeigt die Konfidenzellipsen der Punkte, Abbildung 6.3 die zugehörigen Konfidenzbereiche der Höhen.

In den Abbildungen 6.4, 6.5 und 6.6 ist die Standardabweichung in y , x und der Höhe dargestellt. Es ist besonders der positive Einfluss des GPS auf die Lagegenauigkeit gut erkennbar.

Abbildung 6.7 und 6.8 zeigen mit dem Helmert'schen und dem Werkmeister'schen Punktfehler noch zwei punktbezogene Genauigkeitsmaße. Auch hier wird der positive Einfluss des GPS deutlich sichtbar.

Das Verbinden der Genauigkeiten der einzelnen Punkte ist eigentlich nicht zulässig, da zwischen diesen kein Zusammenhang besteht. Diese Darstellungsform wurde der besseren Übersichtlichkeit und Anschaulichkeit wegen gewählt.

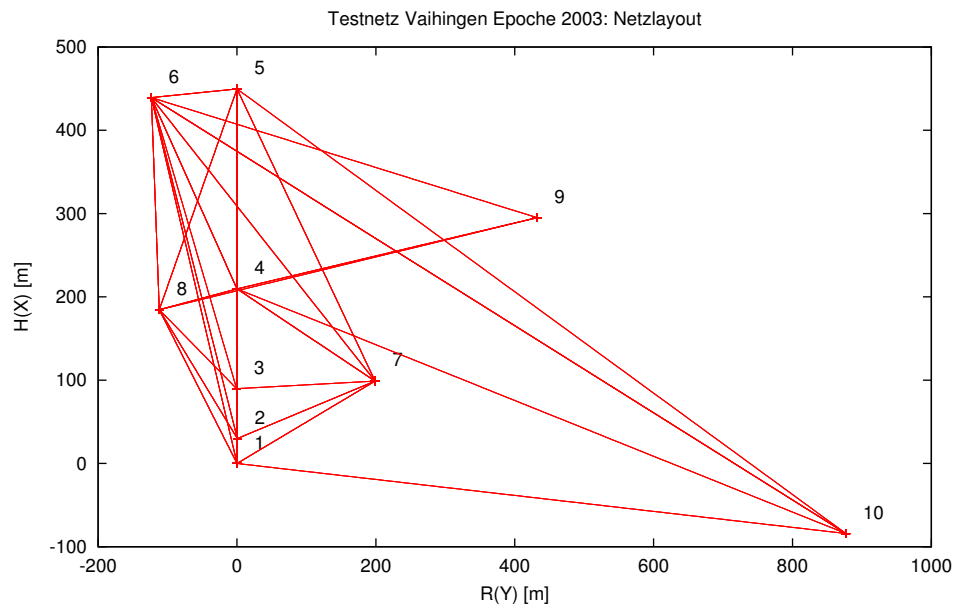


Abbildung 6.1: Netzlayout

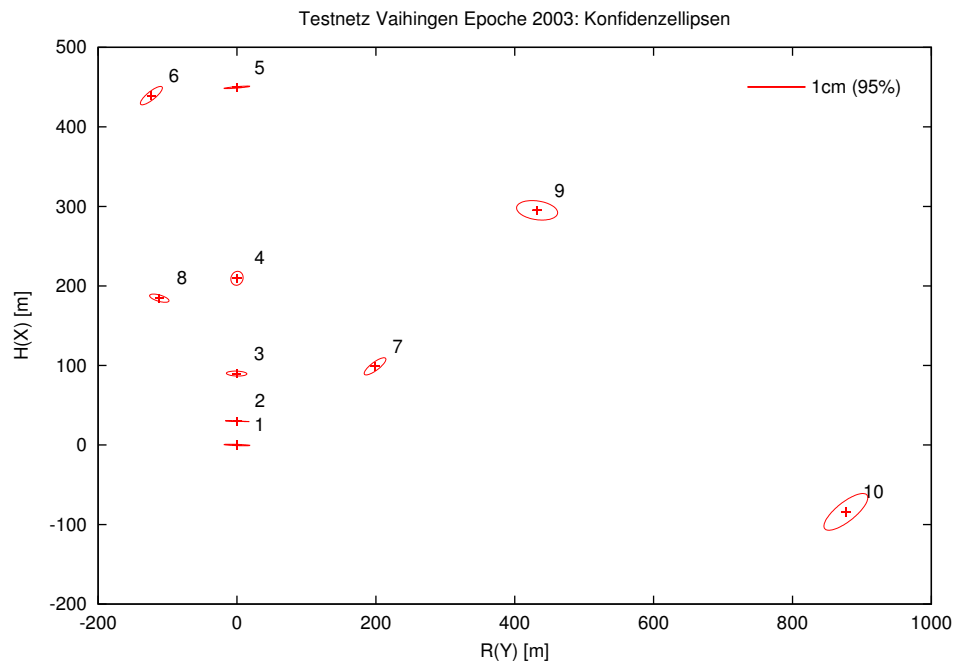


Abbildung 6.2: Konfidenzellipsen

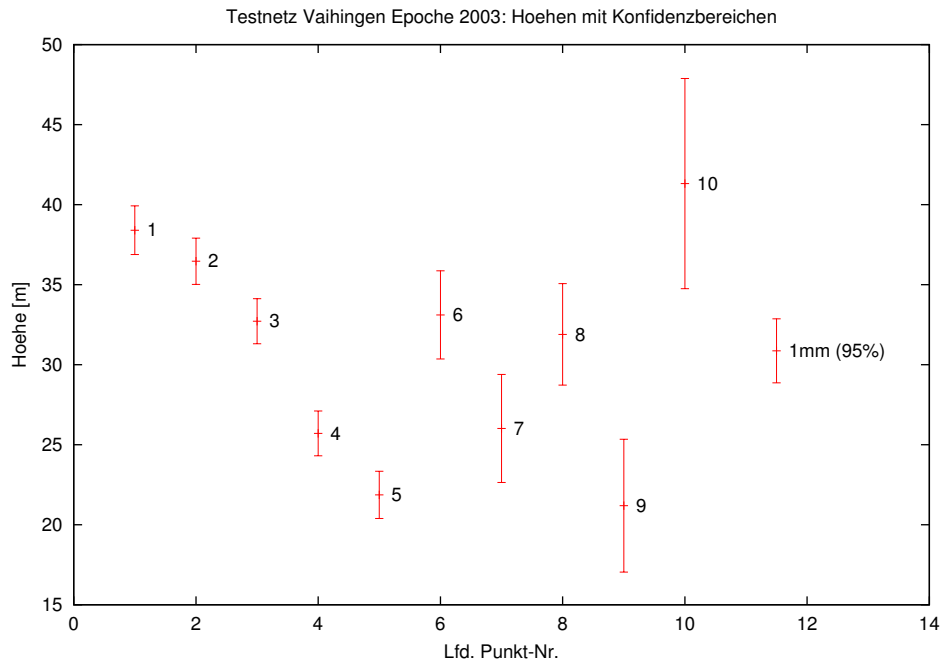


Abbildung 6.3: Konfidenzbereiche der Höhen

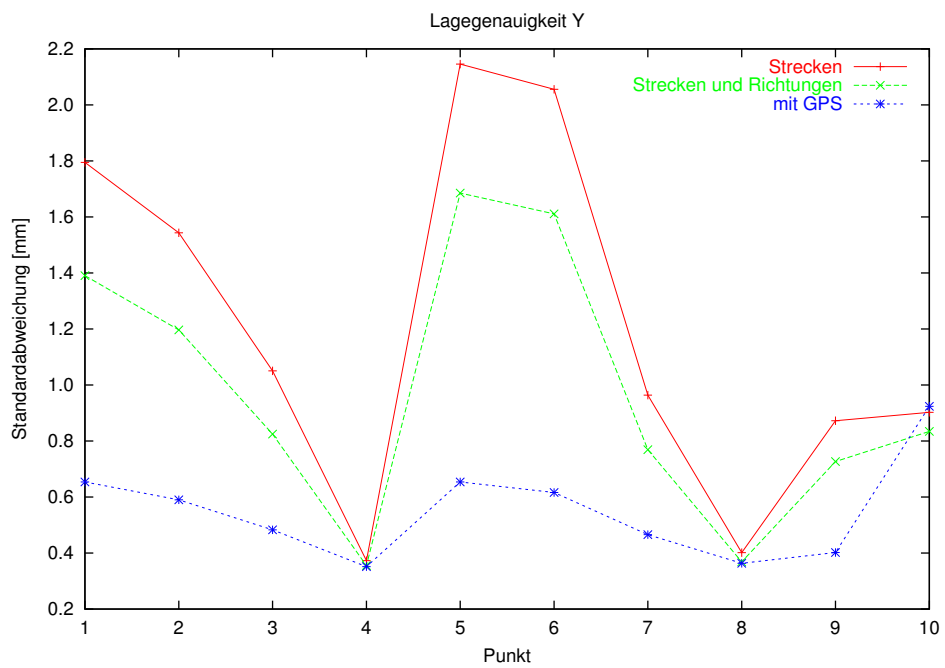


Abbildung 6.4: Lagegenauigkeit in y

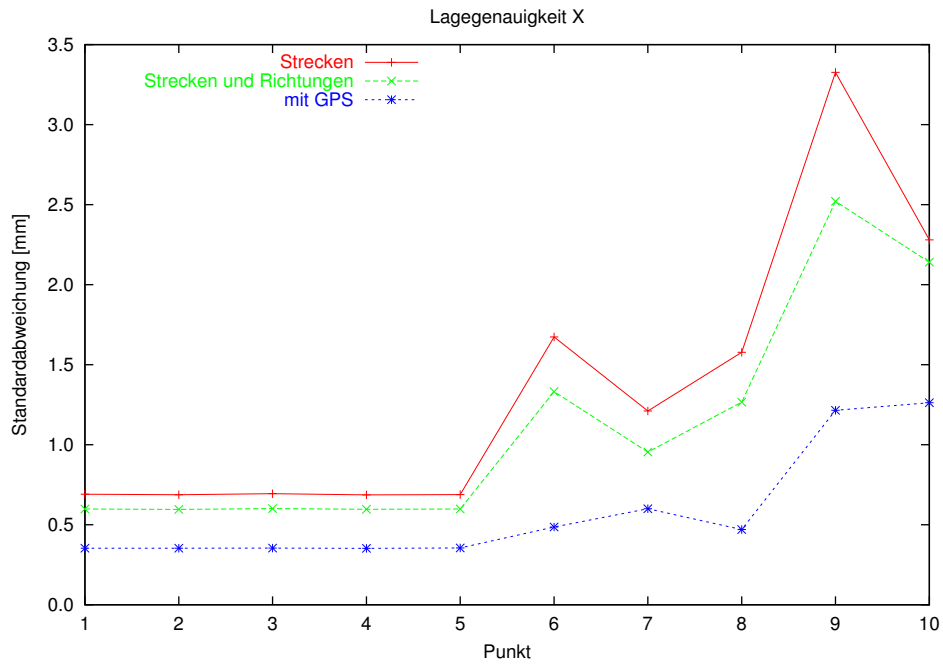


Abbildung 6.5: Lagegenauigkeit in x

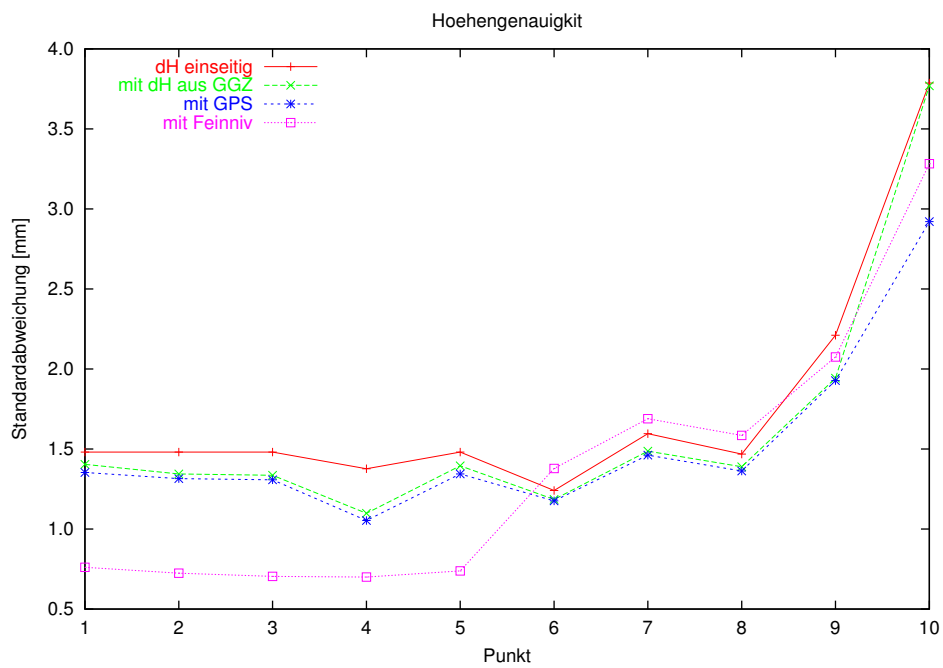


Abbildung 6.6: Hohengenaugigkeit

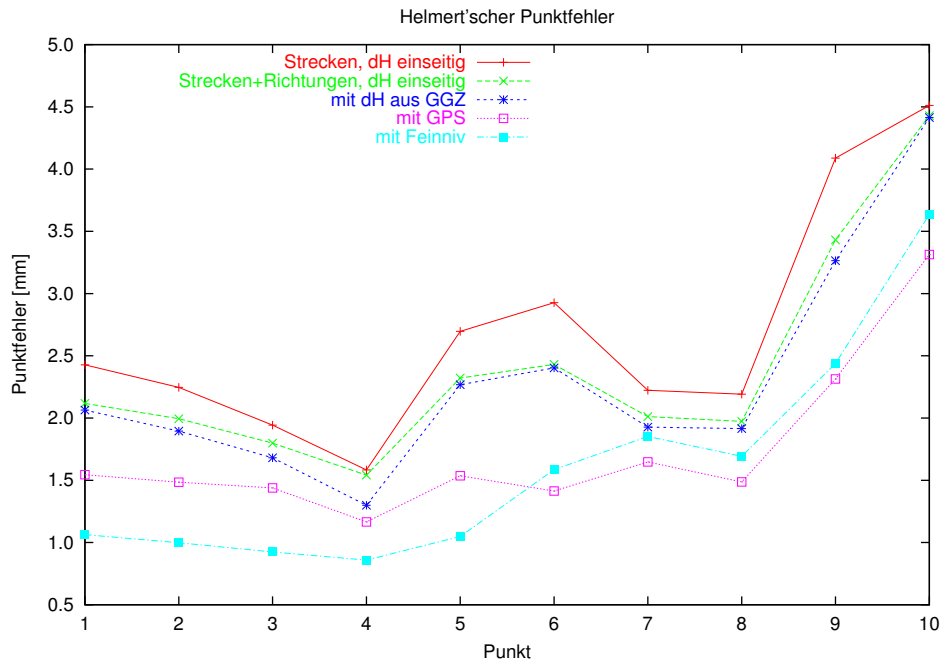


Abbildung 6.7: Helmert'scher Punktfehler

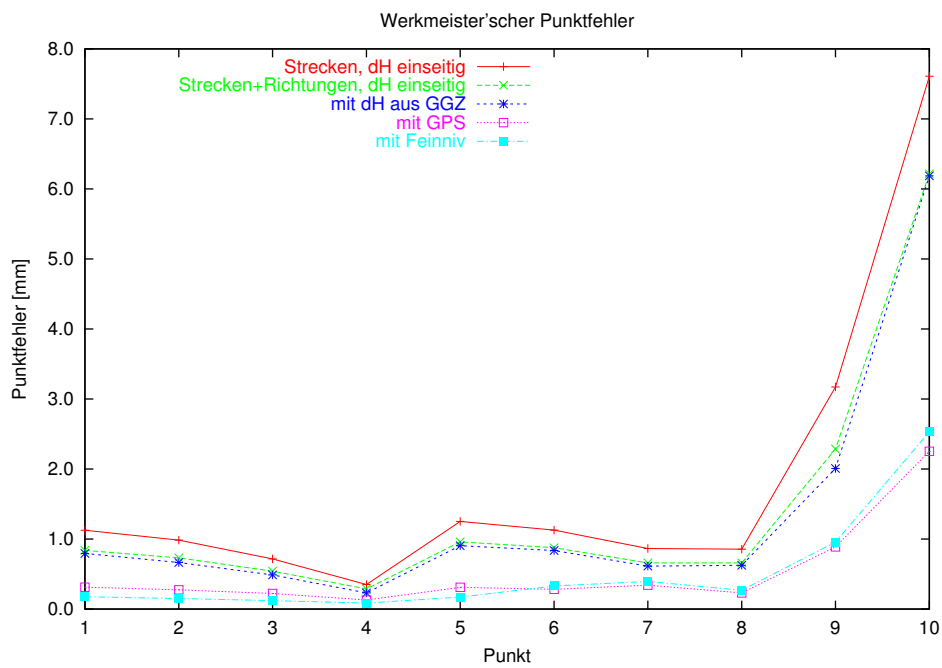


Abbildung 6.8: Werkmeister'scher Punktfehler

Kapitel 7

Deformationsanalyse

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Deformationsanalyse vorgestellt. Es wurde ein Vergleich der Epochen 1999 und 2003 im Kongruenzmodell durchgeführt. Die dazugehörige Theorie findet sich im Abschnitt 2.6 ab Seite 11.

7.1 Ergebnisse der Epoche 1999

Die Ergebnisse der Epoche 1999 sind in Tabelle 7.1 dargestellt. Die Berechnung erfolgte mit Gesamtpurminimierung, es wurden die im Abschnitt 2.6.1 beschriebenen Beobachtungen verwendet.

Punkt	R(Y) [m]	H(X) [m]	Höhe [m]	s_y [mm]	s_x [mm]	s_h [mm]
1	0.0125	0.0002	438.4150	0.84	0.36	0.43
2	0.4805	29.9388	436.4600	0.75	0.36	0.39
3	-0.5167	89.8167	432.7110	0.58	0.37	0.35
4	-0.0020	209.6152	425.7020	0.40	0.36	0.33
5	0.0046	449.7193	421.8600	0.67	0.37	0.38
6	-123.3399	439.2899	433.1110	0.68	0.51	0.36
7	198.8346	98.9107	426.0170	0.54	0.81	0.38
8	-111.9020	184.6173	431.8880	0.39	0.51	0.38
9	432.2128	295.0924	421.2020	0.42	0.98	0.38
10	876.8820	-84.1133	441.3170	1.31	1.16	0.41

Tabelle 7.1: Ergebnisse der Epoche 1999

Die Lagegenauigkeit entspricht in etwa der der aktuellen Epoche. Die Höhengenaugkeit hingegen ist deutlich besser, bedingt durch das Feinnivellement über alle Punkte.

7.2 Globaler Kongruenztest

Der in 2.6.3.2 beschriebene Globale Kongruenztest ermittelt, ob im Netz überhaupt signifikante Deformationen aufgetreten sind. Im vorliegenden Fall beträgt die Testgröße 159,96, bei einem kritischen Quantil von 2,68. Zwischen den beiden Epochen sind also signifikante Deformationen aufgetreten.

7.3 Iterative Auswahl der Datumpunkte

Wie in 2.6.4 näher erläutert, ist es für die Deformationsanalyse unbedingt notwendig, dass in beiden Epochen die Datumsfestlegung identisch ist. Dazu darf das Netz nur auf nicht bewegten Punkten gelagert sein.

In einem ersten Schritt wird deshalb eine Deformationsanalyse mit den durch Gesamtpurminimierung berechneten Epochen durchgeführt. Im zweiten Schritt dienen dann nur die Punkte als Datumpunkte, die als nicht bewegt detektiert wurden. Mit dieser Teilspurminimierung werden beide Epochen erneut durchgerechnet. In jedem weiteren Schritt wird dann der Punkt mit der geringsten Testgröße zu den Datumpunkten hinzugefügt.

Wird dieser Punkt bei erneuter Berechnung als nicht bewegt detektiert, so erfolgt ein weiterer Iterationsschritt. Sollte dieser Punkt jedoch als bewegt detektiert werden, so ist die Auswahl der Datumpunkte beendet. Der im aktuellen Schritt untersuchte Punkt darf nicht mehr als Datumpunkt verwendet werden. Ein Testen der übrigen Punkte ist nicht notwendig.

Als Kriterium dient der multiple F-Test, da dieser im Gegensatz zum multiplen t-Test komplette Punkte als bewegt oder unbewegt detektiert.

Der Ablauf bei der Auswahl der Datumpunkte ist in Abbildung 7.1 grafisch dargestellt.

7.4 Versuch 1

7.4.1 Wahl der Datumpunkte

Bei Berechnung der Deformationsanalyse mit den Ergebnissen der Gesamtpurminimierung wurde kein Punkt als unbewegt detektiert. Da das kritische Quantil bei den Punkten 3 und 6 nur knapp überschritten war, wurden diese beiden Punkte als Datumpunkte für den nächsten Iterationsschritt ausgewählt.

In den folgenden Schritten wurden die Punkte 6, 3, 8 und 2 als unbewegt detektiert und als Datumpunkte eingeführt.

7.4.2 Deformationsgrößen

Die resultierenden Deformationen in y , x und der Höhe sind in Tabelle 7.2 zusammengestellt. Deformationen, die durch den t-Test als signifikant detektiert wurden, sind *kursiv und fett* dargestellt.

7.4.3 Punkte und Testgrößen

In Tabelle 7.3 sind die Punkte mit ihren Testgrößen des multiplen F-Tests dargestellt. Signifikante Testgrößen sind *kursiv und fett* dargestellt. Das kritische Quantil liegt bei 6,20.

7.4.4 Grafische Darstellung der Ergebnisse

Die ermittelten Deformationsvektoren sind nachfolgend grafisch dargestellt. Abbildung 7.2 zeigt die Verschiebungsvektoren in der Lage. Die Verschiebungen in der Höhe sind in Abbildung 7.3 dargestellt.

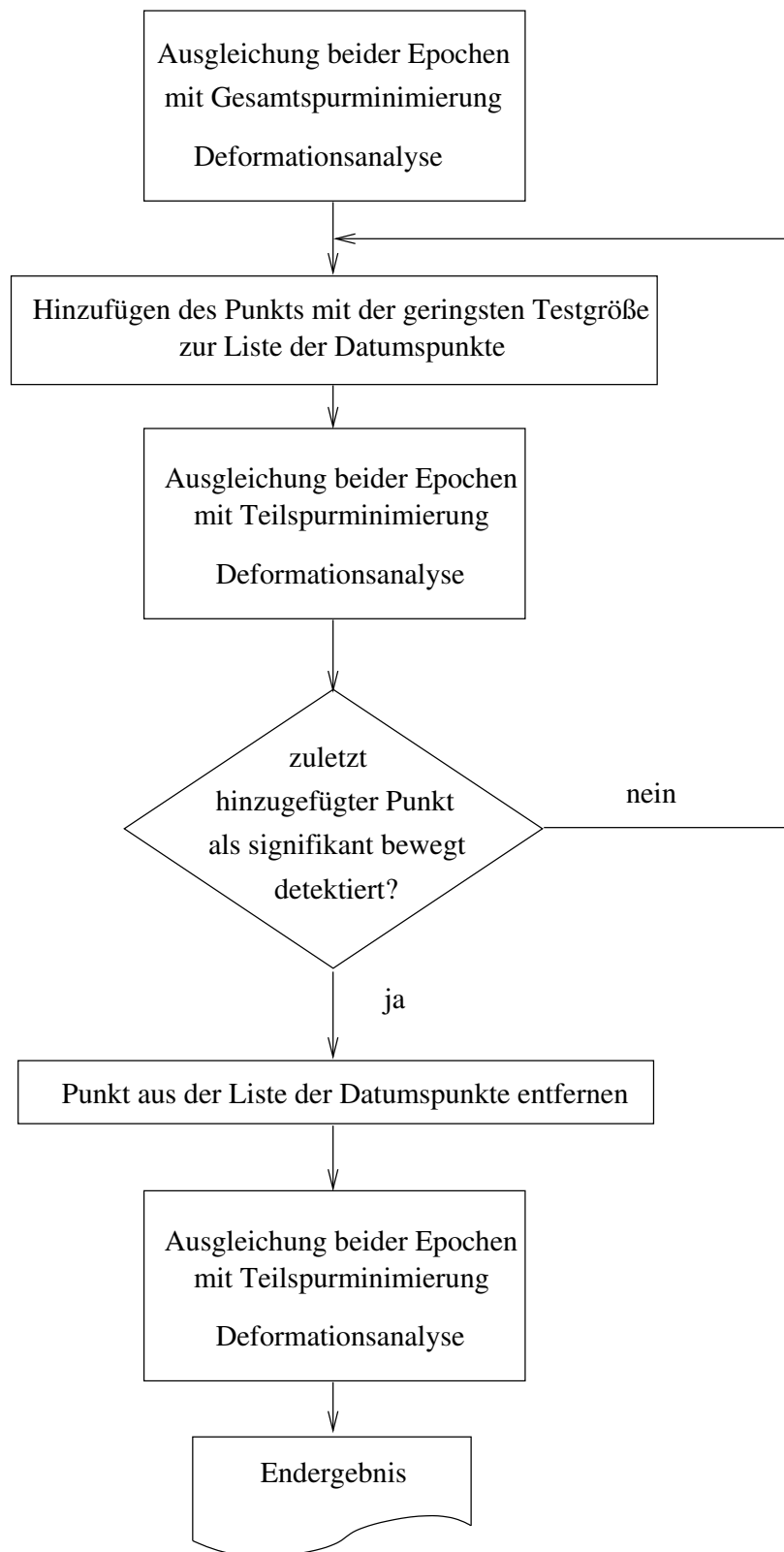


Abbildung 7.1: Ablaufdiagramm Deformationsanalyse

Punkt	Δy [mm]	Δx [mm]	Δh [mm]
1	1,3	2,0	-16,7
2	-0,9	2,2	0,0
3	-0,7	0,2	0,5
4	-1,1	-0,1	6,6
5	-2,0	-2,3	5,0
6	0,3	-1,1	-2,9
7	-4,3	1,1	-2,1
8	1,3	-1,3	2,4
9	-2,0	-4,1	-15,4
10	-13,4	-1,3	-5,0

Tabelle 7.2: Deformationsgrößen

Punkt	Testgröße
1	90,34
2	4,71
3	0,43
4	16,29
5	15,81
6	2,65
7	13,32
8	3,67
9	18,06
10	27,01

Tabelle 7.3: Punkte und Testgrößen

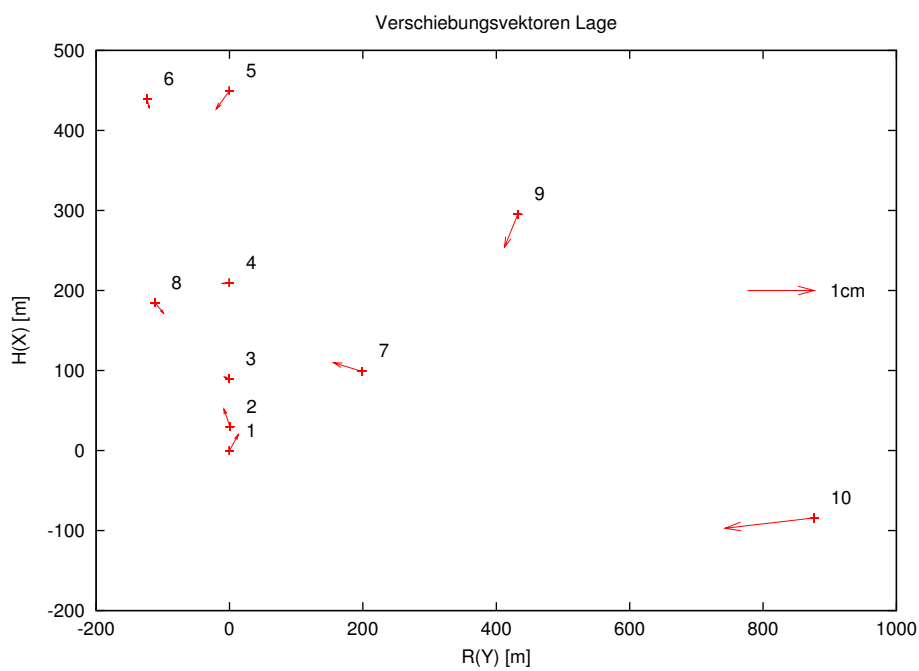


Abbildung 7.2: Verschiebungsvektoren Lage

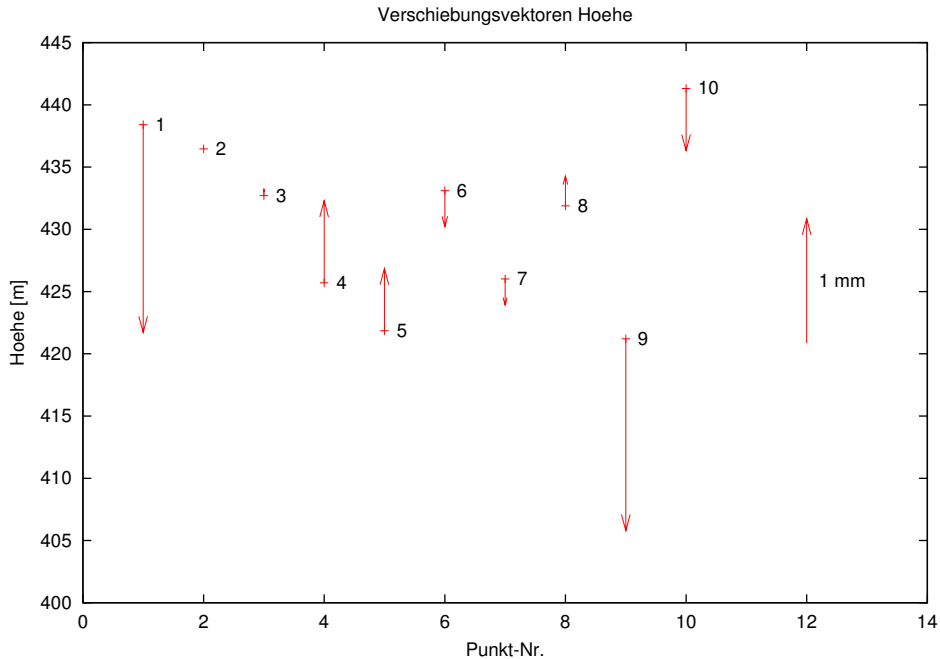


Abbildung 7.3: Verschiebungsvektoren Höhe

7.4.5 Interpretation

Durch die Deformationsanalyse konnten signifikante Punktbewegungen in sechs der zehn Punkte nachgewiesen werden. Es haben sich vier Punkte signifikant in der Höhe und nur zwei signifikant in der Lage bewegt.

Auffällig ist jedoch, dass sich die Punkte 4 und 5 laut der Deformationsanalyse um 6,6 mm und 5 mm angehoben haben. Das erscheint wenig plausibel. Wenn man sich die Ergebnisse genauer anschaut, fällt folgendes auf:

- Der Höhenunterschied zwischen den Punkten 4 und 5 ist nahezu gleich geblieben (deshalb die gemeinsame Höhenänderung der beiden Punkte).
- Auch der Höhenunterschied zwischen den Punkten 2 und 3 ist gleich geblieben.
- Der Höhenunterschied zwischen den Punkten 3 und 4 hat sich verkleinert.
- Der Punkt 1 ist in der Höhe deutlich abgesunken.

Wenn man bedenkt, dass die Punkte 2 und 3 wie der Punkt 1 am Hang stehen, die Punkte 4 und besonders 5 hingegen in flacherem Gelände, so lässt dieses folgendes vermuten: Die Punkte 1 bis 3 sind alle abgesackt, während die Punkte 4 und 5 in der Höhe nahezu stabil geblieben sind. Aber da vorab eine Gesamtspurminimierung berechnet wird, die das Datum bestmöglich an alle Punkte anpasst, heben sich die Punkte 4 und 5 scheinbar. Dadurch werden diese als bewegt detektiert.

Um diese Theorie zu bestätigen, wurde ein zweiter Versuch mit den Datumspunkten 4 und 5 im ersten Schritt berechnet.

7.5 Versuch 2

7.5.1 Wahl der Datumpunkte

Aus den im vorherigen Abschnitt genannten Gründen wurden für den zweiten Versuch zuerst die Punkte 4 und 5 als Datumpunkte ausgewählt.

In den folgenden Schritten wurden die Punkte 4, 5, und 8 als unbewegt detektiert und als Datumpunkte eingeführt. Bei der Berechnung mit diesen drei Punkten als Datumpunkten wird der Punkt 6 auch als unbewegt detektiert, obwohl laut t-Test seine Höhenkomponente eine signifikante Bewegung aufweist. Wird der Punkt 6 zur Datumsfestlegung mit hinzugezogen, ergeben sich signifikante Bewegungen der Punkte 4 und 5. Deshalb wurde darauf verzichtet, für die endgültige Berechnung den Punkt 6 als Datumpunkt zu verwenden.

7.5.2 Deformationsgrößen

Die resultierenden Deformationen in y , x und der Höhe sind in Tabelle 7.4 zusammengestellt. Deformationen, die durch den t-Test als signifikant detektiert wurden, sind *kursiv und fett* dargestellt.

Punkt	Δy [mm]	Δx [mm]	Δh [mm]
1	0,9	3,1	-21,4
2	-1,2	3,4	-4,6
3	-1,0	1,3	-4,2
4	-1,3	1,1	1,9
5	-1,9	-1,1	0,4
6	0,4	0,2	-7,6
7	-4,6	2,1	-6,7
8	1,1	0,0	-2,2
9	-2,0	-3,4	-20,1
10	-13,8	-1,2	-9,7

Tabelle 7.4: Deformationsgrößen

7.5.3 Punkte und Testgrößen

In Tabelle 7.5 sind die Punkte mit ihren Testgrößen des multiplen F-Tests dargestellt. Signifikante Testgrößen sind *kursiv und fett* dargestellt. Das kritische Quantil liegt bei 6,20.

7.5.4 Grafische Darstellung der Ergebnisse

Die ermittelten Deformationsvektoren sind nachfolgend grafisch dargestellt. Abbildung 7.4 zeigt die Verschiebungsvektoren in der Lage. Die Verschiebungen in der Höhe sind in Abbildung 7.5 dargestellt.

7.5.5 Interpretation

Die Ergebnisse des zweiten Versuchs sind wesentlich plausibler. Es haben sich keine Punkte in der Höhe signifikant nach oben bewegt. Sechs der zehn Punkte haben sich signifikant nach unten bewegt. Der Punkt 10 weist dazu noch eine Bewegung von 9,7 mm nach unten auf, die jedoch aufgrund der zu geringen Höhengenaugigkeit als nicht signifikant detektiert werden.

Punkt	Testgröße
1	122,94
2	13,92
3	6,86
4	2,70
5	2,84
6	5,71
7	15,19
8	1,04
9	24,63
10	38,00

Tabelle 7.5: Punkte und Testgrößen

In der Lage werden (auch aufgrund der zu geringen resultierenden Genauigkeit aus der Teilspurminimierung) keine signifikanten Bewegungen lokalisiert. Es ist jedoch deutlich erkennbar, dass sich die Punkte 1, 2 und 3 in positiver x -Richtung bewegen, also hangabwärts.

Der Punkt 10 weist zwar in keiner seiner Komponenten signifikante Bewegungen auf, was aber auch an der relativ geringen Genauigkeit des Punktes liegt. Der F-Test ergibt jedoch auch für diesen Punkt signifikante Deformationen.

Das Vorgehen beim zweiten Versuch widerspricht zwar dem strengen Vorgehen aus Versuch 1, liefert aber die plausibleren Ergebnisse. Das Problem besteht in der Datumsfestlegung. Da sich die Mehrzahl der Punkte in der Höhe signifikant bewegt hat, liefert die Gesamtspurminimierung keine optimalen Eingangswerte für die Deformationsanalyse. Bei der Interpretation der Ergebnisse ist deshalb die Plausibilitätskontrolle absolut notwendig.

Um auch nach strengem Vorgehen ein plausibles Ergebnis bekommen zu können, wären Datumpunkte notwendig, die sich sicher nicht bewegen, und deren Anzahl größer ist als die Anzahl der zu überwachenden Punkte. Diese Voraussetzung für zuverlässige und plausible Deformationsanalysen ist bei diesem Netz jedoch nicht gegeben, es handelt sich aber auch nicht um ein Überwachungsnetz.

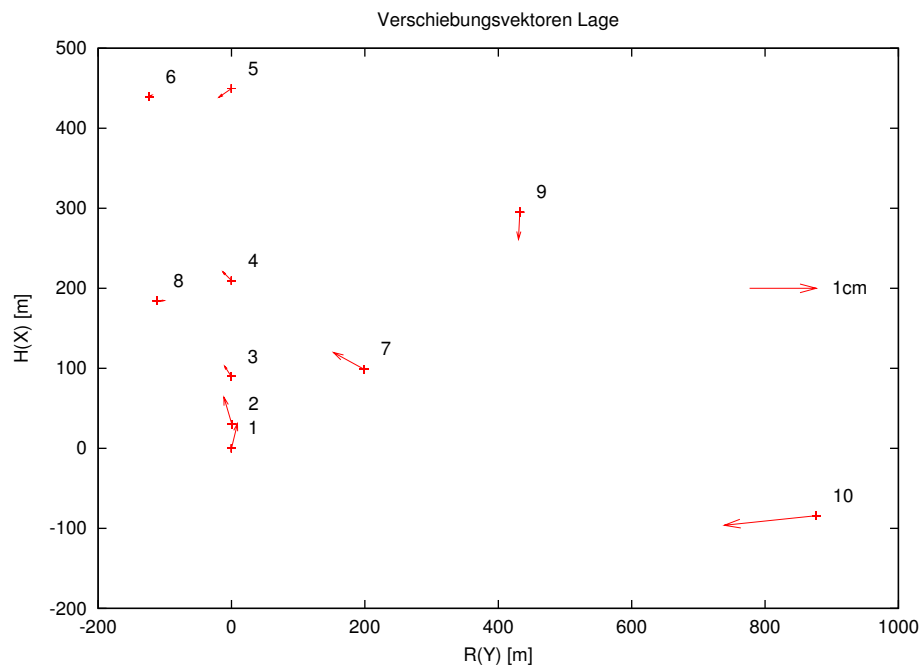


Abbildung 7.4: Verschiebungsvektoren Lage

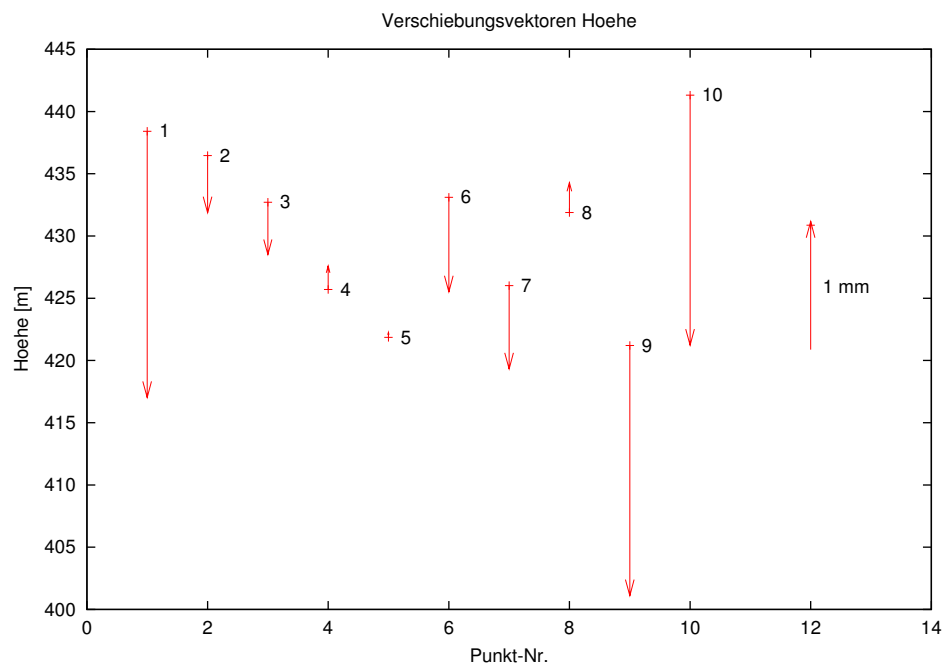


Abbildung 7.5: Verschiebungsvektoren Höhe

Kapitel 8

Zusammenfassung und Ausblick

Ziel dieser Studienarbeit war die Bereitstellung aktueller Koordinaten höchster Genauigkeit. Dieses Ziel wurde trotz der schwierigen Sichtverhältnisse im Testnetz erreicht. In der Lage wurden die Genauigkeiten der Epoche 1999 nicht nur erreicht, sondern teilweise sogar überboten. Die Höhengenaugkeit ist aufgrund des Verzichts auf ein Feinnivellement über das gesamte Netz etwas schlechter. Für die in der Einleitung beschriebenen Verwendungszwecke reicht die erzielte Genauigkeit auf jeden Fall aus.

Zusätzlich konnten noch Aussagen über den Einfluss unterschiedlicher Beobachtungstypen auf die Genauigkeit der Punkte gemacht werden. Es konnte nachgewiesen werden, dass selbst in einem kleinen Netz und bei kurzer Beobachtungsdauer durch GPS eine Genauigkeitssteigerung erzielt werden kann.

Durch die Deformationsanalyse konnten signifikante Bewegungen in der Höhe von bis zu 2 cm bei sechs der zehn Punkte nachgewiesen werden, zusätzlich wurde durch den F-Test auch noch der Punkt 10 als signifikant bewegt erkannt. Dieses Ergebnis rechtfertigt gleichzeitig die Neuvermessung.

Mit der Neuvermessung des gesamten Netzes in einer Epoche wurde die Grundlage für weitere Epochen geschaffen. Es wurde nicht nur die Beobertungskonfiguration ermittelt, die das beste Verhältnis von Aufwand zu erzielbarer Genauigkeit liefert (Streckenmessung, einseitige Zenitdistanzmessung, GPS), sondern auch konsistente Messwerte für weitere Deformationsanalysen generiert.

Davon ausgehend ist eine Neuvermessung des Netzes in höherer Frequenz (sinnvoll wäre einmal pro Jahr) möglich. So könnte auch festgestellt werden, ob weitere Punktverschiebungen auftreten. Bei einer ausreichenden Anzahl von Epochen wäre dabei eine Deformationsanalyse im kinematischen Modell zur Bestimmung der Punktgeschwindigkeiten machbar. Interessant ist vor allem, ob weitere Höhenveränderungen auftreten, und ob die Punkte 1 bis 3 sich tatsächlich hangabwärts bewegen.

Anhang A

Vorverarbeitete Beobachtungen

Strecken

Standpunkt	Zielpunkt	korrigierte und reduzierte Strecke [m]	Genauigkeit
10	6	1128.8790	0,2mm+0,2ppm
9	6	573.9600	0,2mm+0,2ppm
9	4	440.5845	0,2mm+0,2ppm
9	8	555.2126	0,2mm+0,2ppm
7	5	403.2326	0,2mm+0,2ppm
7	6	468.6682	0,2mm+0,2ppm
7	4	227.5743	0,2mm+0,2ppm
7	3	199.5553	0,2mm+0,2ppm
7	2	209.9998	0,2mm+0,2ppm
7	1	222.0608	0,2mm+0,2ppm
4	1	209.6133	0,2mm+0,2ppm
4	2	179.6746	0,2mm+0,2ppm
4	3	119.7993	0,2mm+0,2ppm
4	8	114.6564	0,2mm+0,2ppm
4	6	260.6951	0,2mm+0,2ppm
4	5	240.1020	0,2mm+0,2ppm
3	1	89.8166	0,2mm+0,2ppm
3	2	59.8840	0,2mm+0,2ppm
3	8	146.2638	0,2mm+0,2ppm
3	6	370.4268	0,2mm+0,2ppm
3	5	359.9006	0,2mm+0,2ppm
2	1	29.9422	0,2mm+0,2ppm
2	8	191.1900	0,2mm+0,2ppm
2	6	427.6646	0,2mm+0,2ppm
2	5	419.7762	0,2mm+0,2ppm
1	8	215.8868	0,2mm+0,2ppm
1	6	456.2772	0,2mm+0,2ppm
1	5	449.7149	0,2mm+0,2ppm
8	6	254.9293	0,2mm+0,2ppm
8	5	287.7515	0,2mm+0,2ppm
6	5	123.7820	0,2mm+0,2ppm

Tabelle A.1: Vorverarbeitete Strecken

Richtungen

Standpunkt	Zielpunkt	Richtung [gon]	Genauigkeit [mgon]
1	8	0.00000	0.25
1	6	17.26625	0.25
1	5	34.69231	0.25
1	4	34.68896	0.25
1	3	34.31756	0.25
1	2	35.68466	0.25
1	7	105.30450	0.25
2	6	0.00000	0.25
2	5	18.62701	0.25
2	4	18.52810	0.25
2	3	17.63909	0.25
2	7	97.39537	0.25
2	1	219.68937	0.25
2	8	378.69852	0.25
4	9	0.00000	0.25
4	7	44.77059	0.25
4	3	112.70207	0.25
4	2	112.25810	0.25
4	1	112.42440	0.25
4	8	198.43587	0.25
4	6	281.05517	0.25
4	5	312.43036	0.25
5	7	0.00000	0.25
5	1	32.82443	0.25
5	2	32.75352	0.25
5	3	32.91844	0.25
5	4	32.82779	0.25
5	8	58.25450	0.25
5	6	127.45581	0.25
6	10	0.00000	0.25
6	7	21.05677	0.25
6	4	37.93447	0.25
6	3	47.79229	0.25
6	2	50.60835	0.25
6	1	51.87981	0.25
6	8	66.44983	0.25
6	5	363.93826	0.25
6	9	385.47485	0.25
7	1	0.00000	0.25
7	2	8.08500	0.25
7	3	26.48607	0.25
7	4	61.73037	0.25
7	6	81.13770	0.25
7	5	96.56261	0.25
8	9	0.00000	0.25
8	3	57.64272	0.25
8	2	72.75147	0.25
8	1	78.05816	0.25
8	6	309.89472	0.25
8	5	338.18064	0.25
8	4	398.75937	0.25

Tabelle A.2: Richtungen

Höhenunterschiede aus einseitiger Zenitdistanzmessung

Standpunkt	Zielpunkt	Höhenunterschied [m]	Genauigkeit [mm]
6	10	8.2078	5.0
9	6	11.9206	5.0
9	4	4.5204	5.0
9	8	10.7041	5.0
7	5	-4.1496	5.0
7	6	7.0958	5.0
7	4	-0.3066	5.0
7	3	6.6959	5.0
7	2	10.4417	5.0
7	1	12.3757	5.0
4	1	12.6786	5.0
4	2	10.7400	5.0
4	3	6.9932	5.0
4	8	6.1766	5.0
4	6	7.3998	5.0
4	5	-3.8461	5.0
3	1	5.6841	5.0
3	2	3.7474	5.0
3	8	-0.8177	5.0
3	6	0.4002	5.0
3	5	-10.8492	5.0
2	1	1.9408	5.0
2	8	-4.5684	5.0
2	6	-3.3510	5.0
2	5	-14.5958	5.0
1	8	-6.5124	5.0
1	6	-5.2978	5.0
1	5	-16.5387	5.0
8	6	1.2172	5.0
8	5	-10.0274	5.0
6	5	-11.2496	5.0

Tabelle A.3: Höhenunterschiede aus einseitiger Zenitdistanzmessung

Höhenunterschiede aus gegenseitig-gleichzeitiger Zenitdistanzmessung

Standpunkt	Zielpunkt	Höhenunterschied [m]	Genauigkeit [mm]
1	2	-1.9434	3.5
3	2	3.7536	3.5
3	4	-7.0036	3.5
8	4	-6.1831	3.5
6	4	-7.3992	3.5
5	4	3.8482	3.5
7	4	-0.3020	3.5
9	4	4.5230	3.5

Tabelle A.4: Höhenunterschiede aus gegenseitig-gleichzeitiger Zenitdistanzmessung

Höhenunterschiede aus Feinnivellement

Standpunkt	Zielpunkt	Höhenunterschied [m]	Genauigkeit [mm]
1	2	-1.93817	0.3
2	3	-3.74861	0.3
3	4	-7.00299	0.3
4	5	-3.84342	0.3

Tabelle A.5: Höhenunterschiede aus Feinnivellement

GPS-Basislinien (WGS 84)

Standpunkt	Zielpunkt	ΔX [m]	ΔY [m]	ΔZ [m]
10	1	415.2103	-731.3571	-262.1011
10	4	292.6554	-863.6675	-154.5243
10	6	237.3628	-1101.8445	-63.7831
10	5	159.2324	-1014.0868	-23.2312

Tabelle A.6: GPS-Basislinien im WGS 84

GPS-Basislinien (lokal)

Standpunkt	Zielpunkt	Δy [m]	Δx [m]	Δh [m]	$\sigma_{\Delta x}$ [mm]	$\sigma_{\Delta y}$ [mm]	$\sigma_{\Delta h}$ [mm]
10	1	-876.8608	84.0698	-2.8946	2.0	2.5	10.0
10	4	-876.8885	293.6804	-15.6023	2.0	2.5	10.0
10	6	-1000.2340	523.3477	-8.2061	2.0	2.5	10.0
10	5	-876.8942	533.7792	-19.4494	2.0	2.5	10.0

Tabelle A.7: transformierte GPS-Basislinien

Anhang B

Inhalt der beigelegten CD

Verzeichnis	Inhalt
dokument/	Dieses Dokument im PDF-Format.
gnuplot/	Das Programm GNUPlot für Windows zum Plotten der Ergebnisse
grafiken/	Die in diesem Dokument enthaltenen Grafiken im EPS-Format
input/	Die Eingabedateien für NAP123, NAPGPS und DANA.
linux/	Ausführbare Dateien von NAP123, NAPGPS und DANA für Linux/x86.
manual/	Das Handbuch zu NAP123, NAPGPS und DANA im PDF-Format.
output/	Die Ausgabedateien von NAP123, NAPGPS und DANA.
win32/	Ausführbare Dateien von NAP123, NAPGPS und DANA für Windows 95 und höher.

Literaturverzeichnis

- [Welsch,Heunecke,Kuhlmann] Welsch, D., Heunecke, O., Kuhlmann, H. (2000): Auswertung geodätischer Überwachungsmessungen. In: Möser, M., Müller, G., Schlemmer, H., Werner, H. (Hrsg.): Handbuch Ingenieurgeodäsie. Herbert Wichmann Verlag, Heidelberg. ISBN 3-87907-295-7
- [Joeckel,Stober] Joeckel, R., Stober, M. (1999): Elektronische Entfernungs- und Richtungsmessung, 4. Auflage. Wittwer, Stuttgart. ISBN 3-87919-266-9
- [Gruber] Gruber, F.J. (1998): Formelsammlung für das Vermessungswesen, 9. Auflage. Dümmler, Bonn. ISBN 3-427-79089-4
- [Kahmen] Kahmen, H. (1997): Vermessungskunde, 19. Auflage. De Gruyter, Berlin, New York. ISBN 3-11-015399-8
- [Niemeier] Niemeier, W. (1987): Zur Bestimmung von Datumparametern aus Beobachtungen. Zeitschrift für Vermessungswesen 112, S. 139-153.