

Vergleichende Betrachtungen zur Höhenbestimmung mittels Digitalnivellement und DGPS in einem Vertikalprofil am Wendelstein



*Richard Gedon,
Otto Heunecke,
Klaus Krack*

1 Einleitung

Die AdV-Richtlinie für den einheitlichen Raumbezug des amtlichen Vermessungswesens in der Bundesrepublik Deutschland [1; AdV 2006] sieht vor, dass die Höhenfestpunkte 1. Ordnung aufgrund großräumiger tektonischer und anthropogen induzierter Höhenveränderungen der Erdoberfläche in geeigneten Zeitabständen neu zu vermessen sind. Die AdV hat daher auf ihrer 116. Plenumstagung im Jahr 2005 in Bonn beschlossen, im Zeitraum 2006 bis 2011 eine Erneuerung des Deutschen Haupthöhennetzes 1992 (DHHN92) durch geometrisches Präzisionsnivellement mit epochengleichen GNSS¹- und Absolutchweremessungen durchzuführen. Diese Arbeiten haben deutschlandweit bereits begonnen.

Um dem aktuellen Stand der Instrumententechnik Rechnung zu tragen, dürfen nur Nivellierausrüstungen eingesetzt werden, die eine empirische Standardabweichung von $0,4 \text{ mm}/\sqrt{\text{km}}$ Doppelnivellement erwarten lassen und nachgewiesener Weise unempfindlich auf das Erdmagnetfeld reagieren [2]. In der Praxis ist, wie man spätestens seit den methodischen und messtechnischen Untersuchungen auf der Testschleife Koblenz [5, 9] – die seinerzeit mit konventionellen Kompensatornivellieren und besonderen trigonometrischen Verfahren [7] vorgenommen wurden –, aber auch aus theoretischen Überlegungen heraus [9] weiß, eine solche Genauigkeit aufgrund wirkender systematischer Messabweichungen realistisch nicht zu erreichen. Realistische Genauigkeitsangaben im

¹ GNSS = Global Navigation Satellite System

Sinne einer Messunsicherheit (»äußere Genauigkeit«) verlangen, gerade solche systematischen Effekte zu quantifizieren und zu berücksichtigen [6]. Sämtliche systematischen Messabweichungen des Präzisionsnivelements sind in gleicher Weise bei den heutigen Digitalnivellieren existent. Zusätzlich ist hier auch noch dem Zusammenwirken der geräteinternen, herstellerabhängigen Rechenalgorithmen und den Codierungen der Nivellierlatten Beachtung zu schenken. Von der AdV sind daher sehr detaillierte Vorgaben gemacht, wie die Feldmessungen durchzuführen sind [2].

Vor dem Hintergrund der angestrebten Einführung von DGNSS²-Messtechniken zur Bestimmung von Höhen(unterschieden) als durchgehenden Ersatz für das geometrische Nivellement, in Verbindung mit länderspezifischen Quasigeoidfelddateien, kommt der vermutlich letztmalig im größeren Rahmen erfolgenden Bereitstellung von nivellierten DHHN-Höhen eine erhebliche Bedeutung zu. Die Ergebnisse stellen einen entscheidenden Beitrag bei der adäquaten Bestimmung lokaler Höhenanomalien dar, mit denen der Übergang von den geometrisch definierten DGNSS-Höhen auf die Normalhöhen erfolgt.

Systematische Messabweichungen sind auch bei der satellitengestützten Höhenbestimmung zu beachten. Dazu zählen insbesondere die troposphärischen Refraktionseinflüsse auf die Antennenstandorte und die trotz der Berücksichtigung von PCO³ und PCV⁴ verbleibenden unbekanntem Antennencharakteristiken, welche die Messergebnisse besonders in der Höhe beeinträchtigen. Andere systematische Effekte, wie z. B. Multipath, können – so fern möglich – durch sorgfältige Auswahl der Antennen, der Antennenstandorte und der Länge der Beobachtungszeiten weitgehend eliminiert werden.

Zur Quantifizierung der systematischen Effekte betrachteter Messverfahren ist es gute Praxis, diese vergleichend anhand empirisch gewonnener Beobachtungsreihen gerade in solchen Situationen zu untersuchen, bei denen sich das Auftreten der Effekte möglichst deutlich zeigt. Dazu wurde mit Unterstützung des Bayerischen Landesamtes für Vermessung und Geoinformation am Wendelstein eine bereits vorhandene Messlinie erweitert. Das aus der Messlinie hervorgegangene Vertikalprofil Wendelstein ist zugleich ein Ausschnitt des Testnetzes Inntal des Instituts für Geodäsie der Universität der Bundeswehr. Es quert zudem eine Nivellementlinie I. Ordnung, die auch in die Neumessung des DHHN einbezogen wird. Das Vertikalprofil Wendelstein besitzt folgende Merkmale:

² DGNSS = Differential Global Navigation Satellite System

³ PCO = Phase Center Offset

⁴ PCV = Phase Center Variations

- Gesamthöhenunterschied ca. 500 m (der noch ausgeweitet werden kann),
- Länge ca. 5 km, befahrbare und verkehrsberuhigte Wegstrecke,
- Steigungen bis zu 20%,
- weitgehend Nord-Süd-Ausrichtung.

Für die satellitengestützten Messungen sind möglichst optimale Empfangsbedingungen und maximale Satellitensichtbarkeit zu gewährleisten, die Vermarkung der Punkte musste in geeigneter Weise sowohl für die Satellitenmessungen als auch für das Nivellement erfolgen. Im Rahmen der Diplomarbeit Brunhofer/Busenthür [3] wurde die bestehende Messlinie gezielt zum Vertikalprofil weiterentwickelt. Aufgabe der Kandidaten war es, Erfahrungen mit dem Digitalnivellier Trimble DiNi12 [10] und der DGPS-Ausrüstung Leica GPS1200 [8] im Vertikalprofil zu machen. Zur unabhängigen Kontrolle und zur Zusammenführung der Höhensysteme wurde zudem ein astrogeodätisches Nivellement durchgeführt.

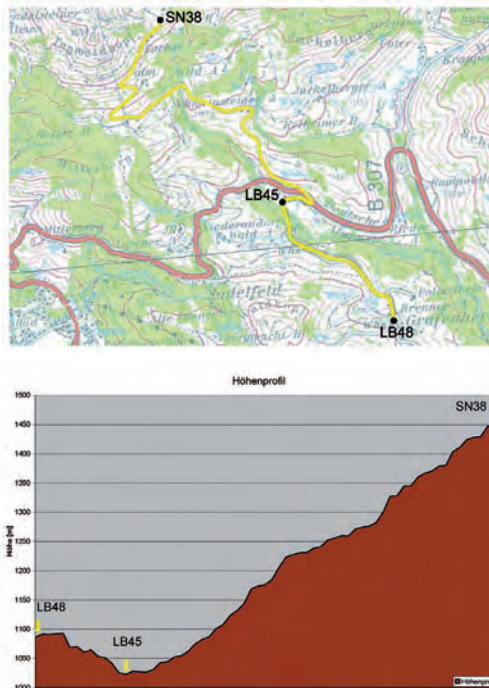


Bild 1: Kartenausschnitt mit Nivellementlinie (gelb) und Höhenprofil, [© Karten und Daten (TOP 50) Landesamt für Vermessung und Geoinformation Bayern]

Im Zuge der erforderlichen Verdichtung der bestehenden Messlinie wurden 30 neue Nivellementpunkte erkundet und vermarktet. Folgenden Ansprüchen werden diese Punkte weitgehend gerecht:

- Abstand zwischen den Punkten im Bereich von 200 bis 300 m,
- Dauerhaftigkeit der Vermarkung,
- GPS-Tauglichkeit,
- geringe Entfernung zum befahrbaren Nivellementweg.

Bereits existierende Punkte aus dem Testnetz Inntal wurden in das Vertikalprofil eingebunden. Weiterhin wurden die vorhandenen, ortsnahen Nivellementpunkte der Linie I. Ordnung im Verlauf der B 307 auf ihren Zustand und ihre Tauglichkeit geprüft. Sie dienten im weiteren Verlauf zum Höhenanschluss der neu vermarkten Punkte an das amtliche Höhennetz im System DHHN92. Als Vermarkungen wurden Stehbolzen (SB), Stehneten (SN) und Landeshöhenbolzen (LB) verwendet.

2 Lagebestimmung, trigonometrische Höhenübertragung, amtliches Höhendatum

Die lagemäßige Koordinierung der Nivellementpunkte, die zum Wiederfinden und zum Übergang in das System der Normalhöhen notwendig ist, wurde mithilfe eines trassennahen Polygonzuges (36 Polygonpunkte) vorgenommen. Der Polygonzug konnte größtenteils direkt über die Nivellementpunkte geführt werden. Es wurde darauf geachtet, die Polygonpunkte so anzulegen, dass übergreifende Beobachtungen möglich werden. Damit ergibt sich zwar keine optimale Netzkonfiguration, die innere Zuverlässigkeit (Kontrolliertheit) des Polygonzugs wurde aber dennoch verbessert. Im Anschluss an die Lageausgleichung wurde eine trigonometrische Höhenübertragung über alle Polygon- und Nivellementpunkte vorgenommen. Die Messungen sind mit dem Tachymeter Leica TPS1203 mit aktivierter ATR⁵-Funktion durchgeführt worden. Im Mittel konnte eine Standardabweichung von 3 mm in der Lage und von 2 mm in der Höhe erreicht werden. Abschließend lagen für alle Punkte Lage- (ETRS89/UTM) und trigonometrisch gewonnene Höheninformationen vor. Die Verknüpfung des ellipsoidischen Höhendatums ETRS89 mit dem DHHN92 erfolgt sowohl absolut als auch relativ mit hoher Nachbarschaftsgenauigkeit mithilfe identischer Punkte, den sogenannten Höhenpasspunkten, die zum Einen nivellistisch und zum Anderen mit DGPS-Techniken bestimmt sind.

⁵ ATR = Automatic Target Recognition

Die mit den Höhenpasspunkten ermittelbaren Datumsunterschiede müssen mit der Quasigeoidfelddatei des Bayerischen Landesamtes für Vermessung und Geoinformation (der BayernSatNiv-Datei) reproduzierbar sein. Ergänzend kann die Güte des Quasigeoids durch ein astrogeodätisches Nivellement unabhängig geprüft werden. Dieses Messkonzept wurde im Rahmen der Diplomarbeit umgesetzt.

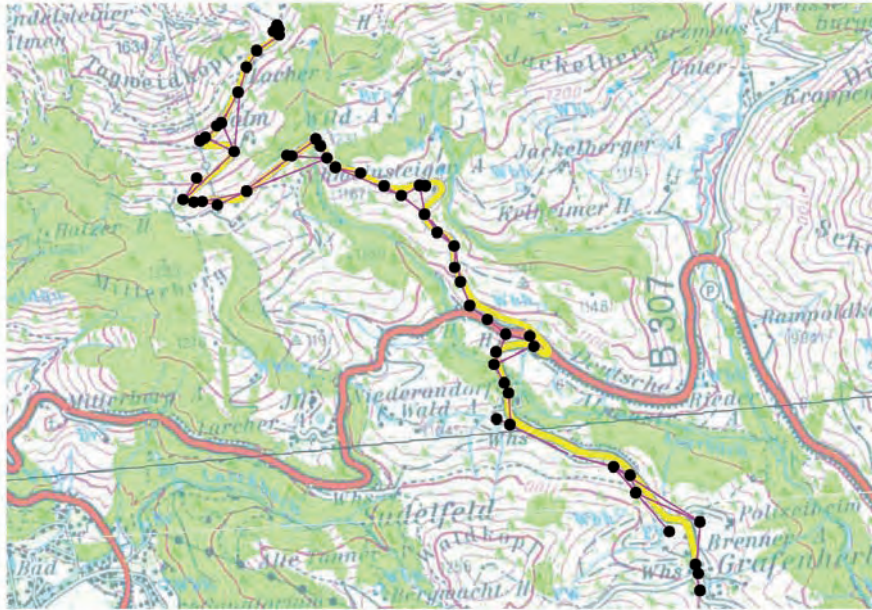


Bild 2: Netzbild Polygonzug

Bei der Wahl des geeigneten DGPS-Messverfahrens müssen erwartete Messgenauigkeit und ein vertretbarer Messzeitaufwand miteinander in Einklang gebracht werden. Da nur vier GPS Empfänger vom Typ Leica GPS1200 mit integrierter Antenne ATX1230 zur Verfügung standen und möglichst kurze Basislinien entstehen sollten, wurde die Messlinie in fünf Abschnitte unterteilt (in Bild 3 farblich gekennzeichnet). Jeder Abschnitt wurde an den äußeren Punkten mit zwei Referenzstationen besetzt und mit zwei mobilen Empfängern die innen liegenden Punkte beobachtet. Das durchschnittliche Beobachtungszeitfenster für die mobilen Empfänger betrug 2 Stunden. Die Anbindung an das ETRS89 erfolgte mit den RINEX-Daten und den ETRS89-Koordinaten der SAPOS®-Station Rosenheim, wozu ein ca. 11-stündiges Beobachtungszeitfenster ausgewertet wurde.

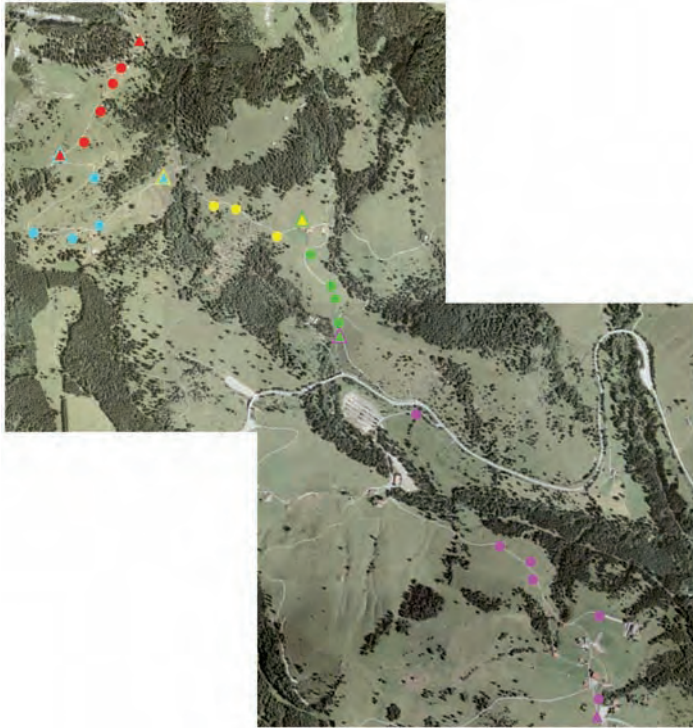


Bild 3: DGPS-Beobachtungsabschnitte (Δ Referenzstation, O Roverstation)
 © Karten und Daten (DOP) Landesamt für Vermessung und Geoinformation Bayern

5 Geometrisches Nivellement

Das geometrische Nivellement wurde mit einem DiNi12 der Firma Trimble durchgeführt. Das DiNi 12 zählt zu den Digitalnivellieren höchster Genauigkeit. Es besitzt einen luftgedämpften Pendelkompensator mit einem Arbeitsbereich von 15' bei einer Einspielgenauigkeit von 0,2". Bei Verwendung von Präzisionsinvarlatten mit Codeeinteilung beträgt die Standardabweichung nach Herstellerangabe für 1 km Doppelnivellement $\sigma_{\text{Niv}/\sqrt{\text{km}}} = 0,3 \text{ mm}$. Die Messausrüstung wurde vor dem Messeinsatz auf dem Interferenzkomparator des Instituts für Geodäsie überprüft. Alle Messungen wurden unter Beachtung der Nivellementfeldanweisungen 2006-2011 der AdV durchgeführt, siehe [2]. Die gesamte Nivellementlinie wurde in Abschnitte unterteilt, die an einem Tag vollständig nivelliert werden konnten. Dabei war die Nivellementstrecke nördlich der B 307 Schwerpunkt der Untersuchungen und wurde im Hin- und Rückweg gemessen.

Südlich der Bundesstraße konnte aus Zeitgründen nur eine einfache Messung der Nivellementlinie erfolgen.

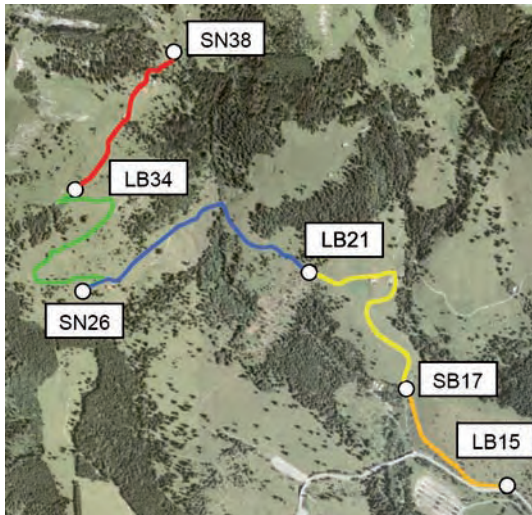


Bild 4:
Nivellementabschnitte im nördlichen Bereich des Vertikalprofils © Karten und Daten (DOP) Landesamt für Vermessung und Geoinformation Bayern

Zunächst wurden die Einzelhöhenunterschiede Δh_i aus Rück- und Vorblicken wie folgt berechnet:

$$\Delta h = \frac{r_1 + r_2}{2} - \frac{v_1 + v_2}{2}$$

Der auf dem Interferenzkomparator des Instituts für Geodäsie ermittelte Maßstabsfaktor [3] der Latten von $m_L = 0,84$ ppm wurde berücksichtigt. Der Wert m_L bedingt damit eine Korrektur von 0,42 mm für einen Höhenunterschied von 500 m.

In Tab. 1 sind die Mittelwerte und Differenzen aus Hin- und Rückweg sowie die resultierenden Gesamthöhenunterschiede der einzelnen Abschnitte Δh_{hin} und $\Delta h_{rück}$ aufgelistet.

	SN38 ↔ LB34	LB34 ↔ SN26	SN26 ↔ LB21	LB21 ↔ SB17	SB17 ↔ LB15
Δh_{hin} [m]	-71.49717	-119.46003	-74.66719	-76.93326	-53.24970
$\Delta h_{rück}$ [m]	71.49689	119.46129	74.66870	76.93453	53.25026
$\Delta h_{hin} + \Delta h_{rück}$ [mm]	-0.28	1.26	1.51	1.27	0.56
$(\Delta h_{rück} - \Delta h_{hin})/2$ [m]	71.49703	119.46066	74.66794	76.93390	53.24998

Tab. 1: Zusammenstellung der nivellierten Gesamthöhenunterschiede

Für die Bestimmung der Zielweitenunterschiede ΔZ_i wurde die Differenz aus den Mittelwerten der Hin- und Rückblicke an jedem Standpunkt i gebildet und zum gesamten Zielweitenunterschied ΔZ aufsummiert.

$$\Delta Z_i = \frac{z_{r1} + z_{r2}}{2} - \frac{z_{v1} + z_{v2}}{2}$$

$$\Delta Z = \sum_{i=1}^n \Delta Z_i$$

Nach der Nivellement-Feldanweisung der AdV [2] dürfen die Summen der Zielweiten der Vor- und Rückblicke für eine Nivellementstrecke $S_N \leq 400$ m bis zu 2 m und für eine Nivellementstrecke $S_N > 400$ m bis zu 3 m voneinander abweichen. Aus Tab.2 ist ersichtlich, dass diese Forderungen stets eingehalten werden konnten.

		S_N [m]	Δz [m]	$\Delta \bar{z} = \frac{\Delta z}{n}$ [cm]
SN38 ↔ LB34	Hin	576.83	-2.85	-6.2
	Rück	572.61	0.66	1.4
LB34 ↔ SN26	Hin	917.92	1.23	1.8
	Rück	907.42	0.60	0.9
SN26 ↔ LB21	Hin	927.23	-1.33	-2.4
	Rück	952.18	1.96	3.5
LB21 ↔ SB17	Hin	767.01	-2.94	-6.1
	Rück	807.95	2.64	5.3
SB17 ↔ LB15	Hin	488.02	-1.73	-5.8
	Rück	490.67	0.83	2.7

Tab.2: Vergleich der Zielweiten

Um eine erste Aussage zum Nivellement treffen zu können, wurde der zulässige Streckenwiderspruch Z_s mit dem tatsächlich gemessenen Widerspruch Z_s^t verglichen. Wie Tab. 3 zeigt, blieb Z_s^t stets unter dem Betrag von Z_s

$$Z_s = \pm (0.5 \times S_N + 1.5 \times \sqrt{S_N})$$

$$Z_s^t = \Delta h_{\text{hin}} + \Delta h_{\text{rück}}$$

Die Standardabweichung S_s für einen Kilometer Doppelnivellement (innere Genauigkeit) wird wie folgt berechnet:

$$s_s = \sqrt{\frac{1}{n_s} \times \left[\frac{W_s^2}{4 \times S_N} \right]}$$

S_N Länge der Nivellementstrecke (einfacher Messweg) [km]

n_s Anzahl der Nivellementstrecken

W_s tatsächlicher Streckenwiderspruch, Summe der Höhenunterschiede von Hin- und Rückmessung einer Nivellementstrecke [mm]

	SN38 ↔ LB34	LB34 ↔ SN26	SN26 ↔ LB21	LB21 ↔ SB17	SB17 ↔ LB15
S_N [m]	574.72	912.67	939.71	787.48	489.35
Z_s [mm]	±1.42	±1.89	±1.92	±1.72	±1.29
Z_s^1 [mm]	-0.28	1.26	1.51	1.28	0.56
s_s [mm]/√km	0.13	0.38	0.55	0.51	0.28

Tab.3: Streckenwidersprüche und Standardabweichungen

Die aus den Messungen ermittelten Standardabweichungen s_s für die einzelnen Abschnitte erfüllen bei den Strecken SN26 ↔ LB21 und LB21 ↔ SB17 die in [2] geforderte Genauigkeit nicht. Aufgrund des stark ansteigenden Geländes im Messgebiet waren die Zielweiten im Schnitt kleiner als 10 m. Dies führt zu einer deutlich höheren Anzahl von Aufstellungen. Somit konnten Fehlereinflüsse, die wesentlich von der Zielweite abhängen (Refraktion) zwar eliminiert oder zumindest minimiert werden, jedoch summieren sich mit der Anzahl der Aufstellungen diejenigen Fehler, die durch das Aufstellen und Einsinken von Latten und Instrument an sich auftreten. Da bei der Berechnung der Standardabweichung s_s nur die Strecke S_N eingeht, nicht aber die Anzahl der Instrumentenstandpunkte berücksichtigt wird, ist die Forderung von $s_s < 0,4$ mm/√km in sehr steilem Gelände offensichtlich nur schwer einzuhalten. Ein Vergleich der Standpunktanzahl für eine Nivellementstrecke von 1 km Länge in Abhängigkeit von der Zielweite soll dies verdeutlichen. In ebenem Gelände dürfen die Zielweiten bei einem Präzisionsnivellement bis zu 30 m betragen. Somit ergeben sich für eine Strecke von 1 km insgesamt 17 Instrumentenstandpunkte. Nimmt man für steiles Gelände eine durchschnittliche Zielweite von 7 m an, so steigt die Anzahl der Instrumentenstandpunkte auf 72. Gerade unsymmetrische Einflüsse, wie z. B. das ungleichmäßige Einsinken von Instrument und Latten, wirken sich in Verbindung mit steigender Anzahl von Aufstellungen negativ auf die Gesamtgenauigkeit der beobachteten Höhenunterschiede aus.

6 Ermittlung der DGPS-Höhenunterschiede

Die GPS-Beobachtungen wurden mit dem System Leica GPS1200 und die Auswertungen mit dem Softwarepaket Leica GeoOffice 4.0 durchgeführt. Der zentral im Messgebiet gelegene und mit einer Beobachtungszeit von mehr als elf Stunden am längsten beobachtete Punkt PP120 wurde zur Anbindung an die SAPOS-Station Rosenheim benutzt. Ausgehend von diesem Punkt wurden fünf Einzelabschnitte mit einer Referenzstation an den beiden Endpunkten der Abschnitte gebildet. Damit wurden die Höhen der Punkte aus jeweils zwei Basisvektoren gemittelt. Im Mittel beträgt die Lage- und Höhenqualität der beobachteten Punkte laut Ergebnisprotokoll von LeicaGeoOffice 1,7 mm. Dieser Wert ist erfahrungsgemäß zu optimistisch.

7 Ableitung von Normalhöhen

Aus vorausgegangenen Arbeiten sind im Verlauf der Nivellementlinie vier Punkte mit Schwerewerten verfügbar. Ausgehend von diesen Punkten wurden die Schwerewerte aller Punkte interpoliert. Die Interpolation erfolgt mit den nach *Bouguer* reduzierten Schwerewerten. Damit wurden alle rohen Höhenunterschiede und Höhen in das System der Normalhöhen überführt.

Die Ausgangshöhen stammen aus der Messkampagne des Nivellementnetzes 1. Ordnung der Jahre 1980-1985 in den Ländern der alten Bundesrepublik Deutschland. Sie wurden zuerst einer rein westdeutschen Ausgleichung unterzogen (DHHN85) [11] und später einer gesamtdeutschen Ausgleichung (DHHN92) [12]. Die Höhen des letzten Netzes sind Normalhöhen über Normalhöhennull (NHN) bezogen auf den Pegel Amsterdam (NAP). Die Ausgleichungen selbst wurden in geopotentiellen Koten durchgeführt. Die Standardabweichungen ergaben sich bei den beiden Ausgleichungen zu $0,83 \text{ kgal} \cdot \text{mm}$ bzw. $0,86 \text{ kgal} \cdot \text{mm}$. Die Ausgangspunkte befinden sich in einer Nivellementsleife mit sehr großen Höhenunterschieden. Dennoch wurde ein Schleifenschlusswiderspruch von lediglich $-10,68 \text{ mm}$ bei einem Schleifenumfang von $120,8 \text{ km}$ erreicht. Die Beobachtungen der Nivellementlinie im vorliegenden Untersuchungsgebiet wurden im Jahr 1984 mit dem Kompensatornivellier Ni 002 von Zeiss-Jena durchgeführt. Die Invarlatten wurden einer regelmäßigen Kalibrierung unterzogen. Der Vergleich mit der Messung 1957 zeigt deutliche Korrelationen mit dem Geländeprofil, was auf einen Maßstabsfehler bei der Erstmessung hinweist. Eine erneute Messung der Linie erfolgt dieses Jahr (2007) im Rahmen der deutschlandweiten Messkampagne im Zeitraum 2006-2011. Eine vorläufige Auswertung der betroffenen Linie wird jedoch bereits 2008 vorliegen. Geologisch betrachtet, liegen die Festpunkte in der kalkalpinen Zone, einer an sich sehr stabilen Formation. Einige Vermarkungen befinden sich im Hauptdolomit

bzw. im Muschelkalk, andere in lokalen Moränen, die besonders in stark einfallendem Gelände eine weniger gute Langzeitstabilität aufweisen.

8 Gegenüberstellung der Ergebnisse

Um eine Aussage über die Genauigkeiten der Höhenbestimmungen treffen zu können, werden die ellipsoidischen Höhen h^{ell} mit den aus dem Nivellement abgeleiteten Normalhöhen H^N verglichen. Sie unterscheiden sich um die Höhenanomalie $\Delta\zeta_{GPS}^{Niv}$, die mit der aus der Quasigeoidfelddatei BayernSatNiv ableitbaren Höhenanomalie übereinstimmen muss.

$$\zeta = h^{ell} - H^N$$

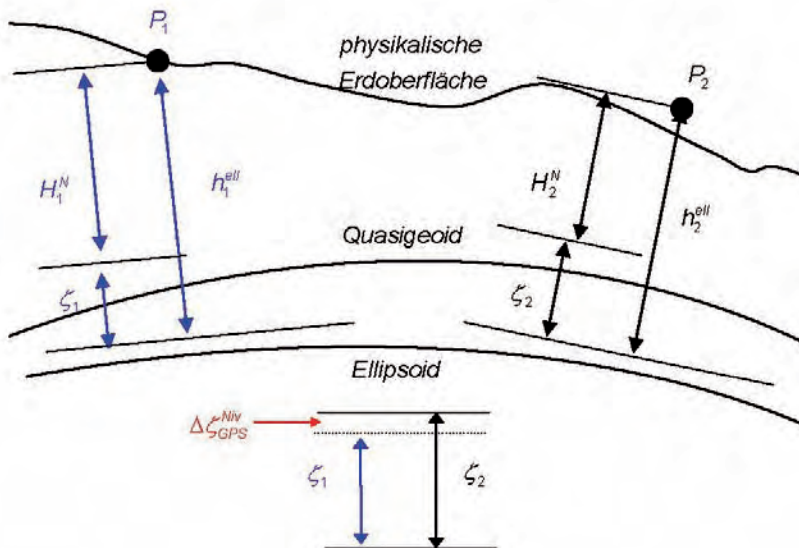


Bild 5: Zusammenhang von H^N , h^{ell} und ζ

Berechnet man für zwei Punkte P_1 und P_2 die Höhenanomalien ζ_1 , ζ_2 und bildet die Differenz, so erhält man $\Delta\zeta_{GPS}^{Niv} = \zeta_1 - \zeta_2$, die $\Delta\zeta$ gegenübergestellt werden kann.

Punkt	$\Delta\zeta_{GPS}^*$ [mm]	$\Delta\zeta_{Quasigeoid}$ [mm]	$\Delta\zeta^*$ [mm]
SN38			
PP102	-7,9	-7	0,9
PP103	-8	-5	3
PP104	-16,7	-7	9,7
PP105	3,3	-11	-14,3
PP106	-0,9	-5	-4,1
PP107	-9,9	-3	6,9
PP108	-12,6	-17	-4,4
PP111	-1,3	1	2,3
PP112	3,3	5	1,7
PP113	10,9	14	3,1
PP116	8,2	0	-8,2
SB22	-10,1	0	10,1
PP117	-1,7	-2	-0,3
PP118	4,4	5	0,6
PP119	-6	-8	-2
SN18	-8,2	-4	4,2
PP120	2,1	-2	-4,1
SB17	-9,5	-6	3,5
PP121	-2	-3	-1

Tab. 4: Vergleich der Höhenanomalien im Vertikalprofil Wendelstein

Die mittlere Abweichung der Werte von $\Delta\zeta^*$ beträgt 5,9 mm, jedoch treten auch Werte größer 10 mm auf. Interpretiert man die nivellitischen Höhen als nahezu fehlerfrei, so sind die Abweichungen $\Delta\zeta^*$ im Wesentlichen den GPS Messungen und/oder den Höhenanomalien aus der Quasigeoidfelddatei BayernSatNiv zuzuschreiben.

9 Astrogeodätisches Nivellement

Zur unabhängigen Kontrolle der Höhenanomalien steht das astrogeodätische Nivellement zur Verfügung. Dieses Messverfahren ist durch den möglichen Einsatz von motorisierten Tachymetern, Zeitinformationen aus GPS-Signalen, automatisierter Sternanwahl und online-Auswertung mit einem Softwarepaket, wie z. B. ICARUS, eine Entwicklung der ETH Zürich [4], – klaren Sternhimmel vorausgesetzt – einfach anzuwenden. Im Rahmen der Diplomarbeit wurden mit diesem System Lotabweichungskomponenten η und ξ bezüglich des ETRS89 aus Almkantardurchgängen auf sechs Stationen bestimmt, die in etwa in der Falllinie des Quasigeoids liegen. Die aus den Lotabweichungen berechenbaren Undulationsdifferenzen sind direkt mit den Differenzen der Höhenanomalien $\Delta\zeta' = \Delta\zeta_{\text{BayernSatNiv}} - \Delta\zeta_{\text{ICARUS}}$ zu vergleichen.

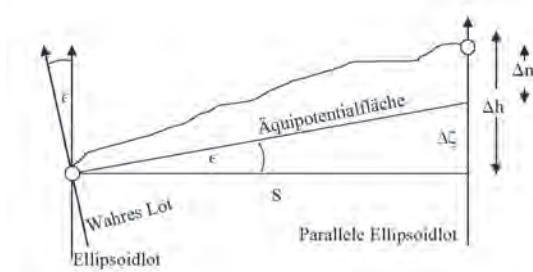


Bild 6:
Zusammenhang
zwischen ε und $\Delta\zeta$

Zur Ermittlung der Differenzen $\Delta\zeta$ aus den Lotabweichungskomponenten η und ξ werden Azimut und Strecke aus den Koordinaten der Standpunkte im System ETRS89/UTM berechnet, siehe Bild 6.

$$\varepsilon = \xi \times \cos A + \eta \times \sin A$$

$$\Delta\zeta_{\text{ICARUS}} = S \times \tan \varepsilon$$

Die Güte der Quasigeoidfelddatei BayernSatNiv für den Bereich der Nivellementstrecke kann nun beurteilt werden, indem die Differenzen der Höhenanomalien des BayernSatNiv mit den Werten $\Delta\zeta_{\text{ICARUS}}$ verglichen werden. Die Werte sind in Tab. 5 zusammengestellt.

	A [°]	S [m]	ε [°]	$\Delta\zeta_{\text{ICARUS}}$ [mm]	$\Delta\zeta_{\text{BayNiv}}$ [mm]	$\Delta\zeta'$ [mm]
von SN38	223.121	110.44	-0.0034	-6.6	-7	-0.4
nach LB36	43.122					
von LB30	329.078	67.88	0.001	1.2	-4	2.8
nach LB34	149.079					
von LB30	161.254	67.07	-0.0016	-1.8	-4	-2.2
nach LB29	341.254					
von PP108	34.732	109.58	0.0022	4.3	7	2.7
nach LB28	214.732					
von PP108	97.12	63.8	0.0005	0.5	1	0.5
nach LB27	277.12					
von PP117	301.042	84.86	-0.0003	-0.4	1	1.4
nach LB21	121.042					
von PP117	70.464	112	0.0028	5.4	-5	-0.4
nach LB20	250.464					
von SB17	0.828	92.23	0.0032	5.2	6	0.8
nach PP120	180.828					
von SB17	160.18	67.04	-0.0026	-3	-3	0
nach PP121	340.18					
von LB15	276.224	103.97	-0.0012	-2.1	-2	0.1
nach PP124	96.224					

Tab. 5: Vergleich der Höhenanomalien ICARUS-BayernSatNiv

Die Unterschiede zwischen den aus ICARUS ermittelten Differenzen der Höhenanomalien und denen aus der Quasigeoidfelddatei bewegen sich im Bereich von $<3\text{mm}$; ein wirklich erstaunliches Ergebnis! Das BayernSatNiv weist demnach im Bereich der Messlinie eine sehr hohe Nachbarschaftsgenauigkeit auf. Betrachtet man nun dieses Ergebnis, so ist die Genauigkeit der aus DGPS berechneten Höhenunterschiede vermutlich im Wesentlichen vom verwendeten DGPS-Messverfahren abhängig. Der gefundene Wert von ca. 6 mm bestätigt sich mit der Qualitätszahl der GPS-Auswertung, wenn man diese mit dem empirischen Wert »Faktor 3« multipliziert. Hier müssen weitergehende Untersuchungen ansetzen, wenn zukünftig allein satellitengestützt Höhenbestimmungen vorgenommen werden sollen.

10 Zusammenfassung

Die Ergebnisse des Nivellements genügen weitgehend den Ansprüchen eines Präzisionsnivellements gemäß der AdV-Richtlinie für die Neumessung des DHHN [1]. Systematische Effekte durch unregelmäßiges Einsinken von Gerät und Latten werden im steilen nördlichen Abschnitt des Vertikalprofils bei extrem kurzen Zielweiten vermutet. Die Beurteilung der gewonnenen DGPS-Höhenunterschiede in Kombination mit der Quasigeoidfelddatei anhand der nivellierten Normalhöhenunterschiede zeigt, dass gegenwärtig mit zwei Referenzstationen und zweistündiger Beobachtungszeit Normalhöhen mit Genauigkeiten von $<1\text{cm}$ bestimmt werden können. Für die meisten Anwendungen dürfte dies ausreichend sein, für die Feststellung rezenter Höhenänderungen indes vermutlich nicht. Eine Steigerung der Gesamtgenauigkeit des DGPS-Nivellements ist zu erwarten, wenn in den nächsten Jahren ein Wechsel zu DGNSS-Verfahren erfolgt und dann weit mehr Satelliten als bisher zur Verfügung stehen. Dennoch verbleibt die Aufgabe, sich auch zukünftig intensiv mit den systematischen Messabweichungen bei der satellitengestützten Höhenbestimmung auseinander zu setzen.

9. Literatur

- [1] AdV (2006) (Internet AdV)
- [2] AdV (2006, Hrsg.): Feldanweisung für die Präzisionsnivellements zur Erneuerung und Wiederholung des Deutschen Haupthöhennetzes 1992 (DHHN92) im Zeitraum 2006 bis 2011, Hannover
- [3] *Brunhofer, M., Busenthür, S.* (2007): Experimentelle, vergleichende Untersuchungen zur Höhenbestimmung mittels Digitalnivellment und DGPS, Diplomarbeit Institut für Geodäsie, Universität der Bundeswehr München
- [4] ICARUS (2004): Astro-Geodetic online Observation System. User Manual, Geodäsie und Geodynamik Labor, Institut für Geodäsie und Photogrammetrie, ETH Zürich
- [5] *Heer, R.* (2005): Die nivellitische Refraktion -methodische und messtechnische Untersuchungen- Ein Rückblick . Interner Bericht, Geodätisches Institut, Leibnitz-Universität Hannover, siehe www.gih.uni-hannover.de
- [6] *Heister, H.* (2001): Zur Angabe der Messunsicherheit in der geodätischen Messtechnik. DVW-Schriftenreihe Nr. 42, S. 108-119, ISBN 3-87919-278-2
- [7] *Krack, K., Schödlbauer, A., Widmann, R.* (1990): Entwicklung eine automatisierten Meßsystems zum trigonometrischen Nivellement (Sprungstand-Verfahren mit bündelweiser Messung von Zenitwinkeln und Strecken). In: VR, Heft 2+3, S. 96-104
- [8] Leica Geosystems AG (2005, Ed.): Surveying with SmartStation – An introduction to RTK, Heerbrugg, CH
- [9] *Pelzer, H., Niemeier, W.* (1986, Eds.): Determination of Heights and Height Changes, Dümmler, Bonn, Nr. 7862
- [10] Trimble (2001, Hrsg.): DiNi12, 12T, Bedienungshandbuch, 2. Aufl., Jena
- [11] AdV Arbeitskreis Höhenfestpunktfeld und Schwerefestpunktfeld (AK Niv), (1993), Die Wiederholungsmessungen 1980 bis 1985 im deutschen Haupthöhennetz und das Haupthöhennetz 1985 der Bundesrepublik Deutschland, Bayerisches Landesvermessungsamt, München
- [12] AdV Arbeitskreis Höhenfestpunktfeld und Schwerefestpunktfeld (AK Niv), (1995), Deutsches Haupthöhennetz 1992 (DHHN 92), Bayerisches Landesvermessungsamt, München