

**Universität Stuttgart**



# **INTEGRIERTES PRAKTIKUM 2017**

---

Abschlussbericht

# Inhalt

1. Einführung.....	1
2. 3D-Referenzrahmen via GNSS Beobachtungen.....	2
3. Nivellement .....	4
4. Erstellen eines Netzwerks durch freie Stationierung.....	9
5. Schweremessungen mit Gravimetrie.....	14
6. Kinematic Road Survey.....	21
7. Klassifizierung der Landüberdeckung durch Fernerkundung .....	25
8. Kontrollpunkte mit RTK und Totalstation .....	29
9. Terrestrische Photogrammetrie .....	39
10. Surface Acquisition using Terrestrial Laser Scanning .....	43
11. 3D-Objekt-Rekonstruktion mit UAS-Photogrammetrie.....	47
12. Topographische Aufnahme des Zufahrtbereichs .....	51

# 1. Einführung

Wie schon in den Jahren zuvor führte das Integrierte Praktikum auch im Sommer 2017 etwa 20 Studierende des Bachelorstudiengangs Geodäsie und Geoinformatik sowie etwa 30 Studierende des Masterstudiengangs Geoengine zur Erddeponie Renkenberg. Betreut und unterstützt wurden diese von Mitarbeitern aller vier Institute. Basis war auch in diesem Jahr das Naturfreundehaus bei Eningen unter Achalm. Die zu bearbeitenden Arbeitspakete wurden über das gesamte Semester vorbereitet. Dies beinhaltete zum einen die Planung der vor Ort durchzuführenden Messungen, zum anderen auch deren Präsentation und die Durchführung von Übungen für Aufbau und Bedienung des verwendeten Instrumentariums. Dies war notwendig, da die Studierenden während des Integrierten Praktikums Messungen für verschiedene Arbeitspakete durchzuführen hatten.

Aufgrund der großen Teilnehmerzahl erstreckte sich das Integrierte Projekt auch in diesem Jahr über drei Wochen: In Woche eins und zwei führte jeweils die Hälfte der Studierenden die geplanten Messungen im Feld durch, in Woche drei wurden diese dann ausgewertet. Dabei hatten in Woche eins die Studierenden mit hochsommerlichem Wetter zu kämpfen, während es die Studierenden in Woche zwei mit Dauerregen und dementsprechend schlammigem Untergrund zu tun bekamen.

Insgesamt gab es zwölf Arbeitspakete, wobei sich das erste Paket für die Projektplanung verantwortlich zeigte. Die Aufgabenfelder der übrigen Arbeitspakete sollen im Folgenden kurz umrissen werden.

Zur Einbindung der durchgeführten Messungen ins Landesvermessungsnetz wurde ein GNSS-Netz geplant und realisiert. Auch der Anschluss an das Deutsche Haupthöhennetz sollte gewährleistet werden, hierfür war ein Nivellement zu einem nahegelegenen Höhenfestpunkt notwendig. In der Erddeponie wurde mittels Tachymeter ein lokales Netz erstellt, welches mit RTK und Total Station nachverdichtet wurde. Zur Untersuchung auf Anomalien im lokalen Schwerfeld wurden in einem Teil der Deponie Messungen mit einem Relativgravimeter durchgeführt. Der Zufahrtsbereich zur Erddeponie wurde im Rahmen einer Topaufnahme aufgemessen. Die Gebäude am Eingang zur Deponie wurden mittels terrestrischer Photogrammetrie und Laserscanning für eine dreidimensionale Rekonstruktion aufgenommen. Zudem konnte für das gesamte Gelände eine Luftbildbefliegung mittels Drohne durchgeführt werden. Mit einem speziell ausgerüsteten Messfahrzeug konnte zudem noch ein Teil des die Erddeponie umgebenden Straßennetzes vermessen werden. Außerdem wurden für die Durchführung einer überwachten Klassifikation von Sentinel-2-Bildern der Umgebung noch Ground true data gesammelt.

In Woche drei stand die Auswertung der einzelnen Arbeitspakete in Stuttgart auf dem Programm. Die resultierenden Ergebnisse wurden dann zum Abschluss des Integrierten Praktikums den anderen Studierenden und Betreuern präsentiert.

## 2. 3D-Referenzrahmen via GNSS Beobachtungen

Das WP 2 ist verantwortlich für die Realisierung eines gemeinsamen Koordinatensystems im IP. Dazu werden Neupunkte innerhalb eines GNSS-Netzes im globalen WGS84-System bestimmt und mittels identischer Punkte in das lokale Gauß-Krüger-System Deutschlands transformiert.

Zuerst wird ein Session Plan erstellt mit insgesamt 144 Beobachtungen in 8 Kontroll- und 3 Neupunkten. Dabei dauert eine Session eine Stunde und es werden an 8 verschiedenen Punkten gleichzeitig GNSS Messungen durchgeführt. Durch fehlerhafte Messungen, zum Beispiel durch Fehler in der Antennenhöhenmessung oder Probleme bei der Speicherung, können nur 119 Beobachtungen für die Netzausgleichung verwendet werden. Dies entspricht 101 Basislinien. Bei der Ausgleichung dient der Punkt 217 als Referenzpunkt, dessen Koordinaten festgehalten werden.

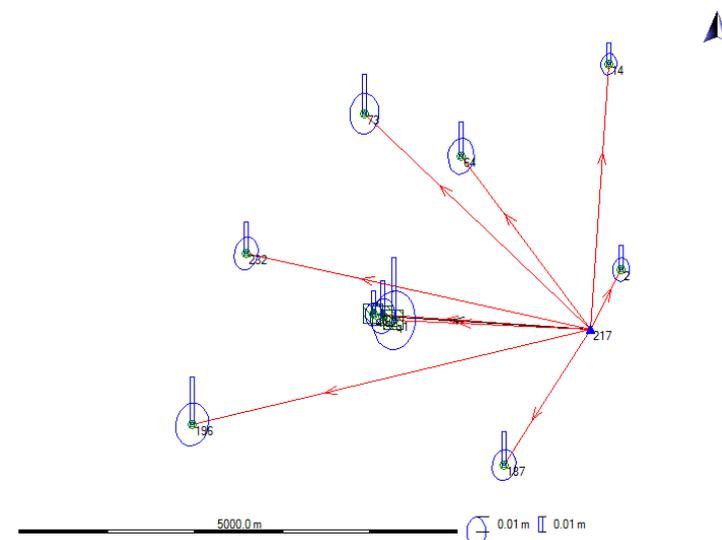


Abbildung 1: Ausgeglichenes GNSS-Netz mit Fehlerellipsen

Die Abbildung 1 zeigt das ausgeglichene Netz im globalen WGS84-Koordinatensystem. Die Neupunkte (Q1, Q2, Q3) befinden sich im Steinbruch und dienen den anderen WPs als Festpunkte. Dadurch können die verschiedenen lokalen Koordinatensysteme der Messungen (Tachymetrie, UAV-Befliegung, Laserscanner etc.) in das übergeordnete Gauß-Krüger Koordinatensystem eingebunden werden.

Für die Beurteilung der ausgeglichenen Koordinaten werden die Genauigkeiten betrachtet. Diese werden im Netz als Fehlerellipsen und „Höhenbalken“ dargestellt. Die Abweichungen befinden sich im cm-Bereich und liegen in der Lage innerhalb der Toleranz von 3 cm.

Adjusted Network					
XYZ:					
Punkt		X	Y	Z	Pos. +H. Qual.
217	Control	4179930.2720	686479.3660	4753478.9180	0.0000
14	Adjusted	4177671.4550	686328.5106	4755513.3999	0.0164
q3	Adjusted	4180170.3009	684017.1696	4753570.9868	0.0181
2	Adjusted	4179425.2636	686750.2778	4753997.6537	0.0184
232	Adjusted	4179786.7615	682482.8694	4753915.0823	0.0244
187	Adjusted	4181206.4085	685680.4050	4752415.3737	0.0254
q2	Adjusted	4180167.7853	684112.6260	4753557.4713	0.0270
64	Adjusted	4178521.3723	684765.8825	4754595.4301	0.0272
73	Adjusted	4178334.3923	683617.9412	4754918.8920	0.0310
196	Adjusted	4181295.6082	682099.0450	4752577.7966	0.0358
q1	Adjusted	4180180.7731	684248.0569	4753527.0568	0.0477

Tabelle 1: Ausgegliche Koordinaten im globalen WGS84-System

Über die 8 Kontrollpunkte werden anschließend Transformationsparameter zwischen den gemessenen WGS84-Koordinaten und den bekannten Gauß-Krüger Koordinaten inklusive Höhen berechnet. Es wird eine 7-Parametertransformation mit 3 Rotationen, 3 Translationen und einem Maßstab zwischen den beiden Systemen angesetzt. Mit den geschätzten Parametern (Tabelle 2) werden auch die Neupunkte in Gauß-Krüger Koordinaten (Tabelle 3) umgerechnet.

#### Transformation details

Height mode: Ellipsoidal

#### 3D-Helmert transformation

Number of common points: 8

Sigma a priori: 1.0000

Sigma a posteriori: 0.0400

Transformation model: Bursa-Wolf

No.	Parameter	Value	rms
1	Shift dX	-557.7088 m	49.9190 m
2	Shift dY	-222.4453 m	53.7954 m
3	Shift dZ	-334.2781 m	49.1543 m
4	Rotation about X	6.47520 °	1.58861 °
5	Rotation about Y	-0.36278 °	1.89515 °
6	Rotation about Z	-3.02114 °	1.46518 °
7	Scale	-17.6019 ppm	6.0292 ppm

#### GK:

Punkt		Rechtswert	Hochwert	Höhe	Pos. +H. Qual.
217	Control	3524214.9918	5372096.0386	756.0574	0.0000
14	Adjusted	3524419.2381	5375132.3255	786.7031	0.0164
q3	Adjusted	3521745.9940	5372267.9602	718.0459	0.0181
2	Adjusted	3524561.2006	5372781.5120	843.3427	0.0184
232	Adjusted	3520291.2563	5372959.3609	560.8803	0.0244
187	Adjusted	3523226.5122	5370541.1085	708.7543	0.0254
q2	Adjusted	3521840.6625	5372249.6825	716.4949	0.0270
64	Adjusted	3522744.1519	5374078.6147	487.1277	0.0272
73	Adjusted	3521639.6983	5374565.7257	484.2910	0.0310
196	Adjusted	3519676.3308	5371002.2541	505.5534	0.0358
q1	Adjusted	3521972.3776	5372204.0587	716.7101	0.0477

Tabelle 2: Transformationsparameter

Tabelle 3: Gauß-Krüger Koordinaten

Durch die lokale Anpassung des Bessel-ellipsoids an Mitteleuropa ergibt sich eine Verschiebung von mehreren 100 m gegenüber dem globalen WGS84-System. Zusätzlich zu den Transformationsparametern werden die Genauigkeiten der Parameterbestimmung angegeben. Durch das kleine Messgebiet korrelieren die Rotations- und Translationsparameter. Dadurch ergeben sich (relativ) große RMS Werte. Die Residuen werden graphisch in Abbildung 2 dargestellt. Anhand dieser Abbildung lässt sich erkennen, dass die größten Abweichungen in den Punkten 196 und 64 zu finden sind. Aufgrund ihrer Lage können Hangbewegungen eine mögliche Ursache darstellen.

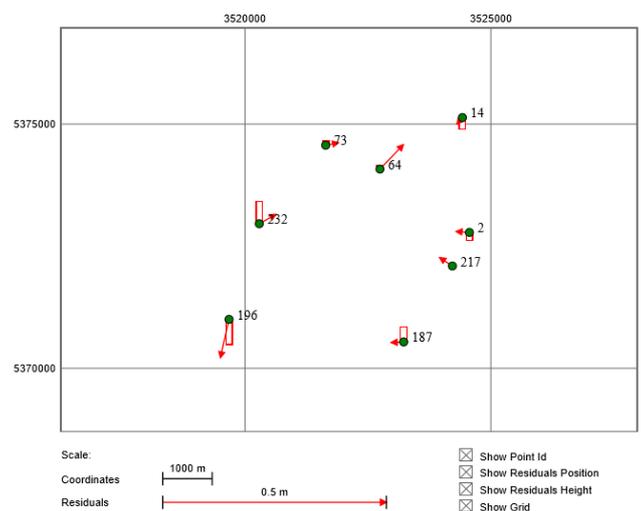


Abbildung 2: Residuen nach der Transformation

## 3. Nivellement

### 3.1. Einführung

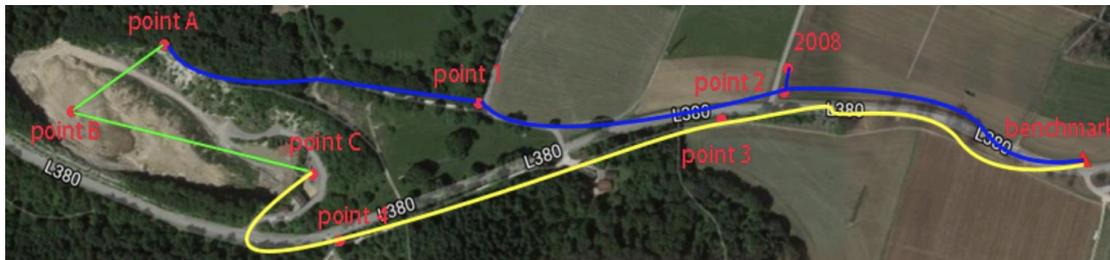


Abbildung 3: Komplette Nivellierschleife

Die Aufgabe dieser Arbeit ist die Übertragung der Bezugspunkthöhe auf den Punkt B, der sich im Steinbruch befindet. Die Höhe des beschädigten Punktes 2008/8 soll ebenfalls bestimmt werden, welcher ca. 2-3 m vom Punkt 2 entfernt liegt. Geometrisches und trigonometrisches Nivellement werden benötigt, um die komplette Schleife zu messen. Es ist notwendig, trigonometrisches Nivellement zwischen Punkt A und B und zwischen Punkt B und C im Steinbruch zu verwenden, nicht nur wegen dem großen Höhenunterschied, sondern auch wegen dem inhomogenen Boden im Steinbruch, was zu Einsenkungen von Instrumenten führen kann. Für die restliche Schleife, entlang der Hauptstraße, ist geometrisches Nivellement anzuwenden. In der Abbildung stellt die grüne Linie das trigonometrische Nivellement dar, welches von den Gruppen C, D, H, I und J durchgeführt wird. Beim geometrischen Nivellement werden weitere 4 Zwischenpunkte hinzugefügt. In der ersten Woche nivellieren Gruppe A, D und E die blaue Linie. In der zweiten Woche Gruppe F, G, H und I die gelbe Linie.

### 3.2. Ergebnisse

#### 3.2.1. Geometrisches Nivellement

Die Instrumente für das geometrische Nivellement sind die Nivelliergeräte Leica DNA03 und Trimble DiNi03. Insgesamt sind es 7 Gruppen, die geometrisches Nivellement durchführen. Jede Gruppe bekommt einen bestimmten Teil der gesamten Schleife, der gemessen werden soll. Am Ende werden alle Abschnitte zusammengeführt und ausgewertet. Gruppe G nivelliert nur in eine Richtung und schließt dadurch die Schleife nicht vollständig ab. Ihre Daten werden daher nicht verwendet und ihr Abschnitt wird von einer anderen Gruppe wiederholt. Die restlichen Gruppen leisten gute Arbeit und erreichen einen Abschlussfehler unter 2 mm. Nach der Datenübertragung können die Dateien mit dem Programm Leica Geo Office oder Editor geöffnet werden.

Gruppe	Richtung	Höhendifferenz [m]	Abschlussfehler [m]
D	Bezugspunkt → 2	7.6416	0.0014
A	2 → 1	5.9984	0.0003
E	1 → A	2.5453	0.0000
F	Bezugspunkt → 3	-6.2209	0.0005
I	3 → 4	-5.2634	0.0018
H	4 → C	7.7887	0.0012

Tabella 4: Ergebnisse des geometrischen Nivellements

Der Punkt 2008/8 wird von Gruppe A und D gemessen. In der Tabelle werden Höhendifferenzen zu 2008/8 von unterschiedlichen Punkten aus dargestellt.

Gruppe	Richtung	Höhendifferenz [m]
A	1 → 2008/8	-5.9860
	2008/8 → 2	0.0120
D	2008/8 → 2	0.0121
	Bezugspunkt → 2008/8	7.6295

Tabella 5: Ergebnisse des Punktes 2008/8

Zuletzt soll die berechnete Höhe des beschädigten Punktes mit der gegebenen Höhe verglichen werden.

$h_{\text{bez}}$	720.3180 m
$h_{2008/8}$	727.9596 m

Tabella 6: Gegebene Höhen

$$\Delta h_{2008/8} = h_{2008/8} - (h_{\text{bez}} + \Delta h_{\text{bez},2008/8}) = 727.9596 \text{ m} - (720.3180 \text{ m} + 7.6295 \text{ m}) = 0.0121 \text{ m}$$

Der Unterschied beträgt 1.21 cm. Der Punkt befindet sich neben einem Feld an einer Kreuzung. Die Höhendifferenz kann daran liegen, dass im vergangenen Jahr viele landschaftliche Fahrzeuge darübergefahren sind, sodass dieser Punkt wegen dem schweren Gewicht etwas eingesunken ist.

### 3.2.2. Trigonometrisches Nivellement

Insgesamt führen 5 Gruppen trigonometrisches Nivellement durch. Punkt A liegt direkt außerhalb des Steinbruchs auf einer Klippe, von dort aus kann man den Punkt B im Steinbruch gut beobachten. Punkt C befindet sich in der Nähe von den Gebäuden im Steinbruch. Jede Gruppe bekommt Feldbücher, auf denen sie ihre Beobachtungen notieren sollen. Gruppe C in Woche 1 notiert sich jedoch Horizontalwinkel und Horizontalstrecke, nicht Zenitwinkel und Schrägstrecke, daher sind ihre Ergebnisse unbrauchbar. Gruppe J in Woche 2 kann wegen schlechten Wetterbedingungen von Punkt B nach C nicht beobachten. Ihre Messungen fallen deshalb ebenfalls aus.

Am Ende können nur die Ergebnisse von Gruppe H und Gruppe I verwendet werden. Da sie sich sehr ähneln, geht man davon aus, dass es die korrekten Ergebnisse sind. Die Messungen von Gruppe D haben eine Differenz von 6 cm zu Gruppe H und I, daher werden sie ebenfalls ausgeschlossen.

Gruppe	Richtung	Höhenunterschied [m]
H	A → B	-20.1264
	B → C	0.2485
I	A → B	-20.1225
	B → C	0.2480

Tabelle 7: Höhenunterschied von AB und BC

Berechnung der Höhenunterschiede zwischen A und B und zwischen B und C:

$$\overline{h_{AB}} = \frac{1}{2} (-20.12641m - 20.12253m) = -20.1245m$$

$$\overline{h_{BC}} = \frac{1}{2} (0.24846m + 0.24798m) = 0.24822m$$

Standardabweichung von  $h_{AB}$  und  $h_{BC}$ :

$$\sigma_{h_{AB}} = \sqrt{\frac{\sum(h_{AB} - \overline{h_{AB}})^2}{n - 1}} = 4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{h_{BC}} = \sqrt{\frac{\sum(h_{BC} - \overline{h_{BC}})^2}{n - 1}} = 0.3588 \text{ mm}$$

### 3.2.3. Endergebnisse

Man geht davon aus, dass die Genauigkeit der Instrumente abnimmt, je größer die Distanz ist. Und man nimmt an, dass der Einfluss der Distanz linear ist. Für trigonometrisches Nivellement wird die Summe der Horizontalstrecken verwendet, und für trigonometrisches Nivellement die Summe der Schrägstrecken.

Für die Ausgleichung verwenden wir dieses Modell:

$$y = Ax + \varepsilon$$

$$\hat{x} = (A^T P A)^{-1} A^T P y$$

$$y = \begin{pmatrix} h_{b2} + H_{bez} \\ h_{21} \\ h_{1A} \\ h_{AB} \\ h_{BC} \\ h_{C4} \\ h_{43} \\ h_{3b} - H_{bez} \end{pmatrix}, x = \begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_A \\ H_B \\ H_C \\ H_3 \\ H_4 \end{pmatrix}, P = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ D_{b2}^2 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & D_{b3}^2 \end{pmatrix}$$

Die folgende Tabelle fasst die Ergebnisse vom geometrischen und trigonometrischen Nivellement zusammen. Mit der gegebenen Bezugspunkthöhe kann die Höhe der anderen Punkte berechnet werden.

Punktnummer	Horizontalstrecken [m]	Gemessene Höhenunterschiede [m]	Angepasste Höhenunterschiede [m]	Höhe [m]
Bezugspunkt				720.3180
Punkt 2	475.554	7.6416	7.6410	727.9590
Punkt 1	442.330	5.9984	5.9979	733.9569
Punkt A	283.870	2.5453	2.5451	736.5019
Punkt B	-----	-20.1245	-20.1254	716.3765
Punkt C	-----	0.2482	0.2475	716.6240
Punkt 4	172.988	6.2209	6.2208	722.8448
Punkt 3	535.010	5.2634	5.2626	728.1074
Bezugspunkt	518.526	-7.78866	-7.7894	720.3180

Tabelle 8: Endergebnisse des Nivellements

Am Ende sollen die Punkte A und B im Steinbruch mit den GNSS-Daten des WP2 verglichen werden. Punkt B ist in diesem Fall Punkt Q2, Punkt C dann Punkt Q1.

Punktnummer	Höhe [m]
Q2	716.4949
Q1	716.7101

Tabelle 9: Höhe der Punkte Q1 und Q2 aus GNSS-Messungen

Der Höhenunterschied zwischen Q2 und Q1 beträgt 0.2152 m. Die Differenz zu den Endergebnissen des Nivellements beträgt 3.23 cm.

### 3.3. Zusammenfassung

Da die Instrumente Leica DNA03 und Trimble DiNi03 nach Herstellerangaben beide eine Genauigkeit von 0.3 mm/km haben, soll bei einer Horizontalstrecke von ca. 2.43 km, die gesamte Strecke des geometrischen Nivellements, die Genauigkeit bei ca. 0.73 mm liegen. Obwohl es im Praktischen sehr schwer zu erreichen ist, schaffen es 3 Gruppen mit sehr geringem Abschlussfehler. Doch allen Gruppen gelingt es, die im Brief Description vorgegebene Genauigkeit von 2 mm zu erreichen.

Während des Nivellements gab es wenige Probleme. Die gegebene Strecke haben alle Gruppen im verfügbaren Zeitfenster geschafft.

Im trigonometrischen Nivellement tauchten mehr Schwierigkeiten auf, hauptsächlich wegen dem schlechten Wetter in der zweiten Woche. Bei eingesunkenen Stativen und blockierter Sicht sind die Messungen leider nicht mehr brauchbar. Ebenfalls haben Gruppen grobe Fehler gemacht, die jedoch zu spät bemerkt worden sind. Die Messungen davon wurden ebenfalls ausgeschlossen. Doch die Ergebnisse der 2 Gruppen reichten aus, um eine Genauigkeit zu erzielen, die geringer als im Brief Description vorgegeben ist, welche bei 11 mm liegt.

Am Ende wurden die Ergebnisse mit den GNSS-Daten der Punkte B (Q2) und C (Q1) verglichen. Der Unterschied, der 3.23 cm beträgt, ist sehr groß. Messfehler auf beiden Seiten sind möglich und sollen nicht ausgeschlossen werden.

## 4. Erstellen eines Netzwerks durch freie Stationierung

### 4.1. Ziel dieses Arbeitspakets

Wir waren dafür zuständig ein Netzwerk innerhalb des Steinbruchs zu erstellen. Das wird benötigt, damit andere Gruppen ihr Messungen und Ergebnisse an dieses Netzwerk anknüpfen können. Dazu wurde zunächst ein lokales, “von der Außenwelt abgeschnittenes”, Netzwerk bestimmt. Mit Hilfe des Arbeitspakets 2 wurden nebenher globale Koordinaten von drei unserer Punkte bestimmt. Dadurch war es uns möglich, unsere örtlichen Koordinaten zu transformieren und an das weltweite Netz anzubinden.

### 4.2. Arbeitsablauf

#### 4.2.1. Vorbereitungsphase

Zu Beginn musste geplant werden, wo sich die zu bestimmenden Punkte befinden sollen. Während der Vorbereitungsphase in Stuttgart diente uns dazu ein Satellitenbild des Steinbruchs aus Google Earth. Das war zwar nicht auf dem aktuellsten Stand aber es reichte zur groben Planung aus. Wir hatten uns zum Ziel gesetzt, etwa 10 Punkte zu vernetzen. Diese sollten dabei so gleichmäßig wie möglich im Steinbruch verteilt sein.

#### 4.2.2. Begehen des Vermessungsgebiets

Da der Steinbruch selbst sich durch Erdaufschüttung ständig verändert, mussten die konkreten Punkte vor Ort bestimmt werden. Das geschah am ersten Tag der ersten Projektwoche. Mit Fluchtstäben bewaffnet durchstreiften wir das Gebiet und suchten nach geeigneten Punkten. Dabei war nicht nur die geografische Lage wichtig, sondern auch die Bodenbeschaffenheit und die Möglichkeit den Punkt aus möglichst vielen Richtungen zu erkennen.

#### 4.2.3. Abmarken der Punkte

Die Fluchtstäbe dienten dabei der Markierung eines vorgeschlagenen Punktes. Konnte man diesen an einer geeigneten Stelle aus genug Blickwinkeln erkennen, wurde ein Holzpflöck oder Nagel in die entsprechende Stelle des Bodens geschlagen, wodurch ein neuer Punkt entstand. Dabei musste sichergestellt werden, dass sich dieser in den nächsten zwei Wochen nicht bewegt. Neben einer Straße wurde zur Markierung eine Schraube in den Asphalt gedreht, damit keine Bewegung aufgrund des regen Lastwagen-Verkehrs möglich ist. Außerdem markiert das Kreuz der Schraube genau die Mitte. Analog dazu befindet sich in einem Holzpflöck ein kleines Loch im Zentrum.

#### 4.2.4. Erstellen einer groben Übersichtskarte

Die markierten Punkte wurden dann in einer Karte festgehalten. Damit diese von anderen Teams leichter identifiziert werden konnten, wurden zusätzlich Fotos hinterlegt.



Abbildung 4: Steinbruch mit NPs und FPs

Der Unterschied zwischen “NP” und “FP” besteht lediglich darin, dass die FPs zusätzlich per GNSS bestimmt werden, damit die oben erwähnte Bestimmung der globalen Koordinaten erfolgen kann.



Abbildung 5: FP3



Abbildung 6: NP1

Über den Festpunkten (FP) wurde ein Stativ mit 360°-Prisma aufgestellt, sodass darüber eine GPS-Antenne aufgebaut werden kann; über den Neupunkten (NP) ein Lotstab mit Rundprisma, welches gegebenenfalls von Hand gedreht werden muss. Diese wurden von den Tachymetern angezielt.

#### **4.2.5. Messen der Punkte**

Nun konnten die Punkte gemessen werden. Gemäß dem Prinzip der freien Stationierung musste dabei der Tachymeter über keinem konkreten Punkt aufgebaut werden. Es galt jedoch zu beachten, dass von jedem Standpunkt aus mindestens zwei Punkte zu sehen waren. Außerdem musste jeder Punkt auch von zwei verschiedenen Standpunkten aus gemessen werden. Folglich wurde das Messinstrument an verschiedenen Stellen im Steinbruch aufgebaut. Gemessen wurden dann jeweils die Richtungen und Strecken zu jedem sichtbaren Punkt. Dem Spruch “Eine Messung ist keine Messung” folgend, wiederholten sich diese mehrmals.

Über vier Tage verteilt wurde so das Netzwerk siebenmal aufgenommen.

#### **4.2.6. Auswerten der Messungen**

Sämtliche Daten wurden abends durch Bündelblockausgleichung mit der Software “JAG3D” ausgewertet. Dabei werden drei verschiedene Netzwerke berechnet und auf die wenigen Ausreißer untersucht. Nachdem diese eliminiert wurden, wird ein weiteres Netz durch die nun reduzierten Beobachtungen bestimmt um die Genauigkeit der bisherigen Ergebnisse zu verbessern.

Es lagen danach vorläufige Koordinaten für die insgesamt 10 Punkte vor.

#### **4.2.7. Übergabe der Zwischenergebnisse**

Während der Übergabe zwischen den beiden aufeinanderfolgenden Projektwochen wurde das bisherige Netzwerk präsentiert und besprochen, wie dieses durch die vier folgenden Messgruppen optimiert werden kann. Da die Standpunkte der Messinstrumente während dem Berechnen der Ausgleichung eine wichtige Rolle spielt, sollte man durch Variieren von diesen die bisherigen Ergebnisse noch verbessern können.

#### **4.2.8. Probleme beim Messen in der zweiten Woche**

Leider hatten die Messgruppen in der zweiten Woche nicht so viel Glück mit dem Wetter wie ihre Vorgänger. Das stabile Aufstellen der Messinstrumente erwies sich durch den aufgrund des starken Regens feucht und matschig gewordenen Untergrund als problematisch. Außerdem wurde die Sicht auf die Reflektoren durch Nebel erschwert und auf lange Distanzen sogar unmöglich gemacht. Die Optimierung des Netzwerks fiel dadurch weniger gut aus, als wir uns erhofft hatten.

#### **4.2.9. Bestimmung der Endergebnisse**

Dennoch galt es diese Messungen bei der Gesamtauswertung zu berücksichtigen. Auch hier wurden die Datensätze zunächst auf Ausreißer untersucht, bevor sie mit den anderen in einen Beobachtungstopf geworfen wurden.

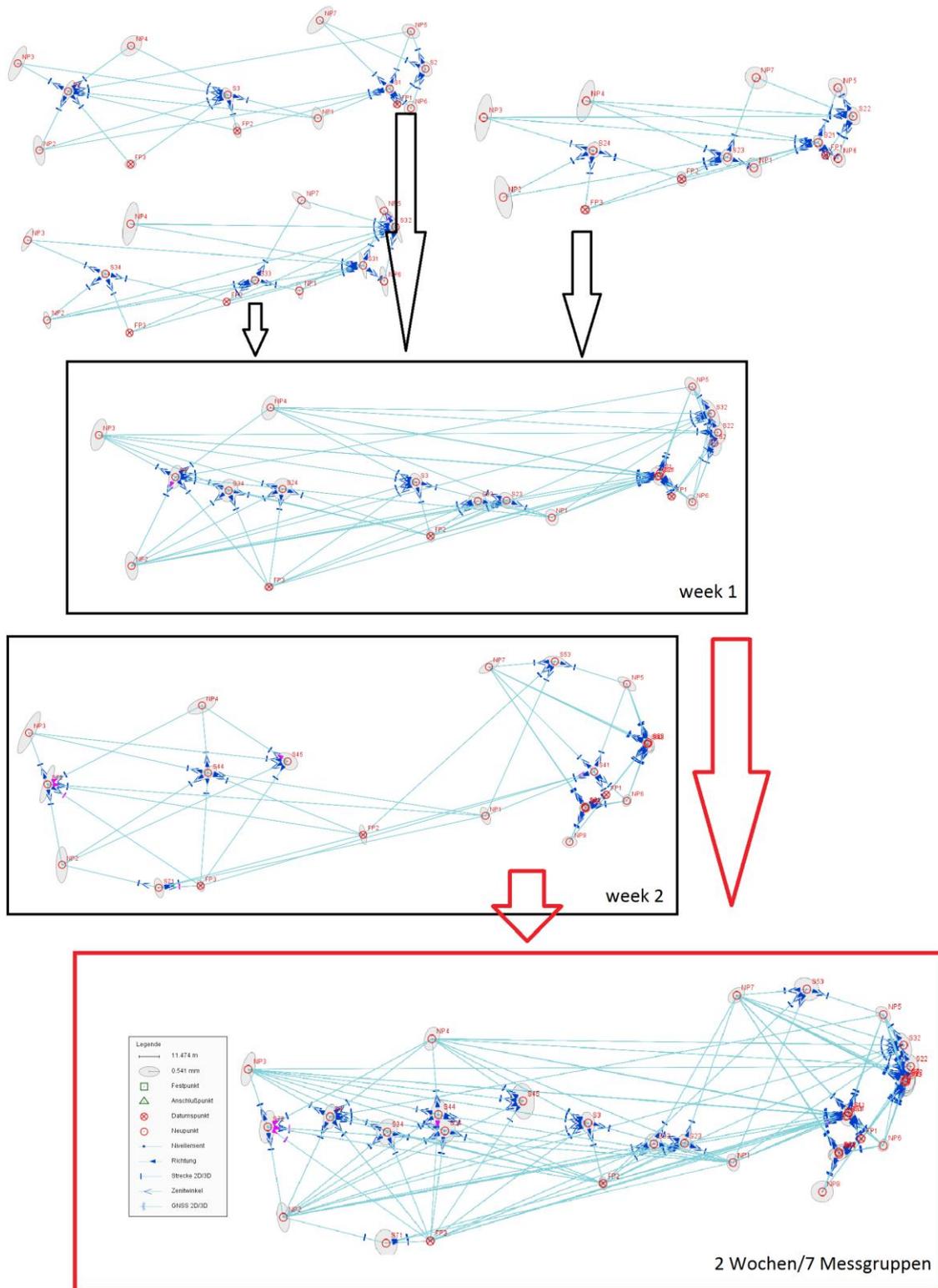


Abbildung 7: Ablauf der Gesamtauswertung

### 4.3. Georeferenzierung und Präsentation des Netzwerks

Durch unsere Messungen von Richtungen und Winkeln und durch die, von Arbeitspaket 2 ermittelten, globalen Koordinaten der drei Festpunkte liessen sich von den restlichen Neupunkten ebenfalls die weltweiten Koordinaten bestimmen. Unser Ergebnis wiederum wurde von anderen Gruppen benötigt, um Anschluss an das weltweite Netzwerk zu erhalten.



Abbildung 8: Lokales Netz mit Instrumentenstandpunkten

Das lokale Netz zeigt sowohl die Neupunkte, als auch die Instrumentenstandpunkte. Diese lassen sich daran erkennen, dass von ihnen blaue Pfeilspitzen nach außen weg zeigen. Cyan-farbene Verbindungslinien verdeutlichen die gemessenen Distanzen. Die Punkte, welche als Festpunkte bezeichnet werden, haben ein rotes Kreuz innerhalb des Kreises. Da eine gewisse Ungenauigkeit nicht zu vermeiden ist, zeigen transparente Fehlerellipsen um die Neupunkte den möglichen tatsächlichen Standort des Punktes. Allerdings in einem anderen Maßstab als der Rest des Netzwerks. Konkret sind die sämtliche Halbachsen dieser Ellipsen kleiner als 5mm. Dementsprechend sind alle Punkte mit Millimeterpräzision bestimmt worden.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass das gemessene Netz eine hohe Genauigkeit aufweist. Somit ist das Endergebnis sehr zufriedenstellend. Interessant ist zudem die Veränderung des Steinbruchs, welche anhand der Messungen visualisiert werden.

## 5. Schweremessungen mit Gravimetrie

### 5.1. Der Hintergrund

Gravimetrie ist signifikant in der Geodäsie und man kann damit die Erde untersuchen. Gravimetrie ist die Messung der Stärke eines Gravitationsfeldes. Die Schwerkraft wird in der Regel in der Einheit der Beschleunigung gemessen. Die üblichen Einheiten sind  $m/s^2$  und mGal ( $10^{-5}m/s^2$ ). Das Schwerkraftfeld der Erde gibt Auskunft über Massenverteilung und deren Änderung mit der Zeit.

### 5.2. Die Beschreibung

Das Ziel des Arbeitspakets 5 liegt darin, dass die absolute Schwerkraft und die Bouguer Anomalie ausgerechnet und dargestellt werden. Die Aufgabe besteht aus zwei Teilen: Der Feldarbeit und der Datenverarbeitung der Gravimetrie und GPS Rover.

#### 5.2.1. Feldarbeit

An jedem Gitterpunkt werden die relative Schwerkraft und die Position gemessen. Der Plan im Brief Description wurde im gewissen Maße durchgeführt. Während manche Gruppen ein 5x5 Gitter haben, wurden bei den anderen Gruppen nur 2x6 oder 3x3 Gitter realisiert. Das Prinzip bleibt jedoch gleich und die Ergebnisse von allen Gruppen lassen sich kombinieren. Der GPS Rover kann schon Koordinatentransformation berechnen und die Werte im Gauß-Krüger-System liefern.

#### 5.2.2. Datenverarbeitung

- Daten von allen Gruppen zusammenfassen.
- Ein Matlabprogramm nutzen, um die Daten einzulesen und zu analysieren.
- Die Bouguer Anomalie bestimmen durch Abzug von Freiluftkorrektur, Gezeitenkorrektur (schon im Gerät eingebracht) und Bouguer Korrektur.
- Darstellung der Bouguer Anomalie.

### 5.3. Theoretische Einzelheiten

Das Modell für die Ausgleichung ist das Least-Square-Ausgleichungsmodell.

### 5.3.1. Korrekturen der Daten

Vor der Ausgleichung müssen einige Korrekturen der Daten durchgeführt werden, um bessere Genauigkeit zu erzielen:

- Einfluss der Drift
- Drift kann als eine lineare Funktion der Zeit betrachtet werden. In dem Fall ist diese unbekannt..
- Einfluss der Neigung des Gravimeters
- Einfluss der Temperatur
- Einfluss des atmosphärischen Drucks
- Einfluss der Gezeiten

### 5.3.2. Ausgleichung

Das folgende Modell wird verwendet:

$$y_n(t_k) = g_n + b + dt_k + \epsilon$$

Laut Modell enthält die beobachtete Schwerkraft nicht nur  $g_n$ , sondern auch einen unbekanntem Offset  $b$ , eine lineare Drift  $d$  und Rauschen der Messung  $\epsilon$ . Die Differenzen der Schwerkraft zwischen den Beobachtungen von jedem Gitterpunkt und dem Referenzpunkt werden wie folgt formuliert:

$$\Delta y_n(t_k) = \Delta y_n(t_k) - y_1(t_1) = \Delta g_n + d(t_k - t_1) + \epsilon$$

Anschließend wird diese Gleichung nach dem Modell  $y = Ax$  aufgelöst. Durch die Fehlerfortpflanzung werden aus den Standardabweichungen jeder Messung die  $Q_{\Delta y}$  berechnet. Darüber hinaus erhält man die Varianzkomponente  $\hat{\sigma}$ , die Genauigkeiten  $\hat{\sigma}_{\Delta g}$ ,  $\hat{\sigma}_{\hat{a}}$  und die Drift  $\hat{d}$ .

### 5.3.3. Bouguer Anomalie

Die Bouguer Anomalie entsteht durch die Korrektur der Höhe, wo die Messung durchgeführt wird. Die Anziehung der Masse zwischen der Beobachtungsebene und dem Meeresspiegel. Die Gleichung lautet:

$$\Delta g_{sb} = g_{obs} - g_0 - g_{fa} - g_{sb}$$

mit  $g_{obs}$  der Messung der absoluten Schwerkraft,  $g_0$  der theoretischen Schwerkraft,  $g_{fa}$  der Freiluftkorrektur und  $g_{sb}$  der Simple-Bouguer-Korrektur.

Die theoretische Schwerkraft ist eine Funktion der elliptischen Breite und die Freiluftkorrektur eine Funktion der Höhe über dem Meeresspiegel. Die Simple-Bouguer-Korrektur betrachtet die Masse zwischen der Beobachtungsebene und dem Meeresspiegel als eine homogene, unendlich ausgedehnte Platte, deren Anziehung wie folgt beschrieben wird:

$$g_{sb} = 2\pi\gamma\rho h$$

Mit  $\gamma$  der normalen Schwerkraft,  $\rho$  der Dichte und  $h$  der Dicke der Platte. Üblicher Wert der Krustendichte ist  $2670 \text{ kg/m}^3$ . Man erhält also:

$$g_{sb} = 0.1119 \cdot 10^{-5}h$$

Anmerkung:  $g_{sb}$  hat die Einheit [Gal] und  $h$  [cm].

## 5.4. Ergebnisse

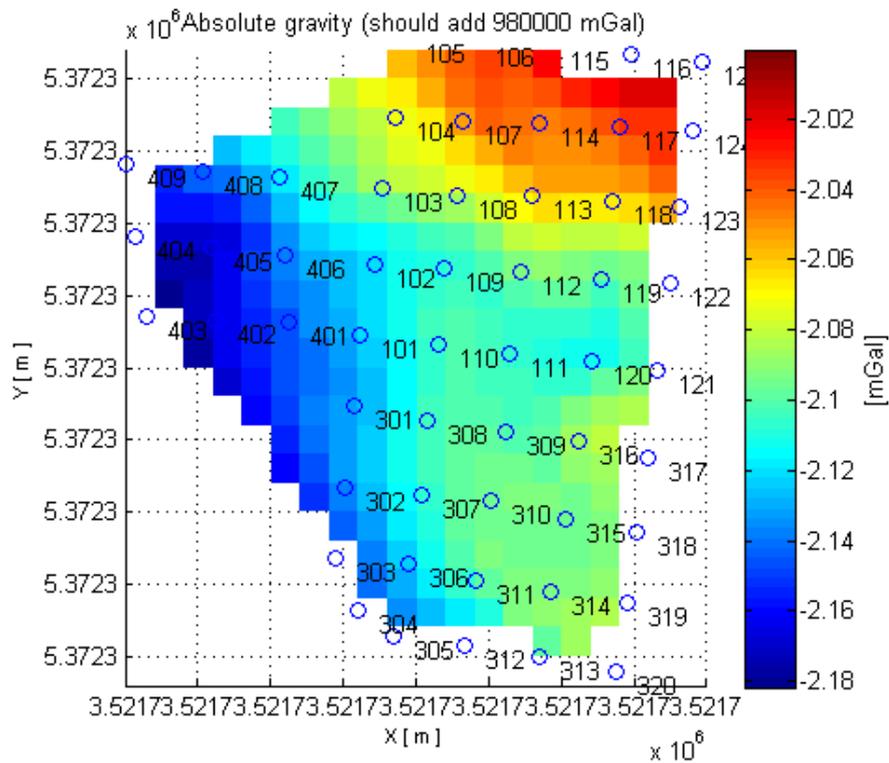


Abbildung 9: Absolute Schwerkraft der ersten Region

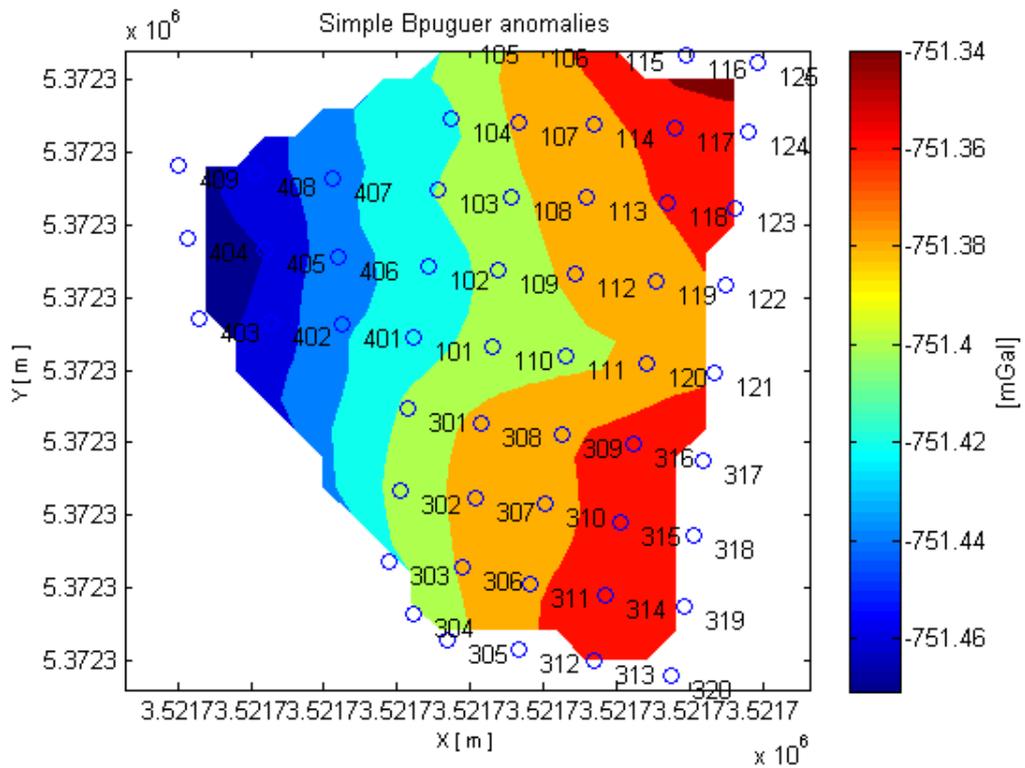


Abbildung 10: Simple-Bouguer-Anomalie der ersten Region

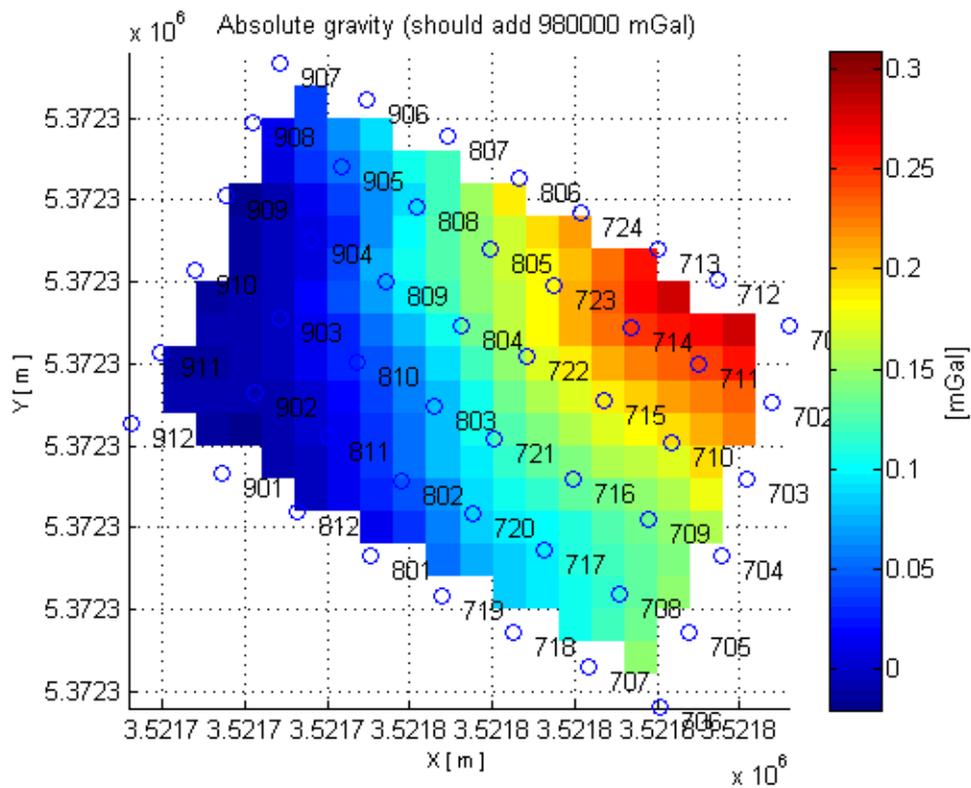


Abbildung 11: Absolute Schwerkraft der zweiten Region

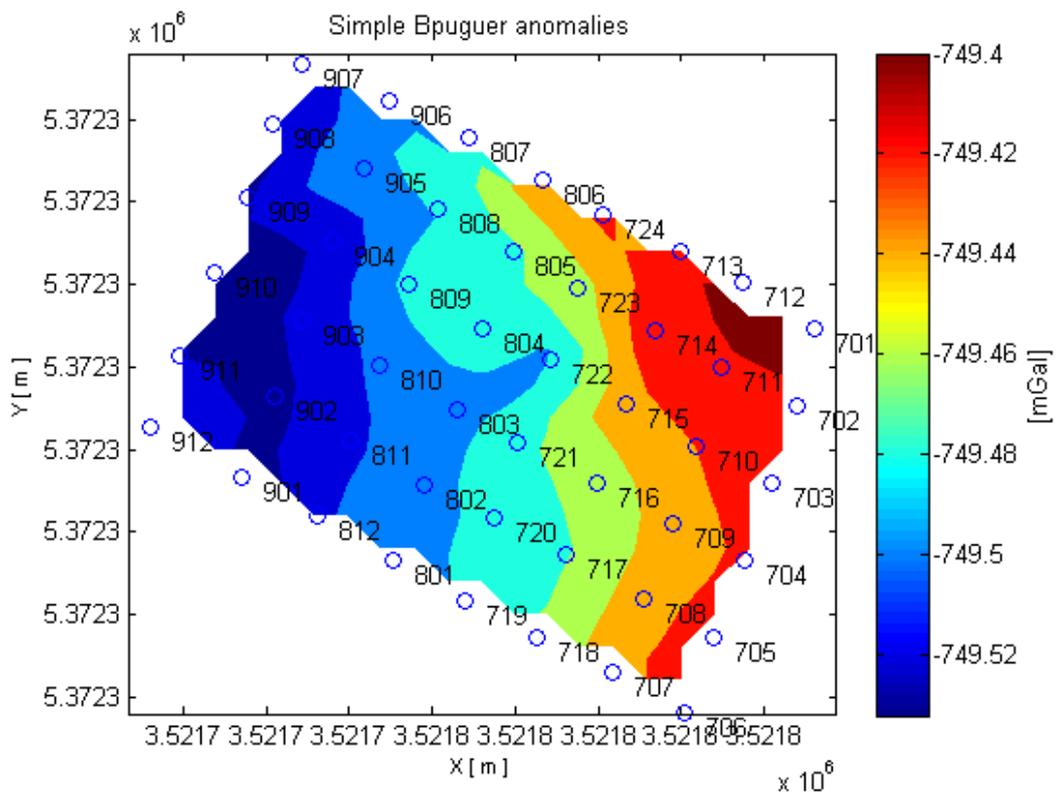


Abbildung 12: Simple-Bouguer-Anomalie der zweiten Region

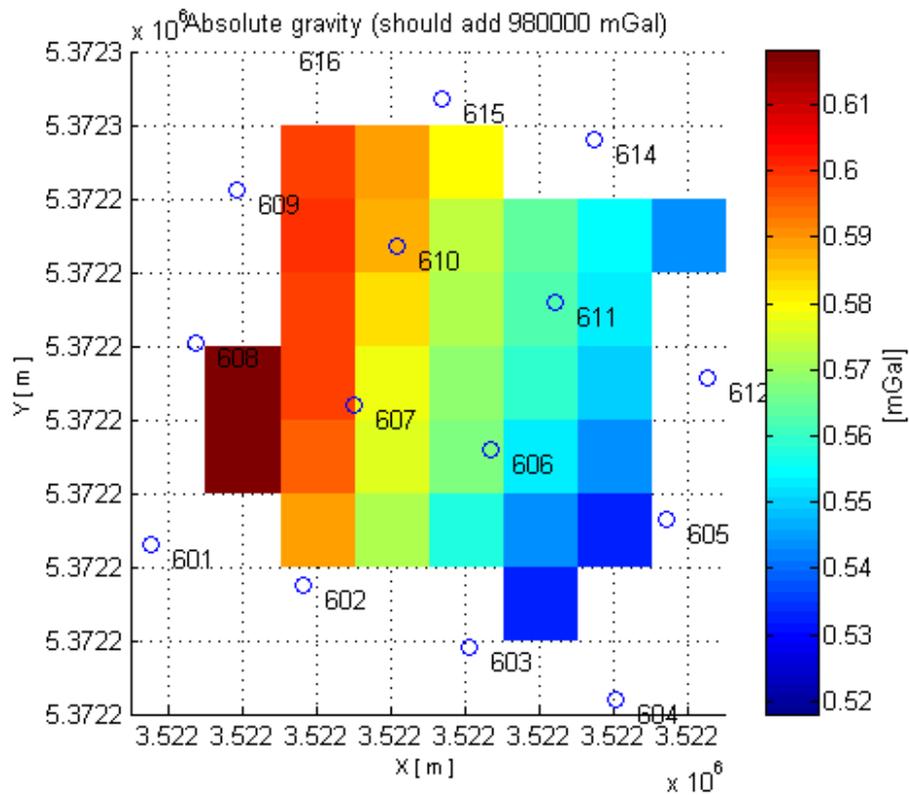


Abbildung 13: Absolute Schwerkraft der dritten Region

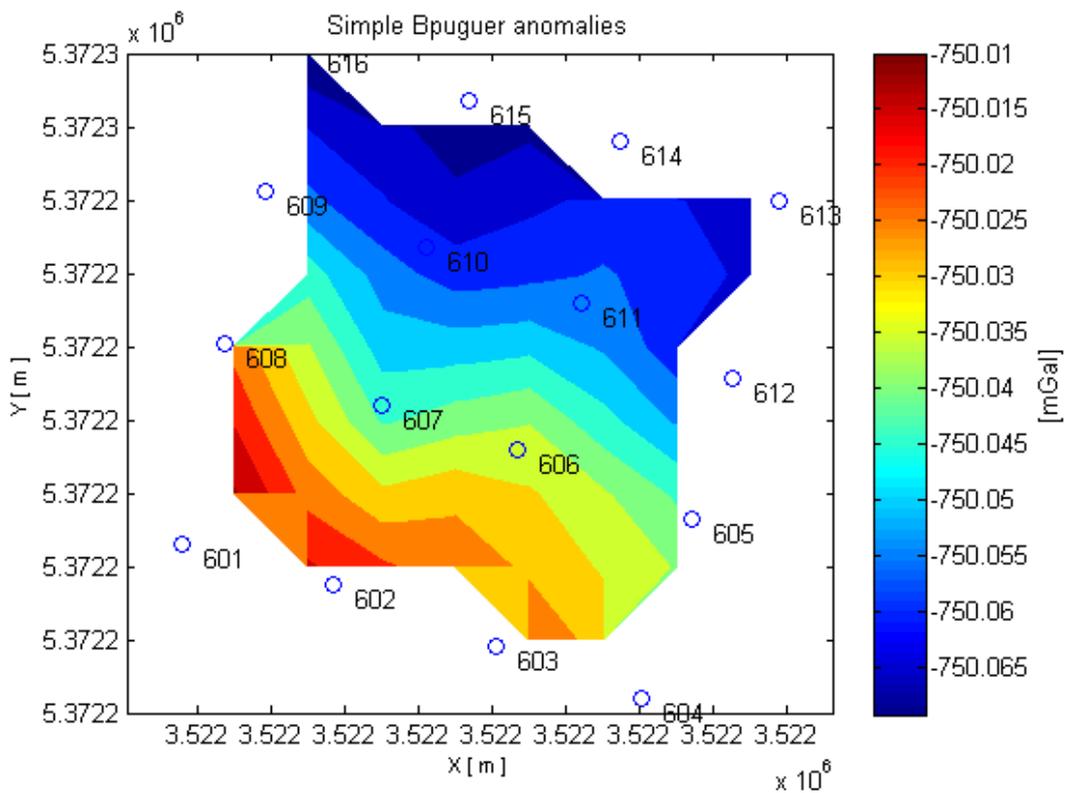


Abbildung 14: Simple-Bouguer-Anomalie der dritten Region

## 5.5. Referenzen

CG-5 Scintrex Autograv System Operational Manual A-1

Lowrie W. (2004). Fundamentals of Geophysics. Cambridge University Press

Sneeuw N. (2006). Physical Geodesy. Lecture Notes, University of Stuttgart.

Torge W. (2012). Geodesy. Walter de Gruyter.

## 6. Kinematic Road Survey

### 6.1. Ziel des Workpackages

Die kinematische Straßenerfassung umfasst das Aufzeichnen einer gefahrenen Strecke mit einem Messbus, der mit einem Integrierten Navigationssystem (INS) ausgestattet ist. Erfasst werden dabei Position, Höhe und Orientierung des Fahrzeugs im Raum. Die Kombination von GNSS, Inertialnavigation und Distanzmessung erlaubt dabei Positionsgenauigkeiten von wenigen Zentimetern, was mit einer GNSS-Lösung ausschließlich auf Basis von Pseudostrecken, wie sie in herkömmlichen Navigationssystemen verwendet wird, nicht erreichbar ist.

### 6.2. Ablauf der Messfahrten

Jedes Team muss die Parameter des Systems kontrollieren und ggf. neu eingeben. Dies betrifft insbesondere die sogenannten *lever arms*, die relativen Positionen der Sensoren im Fahrzeug, sowie den Radumfang. Dieser wird für die Distanzmessung benötigt, da der verwendete Sensor die Umdrehungen des Rades misst und aus diesen die zurückgelegte Strecke berechnet.

Sind alle Einstellungen getroffen, beginnt die Fahrt. An einem Monitor können die aktuelle Genauigkeit sowie der Status der Sensoren beobachtet werden. Um präziser messen zu können, wird mit differentiellem GNSS gearbeitet. Hierfür muss eine GNSS-Referenzstation über einem bekannten Festpunkt aufgebaut werden. Dies geschieht i.d.R. durch das Messteam, es kann aber auch eine von einem anderen Workpackage aktuell benutzte Station verwendet werden. Dabei muss beachtet werden, dass diese während der gesamten Messfahrt aktiv ist.

Sollte es nicht möglich sein, eine eigene Referenzstation aufzubauen, wird im Postprocessing über den Satellitenpositionierungsdienst des Landes SAPOS® eine virtuelle Referenzstation berechnet und entsprechend zur Genauigkeitssteigerung verwendet.

Die eigentliche Messfahrt besteht aus der Beobachtung der Anzeigen und der Echtzeittrajektorie sowie der Dokumentation aller Einstellungen und verwendeten Geräte im Feldbuch.

### 6.3. Ergebnisse

Die in Echtzeit aufgenommenen Daten müssen mit der Software *POSPac* des Systemherstellers nachbearbeitet werden. Hierbei werden die Daten aller Sensoren kombiniert und ergeben eine hochgenaue Trajektorie, die die Position, Höhe und Orientierung beinhaltet.

Als Beispiel ist hier die Fahrt einer Gruppe gegeben (Abbildung 15). Es wird im Postprocessing die gemessene Höhe mit der Höhe aus einem digitalen Geländemodells verglichen. Die Farben beschreiben die Unterschiede, wobei cyan für ähnliche Höhen steht (Abweichung zwischen -0,04 m und 0,09 m), blau für eine niedrigere gemessene Höhe im Vergleich zum Geländemodell, rot für eine höhere.

Es fällt auf, dass besonders in Waldbereichen die eigene Höhe unter der des Geländemodells liegt, wenn die Strecke komplett von Bäumen überdeckt ist. Dies lässt sich dadurch begründen, dass bei der Messung des Geländemodells der geschlossene Baumbestand dafür sorgt, dass eine größere Höhe als tatsächlich vorhanden gemessen wird. In anderen Waldbereichen tritt dies nicht so deutlich zutage, was dadurch erklärt wird, dass in diesen Fällen die Straße vergleichsweise breit und nur teilweise von Bäumen verdeckt ist.

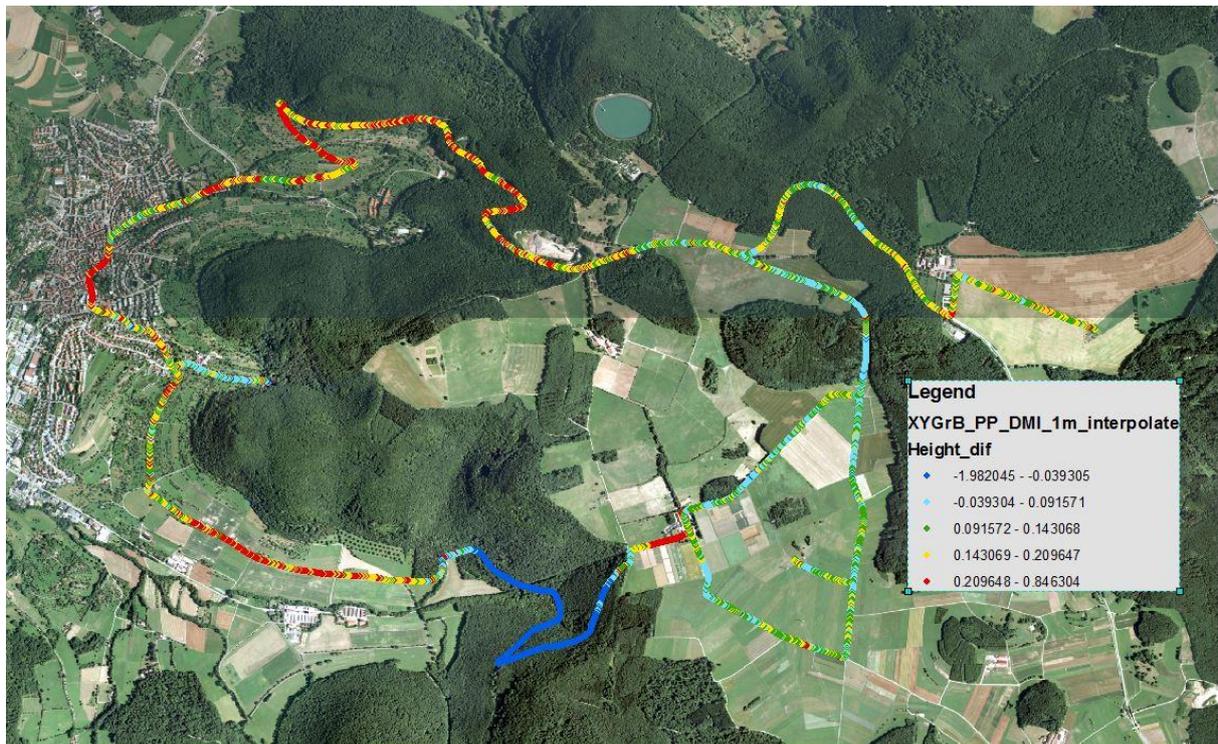


Abbildung 15:

Messfahrt einer Gruppe mit farbkodierten Höhenunterschieden zwischen gemessener Höhe und digitalem Geländemodell

Abbildung 16 zeigt einen Ausschnitt der Messung: Die Pfeile veranschaulichen die Orientierung des Fahrzeugs, die durch die x-Achse der Inertialmesseinheit definiert ist (in Fahrtrichtung). Jeder Pfeil steht für eine Messung im Abstand von einer Sekunde. Daher sind die Pfeile auf der Straße, wo schneller gefahren wurde, auch weiter auseinander als beim Wenden oder Halten.

Außerdem zeigt das grüne Dreieck einen bekannten Festpunkt, auf dem eine Referenzstation aufgebaut werden könnte.

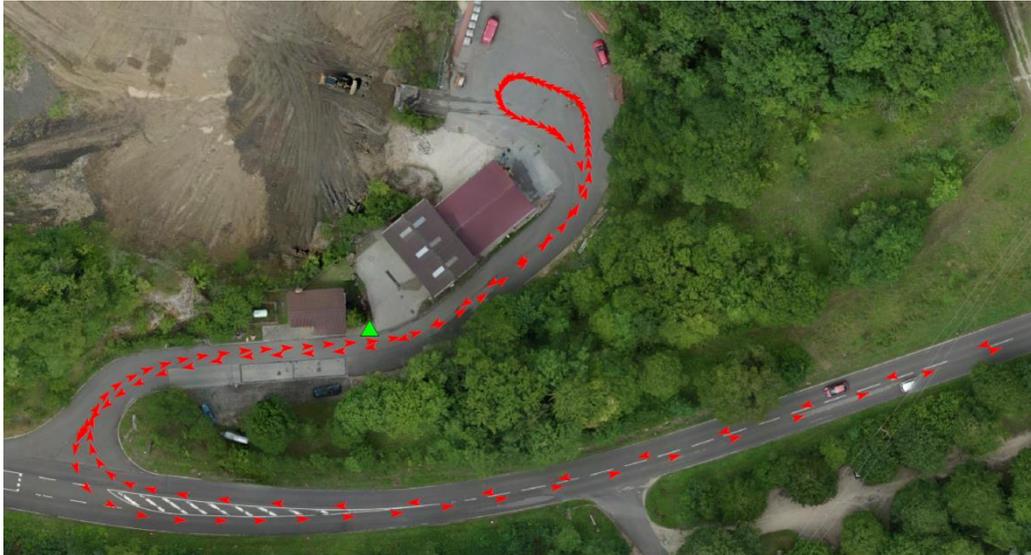


Abbildung 16: Detailansicht einer Messfahrt. Die Pfeile zeigen die Fahrtrichtung an. Orthophoto von WP11

In Abbildung 17 wird der Unterschied zwischen der in Echtzeit erfassten Trajektorie (rot) und dem Ergebnis des Postprocessings (blau) gezeigt. Die Nachbearbeitung sorgt für eine Veränderung der Position der Messpunkte im Vergleich zur absoluten Echtzeitpositionierung. Die differentielle Positionierung des Postprocessings erlaubt eine Genauigkeitssteigerung und einen gemeinsamen Raumbezug zu den anderen Workpackages des IP, da dieselben ausgeglichenen Koordinaten für die Referenzstationen verwendet wurden. Für die Darstellung wurden Trajektorien mit Punkte im Abstand von einer Sekunde (rot) und im Abstand von einem Meter (blau) generiert.



Abbildung 17: Vergleich von Echtzeittrajektorie (rot, 1s) und Ergebnis des Postprocessings (blau, 1m)

Abschließend lässt sich sagen, dass ein Integriertes Navigationssystem eine große Genauigkeitssteigerung im Vergleich zu handelsüblichen GNSS-Lösungen mit sich bringt. Es erlaubt eine hochgenaue Erfassung von Straßen und Fahrtwegen, die für spätere Analysen genutzt werden kann.

# 7. Klassifizierung der Landüberdeckung durch Fernerkundung

## 7.1. Der Begriff Fernerkundung

Der Begriff Fernerkundung bezeichnet die Gesamtheit der Verfahren zur Gewinnung von Informationen von entfernten Objekten ohne direkten Kontakt mit diesen durch Messung und Interpretation von reflektierter und emittierter elektromagnetischer Strahlung. Technische FE-Verfahren gehen von der Tatsache aus, dass die natürliche oder künstliche Strahlung (z.B. Sonnenlicht, Radar, Schall) von den Objekten unterschiedlich emittiert bzw. reflektiert wird. Das heißt, Grundlage der Fernerkundung ist das objekt- und materialspezifische Reflexionsverhalten.

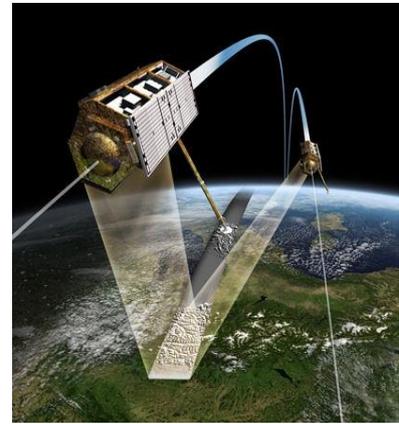


Abbildung 18

Quelle: <http://www.bbk.bund.de>

In der Multispektralklassifizierung werden drei Arten von Klassifizierung unterschieden: unüberwachte, überwachte und hybride.

## 7.2. Software und Forschungsgebiet

Um eine Klassifizierung durchzuführen wird das Programm ENVI Classic verwendet. ENVI verfügt über verschiedene Methoden die Klassifizierung der Satellitenbilder ermöglichen und wird oft in unterschiedlichen Fernerkundungsprojekten eingesetzt.

Die multispektralen Bilder von Sentinel-2 werden hier verwendet. Die Raumfahrtmission Sentinel-2 ist ein Paar optischer Erdbeobachtungssatelliten in einem sonnensynchronen Erdorbit. Als Forschungsgebiet wird ein 4km x 4km großes Gebiet ausgewählt. In der Mitte von diesem befindet sich der Steinbruch. Für das Steinbruchsgebiet wird eine extra Klassifizierung auf Basis eines aktuellen Orthophotos durchgeführt. Im Forschungsgebiet sind Wald-, Wasser-, Siedlung-, Vegetation- und Ackerflächen zu erkennen.



Abbildung 19: Forschungsgebiet

### 7.3. Unüberwachte Klassifizierung

Die unüberwachte Klassifizierung wird vor dem Integrierten Feldpraktikum durchgeführt, um sich im Voraus eine Übersicht zu verschaffen. Als Input werden Sentinel-2 Bilder des ausgewählten Bereichs verwendet. Die unüberwachte Klassifizierung wird mit den Methoden K-Means und ISODATA im Programm ENVI durchgeführt. ISODATA ist eine Erweiterung der K-Means Methode und deswegen wird hier ein Ergebnis von ISODATA Klassifizierung angezeigt. Verschiedene Farben stellen verschiedene Klassen dar. Um die Klassen richtig zu identifizieren und auch Überwachte Klassifizierung zu ermöglichen ist die sog „Ground truth data“ erforderlich.

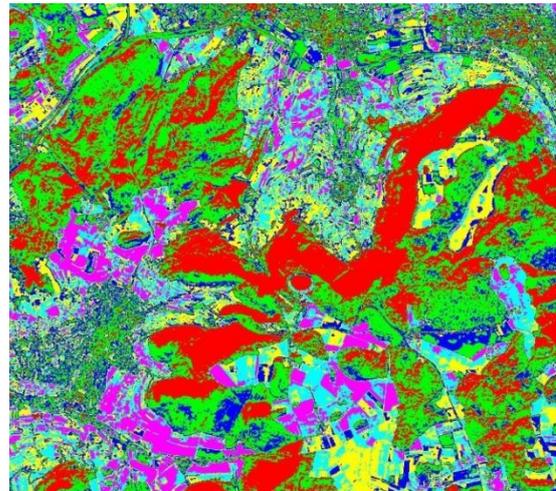


Abbildung 20: ISODATA-Klassifizierung

### 7.4. Ground truth data

Für die überwachte Klassifizierung wird „Ground truth data“ verwendet. Das sind einfache Fotos, die die Umgebung darstellen. Dadurch werden die tatsächlichen Oberflächentypen definiert bzw. bewiesen. So können die Trainingsgebiete erzeugt werden und damit sind weitere überwachte Klassifizierungen möglich.

Um die „Ground truth data“ zu sammeln, kann auch das eigene Smartphone verwendet werden. Voraussetzung dafür ist, Geotagging in den Einstellungen einzuschalten, sodass die Koordinaten angezeigt werden können.



Abbildung 21

Quelle: <http://www.kmds.at>

### 7.5. Überwachte Klassifizierung

Bei der überwachten Klassifizierung werden manuell Trainingsgebiete im Sentinel 2 Bild ausgewählt um dann wird der Rest des Bildes durch die im ENVI verfügbare Methoden automatisch klassifiziert. Die Genauigkeit solcher Klassifizierungen kann danach durch den Vergleich des Ergebnisses mit noch nicht verwendeten Trainingsgebieten geprüft werden. Die müssen im Idealfall vollkommend übereinstimmen. Hier wird das Ergebnis von Maximum-Likelihood Verfahren dargestellt.

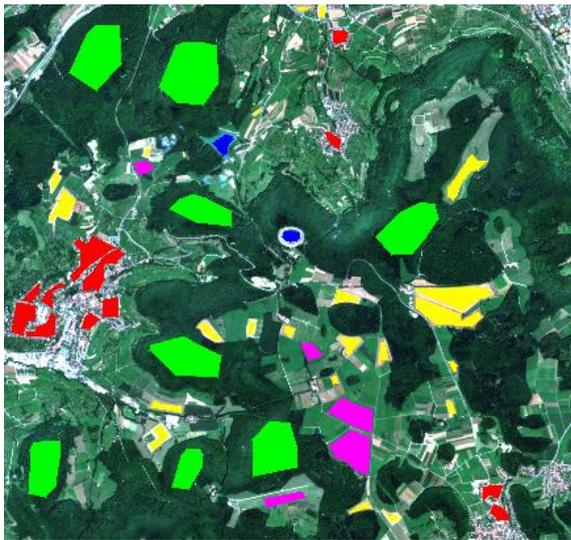


Abbildung 22: Auswahl der Trainingsgebiete

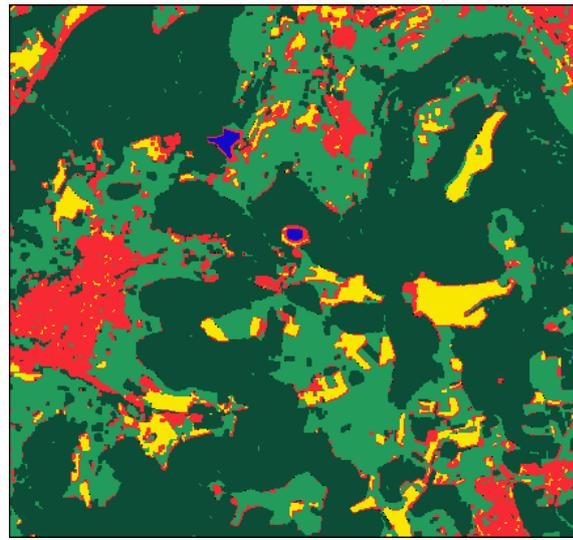


Abbildung 23: Ergebnisse der Klassifizierung

Legende

Dark Green	Wald
Light Green	Vegetation
Yellow	Acker
Red	Siedlung
Blue	Wasser

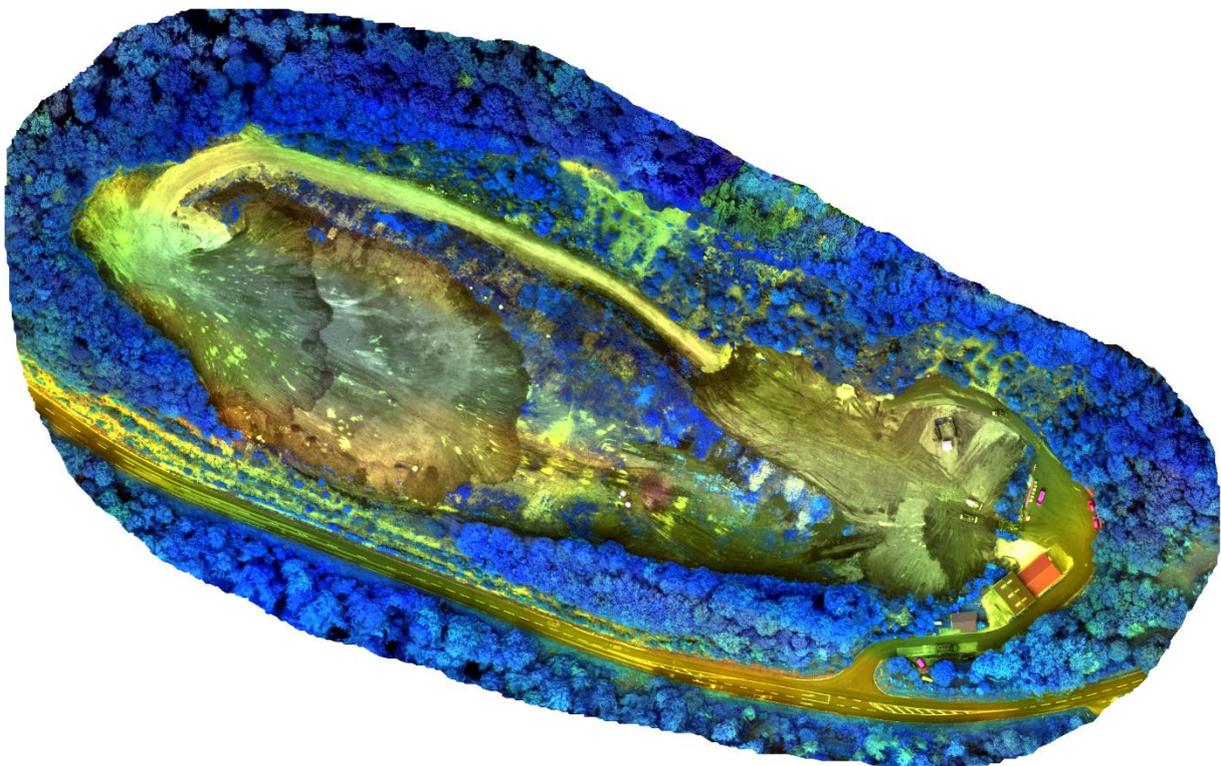


Abbildung 24: Steinbruch Orthofoto (verfälschte Farben)

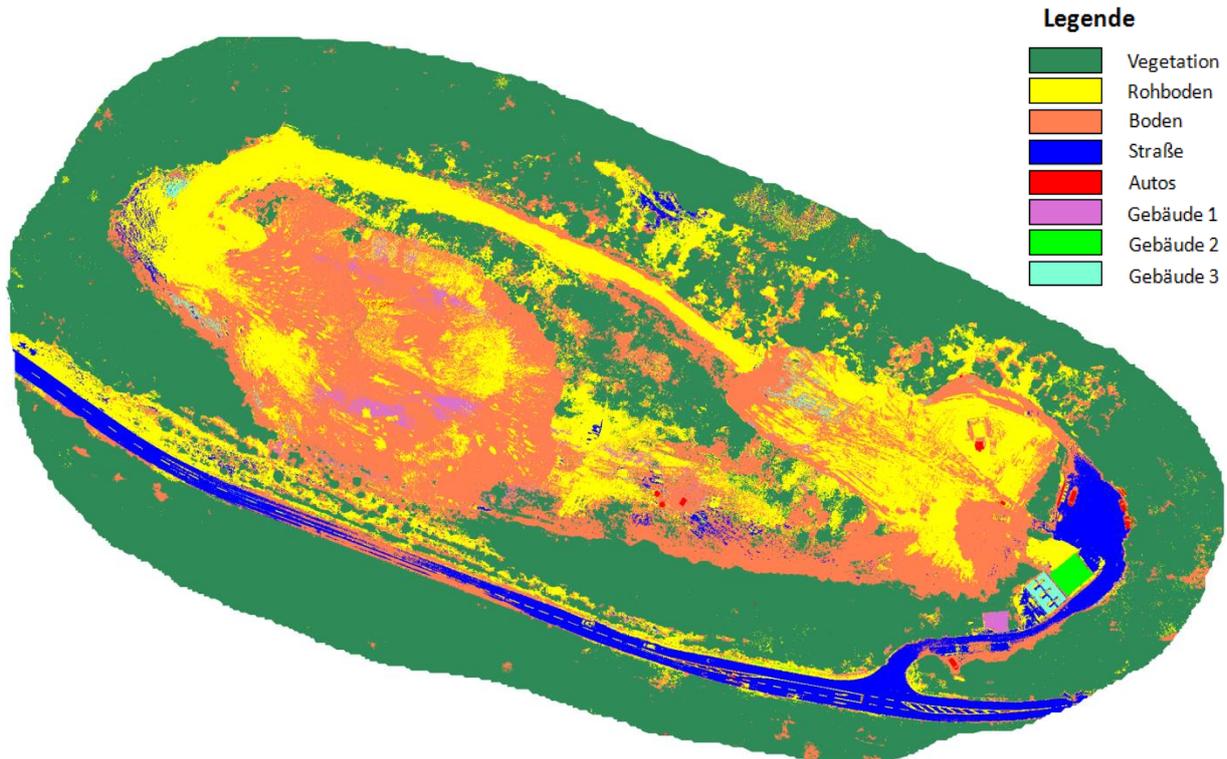


Abbildung 25: Ergebnisse der überwachten Klassifizierung im Steinbruch

## 7.6. Diskussion der Ergebnisse

Bei der überwachten Klassifizierung ist eine visuelle Verbesserung (im Vergleich zu unüberwachte Methode) zu erkennen. Z.B. sind hier auch die Wasserflächen mit überdeckt. Die Gebiete sind allgemein homogen und entsprechen besser den Satellitenbildern.

Die Genauigkeit der Klassifizierung kann abgeleitet werden und befindet sich in einer sog. Confusion Matrix. Die allgemeine Genauigkeit von 96% und  $\kappa$  von 92% zeigen, dass die Klassifizierung zuverlässige Ergebnisse liefert. Die Genauigkeiten der einzelnen Klassen sind meistens nahezu ideal, obwohl die Acker- und Siedlungsflächen etwas schlechtere Werte haben. Das lässt sich dadurch erklären, dass sich die spektralen Eigenschaften beider Klassen ähnlich verhalten (z.B. beide sind hell in den RGB Kanälen und dunkel im Infrarot).

Overall Accuracy = (11380/11806) 96.3917%			
Kappa Coefficient = 0.9274			
Class	Prod. Acc. (Percent)	User Acc. (Percent)	
forest [Green	99.49	98.42	
crops [Yellow	83.67	96.51	
Vegetation [M	89.36	97.90	
water [Blue]	96.04	100.00	
settlement [R	96.15	77.35	

Abbildung 26:

Confusion Matrix für Klassifizierung des Satellitenbildes

## 8. Kontrollpunkte mit RTK und Totalstation

### 8.1. Messbereich und Arbeitsschritte

- ✓ Verwendete Instrumente: Leica CS15 Receiver, Leica TS30 und Trimble S7 Tachymeter
- ✓ Anforderungen von WP 11: Die Koordinaten der Schwarz-Weißen Kontrollpunkte zu bestimmen, die zuvor von WP11 im Quarry und Testfeld auf dem Boden markiert worden sind
- ✓ Die Verteilung der gemessenen Kontrollpunkte sind in folgenden Abbildungen zu sehen



Abbildung 27: Punkteverteilung im Steinbruch



Abbildung 28: Punkteverteilung im Testfeld

Die 9 Punkte im Testfeld konnten aufgrund Signalverbindungsprobleme nicht durch RTK Messungen bestimmt werden. Alternativ:

- ✓ Die 4 Eckpunkte (A1, B, C1, D) wurden mit einem statischen GNSS Empfänger, welcher mit der nächsten Fixstation verbunden worden ist, gemessen.
- ✓ Die 4 gemessenen Eckpunkte wurden dann als Kontrollpunkte für eine Freie Stationierung mit dem Tachymeter verwendet, mit welcher die restlichen Testpunkte bestimmt worden sind.



Abbildung 29: Punktverteilung an den Gebäuden

- ✓ 29 Punkte wurden an den Gebäuden mit Leica TS30 und Trimble S7 über die freie Stationierung bestimmt. Die Punkte wurden von WP9 und WP10 markiert.

## 8.2. Datenverarbeitung und Analyse

In Bezug auf die Total Station Messungen, stehen nur lokale Koordinaten zur Verfügung. Erst nach der Bestimmung der Transformationsparameter von WP4 ist die Transformation der Kontrollpunkte möglich. In der folgenden Tabelle sind die GK-Koordinaten der Kontrollpunkte aufgelistet:

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]
NP1	3521906.488	5372226.054	715.3955366
NP2	3521682.821	5372315.925	719.6169154
NP3	3521702.354	5372390.964	714.9974704
NP4	3521795.636	5372357.927	708.2621138
NP5	3522012.809	5372253.957	712.7470886
NP6	3521981.044	5372195.493	716.8453027
NP7	3521948.778	5372299.822	709.5986456
NP8	3521941.316	5372190.331	716.9065094
FP1	3521972.392	5372204.053	716.6872403
FP2	3521840.657	5372249.688	716.4251964
FP3	3521745.984	5372267.961	718.1384633

Tabelle 10: Globale Koordinaten\_WP4

## 8.3. Ergebnisse und Analyse

### 8.3.1. RTK Daten

Die RTK Daten können direkt von der SD Karte des GNSS Empfängers kopiert werden und als Text File abgespeichert werden. Die Koordinaten sehen dann wie folgt aus:

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]
U19	3521830.911	5372343.615	706.065
U18	3521765.399	5372372.351	710.072
U17	3521728.59	5372383.062	712.463
U16	3521689.623	5372391.322	715.143
U15	3521641.306	5372343.785	718.947
U14	3521691.375	5372285.717	718.692
U13	3521753.949	5372267.092	718.012
U12	3521799.203	5372250.139	715.918
U11	3521842.909	5372264.486	716.572
U10	3521876.902	5372235.694	716.275
U09	3521922.962	5372232.481	709.945
U08	3521936.558	5372294.183	708.507
U07	3521984.43	5372264.446	711.046
U06	3521991.988	5372277.813	711.915
U05	3521978.903	5372234.248	712.464
U04	3522074.315	5372220.428	727.054
U03	3521934.087	5372182.64	717.983
U02	3521970.522	5372209.421	716.79
U01	3521994.642	5372218.025	714.596

Tabella 11: RTK Daten

Punkt U01 bis U19 sind von WP11 vermarktet. Die GK-Koordinaten dieser Punkte können direkt aus der obigen Tabelle WP11 übergeben werden.

In der zweiten Woche wurde dieselbe Methode im Quarry verwendet, mit der Zielsetzung die Ergebnisse der beiden Wochen zu vergleichen und in Verbindung mit den Daten von WP2 zu stellen. Hierfür ist es nicht notwendig alle gemessenen Punkte aus Woche 1 erneut zu messen, sodass nur 7 Punkte und 2 Kontrollpunkte gemessen worden sind. Die 2 Kontrollpunkte sind von WP2 gegeben und sehen wie folgt aus:

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]
Q3	3521745.963	5372267.948	717.936
Q2	3521840.622	5372249.71	716.324

Tabella 12: Kontrollpunkte

### 8.3.2. Vergleich der RTK Ergebnisse mit den GNSS Messungen von WP2

In der zweiten Woche wurden die Kontrollpunkte Q2 und Q3 gemessen, sodass ein Vergleich mit den Koordinaten von WP2 möglich ist:

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]
Q2(WP2)	3521840.663	5372249.683	716.4949
Q2(WP8)	3521840.622	5372249.710	716.3240
Differenzen	0.0405	-0.0275	0.1709

Table 13: Vergleich Q2

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]
Q3(WP2)	3521745.994	5372267.96	718.0459
Q3(WP8)	3521745.963	5372267.948	717.936
Differenzen	0.031	0.0122	0.1099

Table 14: Vergleich Q3

Zu erkennen ist, dass die Genauigkeit in Horizontalrichtung deutlich höher ist als die in Vertikalrichtung. Wobei diese in Horizontalrichtung nur 3-4 cm bemisst liegt die Genauigkeit in der Höhe bei 11cm und 17 cm, wodurch den Höhen nicht nötige Aussagekraft zusteht.

#### Beeinflussende Faktoren der RTK Messung:

- Genauigkeit der Basisstation
- Anzahl der Satelliten in Sichtweite
- Ionosphärenaktivität, Troposphärenaktivität, Signalbehinderungen, Multipath, Radio Interferenzen, etc. beeinflussen die Qualität
- Wetter
- Operatorfehler (zu frühes Abbauen der Basisstation, Horizontrierung, Zentrierung, Höhenmessung)
- Beeinflussung des Radio Signals durch Mobilfunk
- Signalbehinderung durch Vegetation
- Multi-path Effekte (für Punkte nah an Felswand)
- Verkehr im Quarry

### 8.3.3. Tachymeter Daten

Die exportierten Daten aus dem Tachymeter sind in lokalen Koordinaten gegeben. Diese sind in der folgenden Tabelle aufgezeigt. Punkt QB1 bis QB21 und QH1 bis QH10 wurden von WP9 und WP10 vermarktet. Jeder Punkt wurde reflektorlos über die freie Stationierung (S7 und TS30) bestimmt. Aufgrund auftretender Ungenauigkeiten für Messungen mit einem Einfallswinkel größer als 45°, wurden einige Punkte vernachlässigt.

Point ID	X [m]	Y [m]	Z [m]
QB21	2012.9398	5023.622	196.2515
QB20	2013.1438	5023.7977	196.7225
QB22	2011.5874	5019.9546	197.3964
QB23	2010.1236	5016.6113	196.6951
QB24	2008.6782	5012.73	197.348
QB25	2007.3312	5011.5796	197.605
QB26	2005.8207	5012.2605	199.4361
QB20	2013.144	5023.7963	196.7239
QB19	2017.7035	5021.6341	197.3089
QB18	2022.4534	5020.0459	196.4996
QB17	2022.3955	5019.9615	197.5818
QB16	2020.0638	5014.1172	197.6987
QB15	2019.6365	5013.0842	198.515
QB13	2017.8818	5008.7196	198.7669
QB12	2018.4266	5007.1734	199.1319
QB11	2018.3716	5006.9519	198.2475
QB10	2017.262	5004.0538	199.1119
QB9	2015.9846	5000.8754	199.7228
QB8	2015.6587	5000.2364	198.6699
QB1	2002.8013	5003.8273	199.3261
QB2	2002.8054	5003.8272	200.5073
QB3	2006.3372	5002.4054	199.9641
QB4	2006.9607	5002.2144	198.6311
QB5	2010.7657	5000.6807	198.6444
QB6	2011.2273	5000.4252	200.1156
QB7	2014.6948	4999.0197	199.6278
QH1	2001.8852	4990.4776	200.4537
QH2	2001.4384	4991.1786	201.3379
QH9	2000.6088	4991.6591	200.4209
QH10	1997.8186	4989.8789	199.7626

Tabelle 15: Tachymeter Daten

Die Lokalen Koordinaten müssen anschließend in GK-Koordinaten transformiert werden. Dies erfolgt mit der Software JAG3D. Das Ergebnis sieht wie folgt aus:

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]	St(O) [m]	St(N) [m]	St(H) [m]
QB21	3521993.37	5372232.413	714.2719762	6.96E-04	6.97E-04	7.30E-04
QB20	3521993.633	5372232.47	714.7429745	6.97E-04	6.97E-04	7.31E-04
QB22	3521990.431	5372229.836	715.4168654	6.93E-04	6.93E-04	7.24E-04
QB23	3521987.549	5372227.597	714.7155666	6.90E-04	6.90E-04	7.18E-04
QB24	3521984.426	5372224.877	715.3684596	6.88E-04	6.88E-04	7.15E-04
QB25	3521982.693	5372224.509	715.6254426	6.86E-04	6.86E-04	7.11E-04
QB26	3521981.691	5372225.828	717.4564997	6.84E-04	6.84E-04	7.06E-04
QB19	3521996.607	5372228.392	715.329453	7.07E-04	7.08E-04	7.50E-04
QB18	3522000.022	5372224.729	714.520243	7.20E-04	7.20E-04	7.73E-04
QB17	3521999.931	5372224.683	715.6024334	7.20E-04	7.20E-04	7.73E-04
QB16	3521995.092	5372220.661	715.7193278	7.14E-04	7.14E-04	7.63E-04
QB15	3521994.224	5372219.957	716.5356199	7.13E-04	7.14E-04	7.61E-04
QB13	3521990.598	5372216.959	716.787514	7.11E-04	7.12E-04	7.58E-04
QB12	3521990.339	5372215.341	717.152528	7.14E-04	7.14E-04	7.63E-04
QB11	3521990.185	5372215.172	716.2681358	7.14E-04	7.14E-04	7.63E-04
QB10	3521987.827	5372213.156	717.1325269	7.14E-04	7.14E-04	7.63E-04
QB9	3521985.187	5372210.973	717.7434191	7.14E-04	7.15E-04	7.64E-04
QB8	3521984.595	5372210.567	716.6905263	7.14E-04	7.14E-04	7.64E-04
QB1	3521975.012	5372219.86	717.3464993	6.85E-04	6.85E-04	7.09E-04
QB2	3521975.015	5372219.858	718.5276895	6.85E-04	6.86E-04	7.10E-04
QB3	3521977.44	5372216.922	717.9845572	6.92E-04	6.93E-04	7.24E-04
QB4	3521977.897	5372216.457	716.6515793	6.93E-04	6.94E-04	7.26E-04
QB5	3521980.508	5372213.293	716.6649473	7.03E-04	7.03E-04	7.43E-04
QB6	3521980.792	5372212.848	718.1361435	7.04E-04	7.05E-04	7.46E-04
QB7	3521983.168	5372209.958	717.6484098	7.14E-04	7.14E-04	7.63E-04
QH1	3521967.834	5372208.567	718.4741484	7.03E-04	7.04E-04	7.46E-04
QH2	3521967.776	5372209.396	719.3583301	7.02E-04	7.03E-04	7.43E-04
QH9	3521967.277	5372210.214	718.4413222	6.99E-04	7.00E-04	7.39E-04
QH10	3521963.975	5372209.982	717.7829937	6.99E-04	6.99E-04	7.39E-04

Tabelle 16: Transformierte Daten

In der zweiten Woche wurde dieselbe Methode verwendet. Aufgrund Regen und anderer Faktoren wurden jedoch einige Markierungen zerstört, weswegen WP9 und WP10 zusätzliche Punkte an den Gebäuden vermarken mussten. Zusätzlich wurden einige U-Punkte welche von WP11 in der ersten Woche vermarktet worden sind mit dem Tachymeter gemessen, um die RTK und Tachymeter Daten zu vernetzen.

Point ID	X [m]	Y [m]	Z [m]
QB25	2007.3306	5011.5697	197.6117
QB23	2010.1195	5016.6142	196.7017
QB21	2012.9367	5023.6168	196.2585
QB12	2018.4346	5007.1794	199.1341
QB1	2002.8025	5003.8215	199.3295
QB3	2006.3311	5002.3936	199.9676
QB4	2006.9524	5002.204	198.6382
QB6	2011.213	5000.4133	200.1188

Tabelle 17: Lokale Koordinaten aus der zweiten Woche

Point ID	X [m]	Y [m]	Z [m]
W2P9	2008.7798	5013.293	196.7691
W2P8	2011.4567	5019.9248	196.7548
W2P1	2017.704	5021.6396	197.2536
W2P2	2021.8318	5018.4983	197.6068
W2P3	2020.8903	5016.1752	198.1837

Tabelle 18: Die zusätzlichen Punkte, vermarktet von WP9 und WP10

Point ID	X [m]	Y [m]	Z [m]
U01	2020.9689	5011.5988	196.7672
U06	1990.154	5062.8407	194.0463
U07	1989.873	5047.4939	193.1692
U02	2003.9071	4992.4862	198.8934

Tabelle 19: Die vermarkten Punkte von WP11

### Nach der Transformation in GK-Koordinaten:

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]	St(O) [m]	St(N) [m]	St(H) [m]
QB25	3521982.688	5372224.501	715.6321426	0.000686053	0.000686263	0.000711484
QB23	3521987.546	5372227.602	714.7221665	0.000689808	0.000689962	0.000718234
QB21	3521993.365	5372232.41	714.2789761	0.000696477	0.000696656	0.000730473
QB12	3521990.349	5372215.342	717.154728	0.000713923	0.000714431	0.000762769
QB1	3521975.01	5372219.854	717.3498994	0.000684664	0.000685069	0.000709304
QB3	3521977.429	5372216.915	717.9880572	0.000692408	0.000692947	0.000723673
QB4	3521977.885	5372216.452	716.6586792	0.000693263	0.000693602	0.000725875
QB6	3521980.773	5372212.844	718.1393434	0.000704303	0.000704923	0.000745914

Tabelle 20: Lokale Koordinaten aus der zweiten Woche (transformiert)

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]	St(O) [m]	St(N) [m]	St(H) [m]
W2P9	3521984.784	5372225.323	714.789563	0.000687989	0.000688126	0.000715049
W2P8	3521990.302	5372229.873	714.7752689	0.000692509	0.000692692	0.000723128
W2P1	3521996.61	5372228.397	715.2741534	0.000707416	0.000707706	0.000750375
W2P2	3521998.737	5372223.666	715.6274324	0.000718115	0.000718471	0.000769754
W2P3	3521996.801	5372222.074	716.2043254	0.000715877	0.000716284	0.000765707

Tabelle 21: Die zusätzlichen Punkte, vermarkt von WP9 und WP10 (transformiert)

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]	St(O) [m]	St(N) [m]	St(H) [m]
U01	3521994.686	5372218.016	714.7878636	0.000717398	0.000717604	0.000768968
U06	3521992.07	5372277.752	712.0662228	0.000728034	0.000728228	0.000795408
U07	3521984.497	5372264.401	711.1892097	0.000690522	0.00069078	0.000722864
U02	3521970.57	5372209.366	716.9138823	0.00070229	0.000702663	0.000744432

Tabelle 22: Die vermarkteten Punkte von WP11 (transformiert)

## Tachymetermessungen im Testfeld

- ✓ 9 Punkte wurden für WP11 gemessen
- ✓ Mit den Koordinaten 4 Kontrollpunkte, welche mit einem static GNSS (WP2) gemessen worden sind, konnten die 5 übrigen Kontrollpunkte über die freie Stationierung mit dem Tachymeter bestimmt werden.
- ✓ Die Messung der Kontrollpunkte sind in folgender Abbildung veranschaulicht:

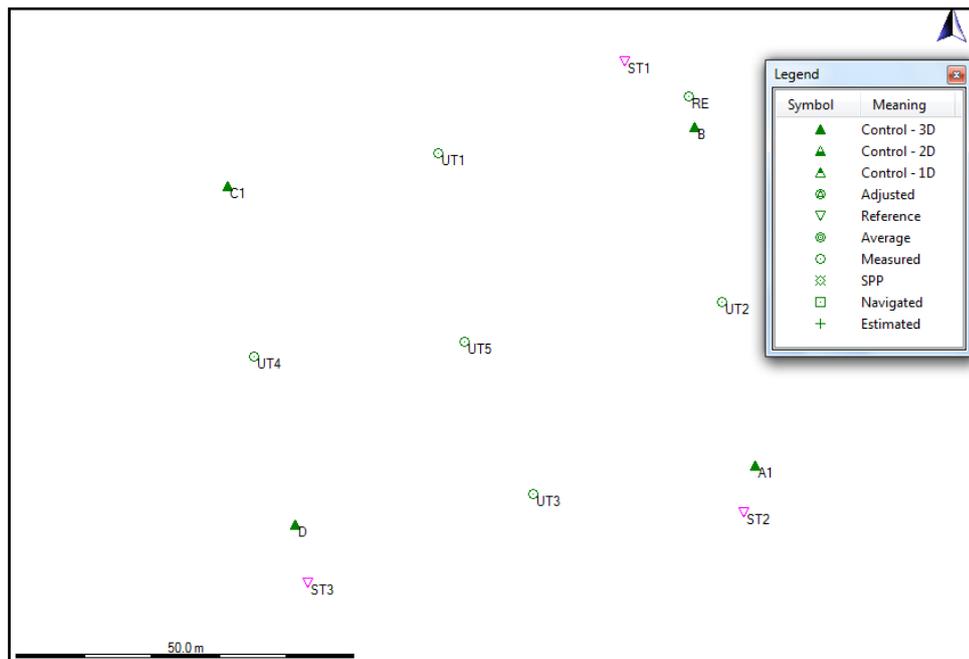


Abbildung 30: Punkteverteilung im Feld, Leica Geo office network

✓ Die angepassten Koordinaten des Testfeldes sind in folgender Tabelle veranschaulicht:

Point Id	Point Class	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Ortho. Hgt. [m]	Sd. Rechtswert	Sd. Hochwert	Sd. Höhe
B	Control	3521198.865	5371682.077	767.879	0.00	0.00	0.00
A1	Control	3521207.965	5371631.631	766.031	0.00	0.00	0.00
C1	Control	3521129.845	5371673.171	758.498	0.00	0.00	0.00
D	Control	3521139.872	5371622.902	758.113	0.00	0.00	0.00
ST1	Reference	3521188.644	5371691.909	767.5823	0.0053	0.0044	0.0011
ST2	Reference	3521206.224	5371624.749	766.8285	0.0076	0.0079	0.0025
ST3	Reference	3521141.815	5371614.141	759.2551	0.008	0.0072	0.001
UT2	Measured	3521202.927	5371656.046	767.218	0.0004	0.001	0.0001
UT5	Measured	3521164.853	5371649.979	762.9682	0.0006	0.001	0.0002
UT3	Measured	3521175.039	5371627.369	762.7007	0.0011	0.0001	0.0001
UT1	Measured	3521160.992	5371678.179	762.4339	0.0009	0.0005	0.0002
UT4	Measured	3521133.809	5371647.836	758.2693	0.0003	0.001	0.0001
RE	Measured	3521198.011	5371686.676	768.9171	0.0003	0.0011	0.0002

Tabelle 23: Angepasste Koordinaten

### 8.3.4. Vergleich der Tachymeterergebnisse zwischen erster und zweiter Woche

Durch Vergleich der gleichen QB Punkte aus erster und zweiter Woche ist es möglich, die Tachymetermessungen zu vergleichen und die B&W Punkte auf ihre Genauigkeit, nach Tagen des Regens, zu überprüfen.

Zur Veranschaulichung sind in folgender Tabelle nur QB 1, QB 23 und QB 25 aufgezeigt:

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]
QB25 (1)	3521982.693	5372224.509	715.6254426
QB25 (2)	3521982.688	5372224.501	715.6321426
<b>difference</b>	<b>0.00525326</b>	<b>0.00841255</b>	<b>-0.00699988</b>
QB23 (1)	3521987.549	5372227.597	714.7155666
QB23 (2)	3521987.546	5372227.602	714.7221665
<b>difference</b>	<b>0.00221834</b>	<b>-0.00450551</b>	<b>-0.006599864</b>
QB1 (1)	3521975.012	5372219.86	717.3464993
QB1 (2)	3521975.01	5372219.854	717.3498994
<b>difference</b>	<b>0.00171435</b>	<b>0.00566922</b>	<b>-0.003400022</b>

Tabelle 24: Vergleich der QB Punkte, erste und zweite Woche

Zu erkennen ist, dass die höchste Differenz bei 1cm liegt, was in der vorgegebenen Genauigkeit liegt. Für die Laserscannermessungen und weitere Anwendungen muss entschieden werden, welche Koordinaten weiterverwendet werden. Dies kann auch nach Erhalten der Ergebnisse erfolgen.

### 8.3.5. Vergleich zwischen RTK und Tachymeter

In der ersten Woche wurden alle 19 Punkte, welche von WP11 vermarktet worden sind, durch RTK Messungen bestimmt. In der zweiten Woche wurden 4 dieser 19 Punkte durch Tachymetermessungen bestimmt. Das Ergebnis sieht wie folgt aus:

Point ID	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]
U01 (RTK)	3521994.642	5372218.025	714.596
U01 (TS)	3521994.686	5372218.016	714.7878636
<b>difference</b>	<b>-0.0435365</b>	<b>0.00929722</b>	<b>-0.191863611</b>
U02 (RTK)	3521970.522	5372209.421	716.79
U02 (TS)	3521970.57	5372209.366	716.9138823
<b>difference</b>	<b>-0.04764845</b>	<b>0.05457911</b>	<b>-0.123882319</b>
U06 (RTK)	3521991.988	5372277.813	711.915
U06 (TS)	3521992.07	5372277.752	712.0662228
<b>difference</b>	<b>-0.08209313</b>	<b>0.06133284</b>	<b>-0.15122283</b>
U07 (RTK)	3521984.43	5372264.446	711.046
U07 (TS)	3521984.497	5372264.401	711.1892097
<b>difference</b>	<b>-0.067</b>	<b>0.045000001</b>	<b>-0.1432097</b>

Tabelle 25: Vergleich der vermarkten Punkte von WP11, erste und zweite Woche

Zu erkennen ist dasselbe Problem, welches auch im Vergleich zwischen den RTK- und GNSS Ergebnissen aufgetreten ist. Die Horizontale Genauigkeit ist mit unter 7cm deutlich genauer als die vertikale Genauigkeit, welche Differenzen bis 19cm aufweist.

Grund hierfür ist, dass die Tachymetermessungen auf dem Netz von WP4 basieren und dieses durch die gemessenen Kontrollpunkte von WP2 erzeugt worden ist, wodurch sich die Ungenauigkeit der Kontrollpunkte aus WP2 fortpflanzen kann.

### 8.4. Schlussfolgerung

Die Voraussetzungen waren für die RTK Messung, aufgrund des guten Wetters, in der ersten Woche günstig. In der zweiten Woche wurden die RTK Messungen mit Tachymetermessungen identischer Punkte vernetzt, um zu überprüfen, ob systematische Fehler gemacht worden sind. Durch Tachymetermessung wurden die markierten Punkte an Gebäudeoberfläche bestimmt.

Zum Schluss wurden die Ergebnisse der RTK und Tachymetermessungen den anderen WPs zur Verfügung gestellt.

# 9. Terrestrische Photogrammetrie

## 9.1. Einleitung

Während dem Feldprojekt beschäftigt sich die Arbeitsgruppe der Terrestrischen Photogrammetrie mit der Erfassung und Rekonstruktion von Gebäuden in der Deponie Renkenberg. Hierbei werden Bilder mit einer hochauflösenden Kamera in Bodennähe aufgenommen. Zusätzlich wird eine Drohne verwendet, um im Nahbereich Aufnahmen vom Dach und unzugänglichen Bereichen zu erhalten.



Abbildung 32: DJI Phantom 4



Abbildung 31: Nikon D2X

Die Bilder werden anschließend in der Software Agisoft Photoscan prozessiert. Dabei wird ein 3D-Modell erstellt. Um dieses in einem globalen Koordinatensystem darzustellen, ist es nötig Kontrollpunkte am Gebäude zu georeferenzieren. Bei diesem Schritt arbeiten mehrere Arbeitsgruppen eng verflochten, da die Messung der Koordinaten von der Gruppe RTK und Total Station stammen.

## 9.2. Aufgaben im Feld

In der Deponie werden zuerst Ziele an das Gebäude angebracht, um mithilfe eines Tachymeters lokale Koordinaten zu erhalten. Anschließend erfolgt eine Transformation vom lokalen in ein globales System. Dabei ist es wichtig, dass die Ziele gut verteilt an die Fassaden angebracht werden. Die Aufnahme der Bilder sind an bestimmte Regeln gebunden. Beispielsweise soll zwischen Bildaufnahmen der Standpunkt gewechselt werden, zusätzlich sollte die



Abbildung 33: Zielmarken an Hauswand

Brennweite der Kamera nicht verändert werden, da unterschiedliche Kamerageometrien zu Fehlern führen. Damit die Fotos scharf bleiben, wird ein Stativ verwendet.

Durch die mit einem Tablet gesteuerte Drohne wurden mehrere Aufnahmen aus der Luft generiert. Somit kann ein vollständiges 3D-Modell der Gebäude erstellt werden, ohne dass unzugängliche Bereiche fehlen.

### 9.3. Postprozessierung

Das Integrierte Feldprojekt umfasst zwei Wochen, dabei wurden jeweils Datensätze angefertigt. Die Bilder der einzelnen Wochen werden getrennt voneinander postprozessiert, hierbei wird jeweils eine Punktwolke generiert. Damit kann ein 3D-Modell der Gebäude erstellt werden.

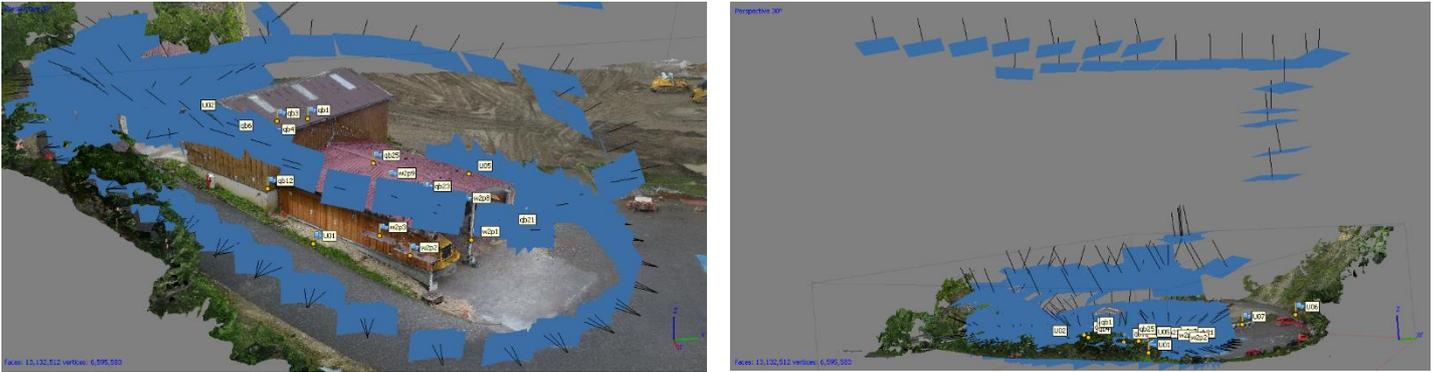


Abbildung 34: Modell nach Bündelblockausgleichung mit Kamerastandpunkten



Abbildung 35: Verdichtete Punktwolke mit markierten Zielmarken

Um einen Volumenvergleich beider Wochen zu berechnen, werden Punktwolken aus Agisoft Photoscan exportiert und mit der Software CloudCompare bearbeitet. Wie man im rechten Bildausschnitt sieht, wurde zwischenzeitlich ca. 1m Erde aufgeschüttet. Außerdem wurde eine Baumaschine bewegt. Dies ist ersichtlich aus dem linken Bildausschnitt.

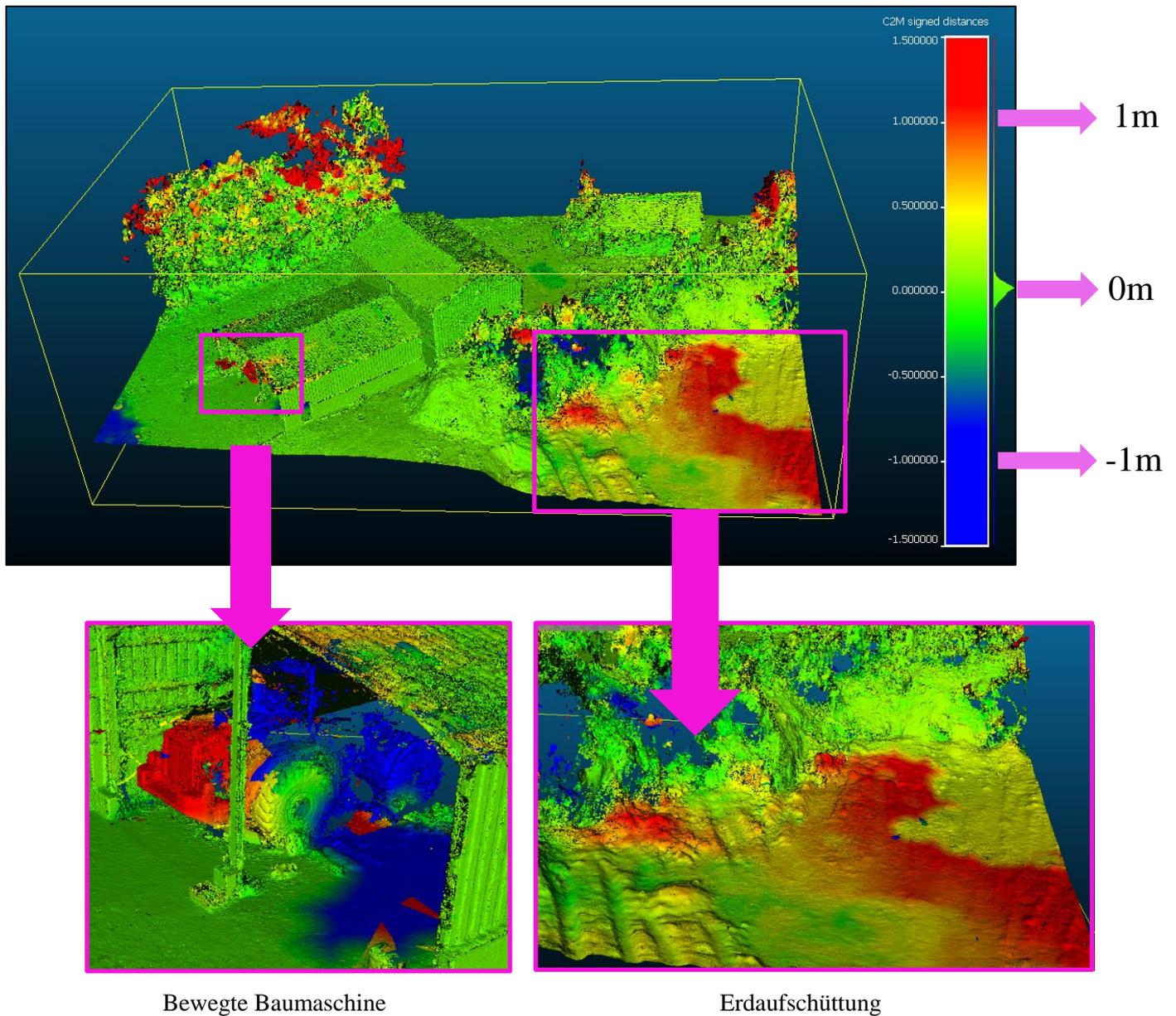


Abbildung 36: Volumenvergleich Woche 1 und 2

## 9.4. Virtual Reality

Zum Schluss wurde das generierte Modell in der VR Game Engine „Unity“ getestet. Verwendet wird dabei eine VR Brille, eine Fernbedienung, sowie zwei Basisstationen mit Bewegungsnachverfolgung. Die Person mit der Brille kann sich nun in der Deponie frei bewegen.



Abbildung 37: Test mit VR Brille

## 9.5. Referenzen

- [https://asset1.djicdn.com/images/360/phantom-4/draggable\\_360\\_v2/0\\_0.png](https://asset1.djicdn.com/images/360/phantom-4/draggable_360_v2/0_0.png)
- <http://www.digitalkamera.de/Kamera/Nikon/D2X.aspx>

## 10. Surface Acquisition using Terrestrial Laser Scanning

### 10.1. Terrestrisches Laser-Scanning

Um Oberflächen eines bestimmten Objektes im dreidimensionalen Raum sichtbar zu machen besteht die Möglichkeit des terrestrischen Laser-Scannings. Die zu erfassende Objekte, im ehemaligen Steinbruchgebiet (Eningen u.A.), bestehen aus einem kleinem Pförtnerhaus, einer Doppelgarage und einer gegenüberliegenden offenen Dachgiebel-Überdachung. Diese werden durch das Lasergerät LeicaP20 mit Hilfe von Laserimpulsen von verschiedenen Standpunkten aus „abgetastet“. Mit Hilfe der Software Cyclone kann man die Punktwolken erzeugen lassen. Durch die Anwendung von Cloud Compare lassen sich verschiedene generierte Punktwolken vergleichen, die dann dementsprechend die Abweichungen von einander zeigen. Ebenso ist es möglich eine Vermaschung zu generieren.

### 10.2. Arbeitsabfolge vor Ort

Nach dem die zu erfassende Objekte erkundet wurden, empfiehlt es sich eine Übersichts-Skizze des Umgebungsgebiets anzufertigen. Die zu erfassenden Objekte werden in Woche 1 und Woche 2 jeweils separat gescannt mit verschiedenen Standpunktes des LeicaP20. Des Weiteren sollten die zu erfassenden Objekte mit sogenannten HDS-Targets (Schwarz-weiße Viertelkreise) und sphärischen Kugeln großflächig angebracht werden. Dies hat den Vorteil, dass aus verschiedenen Standpunkten möglichst vieler dieser Ziele erfasst werden und dann besser miteinander verknüpft werden können. Jedoch sollten diese vom Winkel her nicht zu sehr offen sein in Bezug auf den Standpunkt des Lasergerätes, da es sonst Probleme mit der Identifizierung gibt. Die Anzahl der Standpunkte wurde auf in der ersten Woche auf 7 und in der zweiten Woche auf 6 festgelegt. Beim Aufstellen eines Standpunktes müssen immer 3 HDS-Targets oder sphärische Kugeln sichtbar sein, da diese später in der Software Cyclone beim Auswerten zur Verknüpfung der einzelnen Standpunkte dienen. Die globalen Koordinaten dieser HDS-Targets am jeweiligen Objekt wurden vom WP8 berechnet und für die Georeferenzierung übermittelt.

Um die gescannten Punkte auswerten zu können, dient die Software Cyclone und Cloud Compare. Um die 7 bzw. 6 erzeugten Punktwolken der jeweiligen Standpunkte zu verknüpfen wird in Cyclone eine Registrierung durchgeführt. In einem weiteren Schritt werden die Koordinaten georeferenziert um beispielsweise Punktmessungen durch zu führen. Durch Exportieren erhält man nun eine Vergleichsmöglichkeit mit der georeferenzierten Punktwolke von WP9. Um dies vergleichen zu können empfiehlt sich hier Cloud Compare.



Abbildung 38: Punktwolke Week 1 von WP10



Abbildung 39: Punktwolke Week 2 von WP10

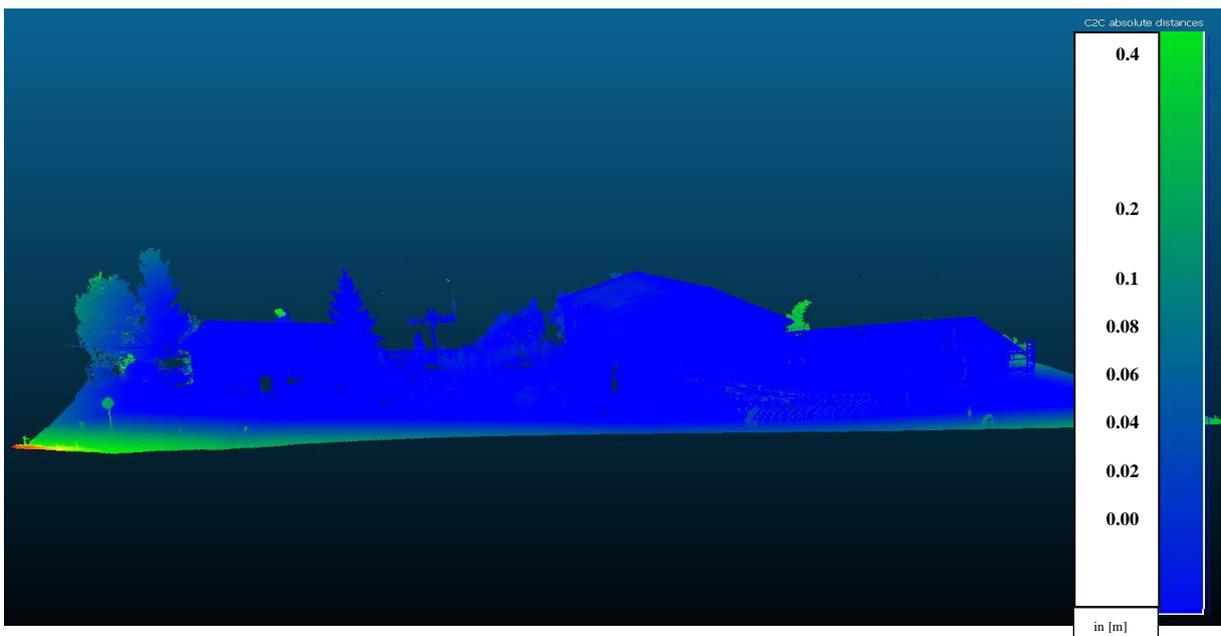


Abbildung 40: 2-Punktwolken-Vergleich Week 1 vs. Week 2

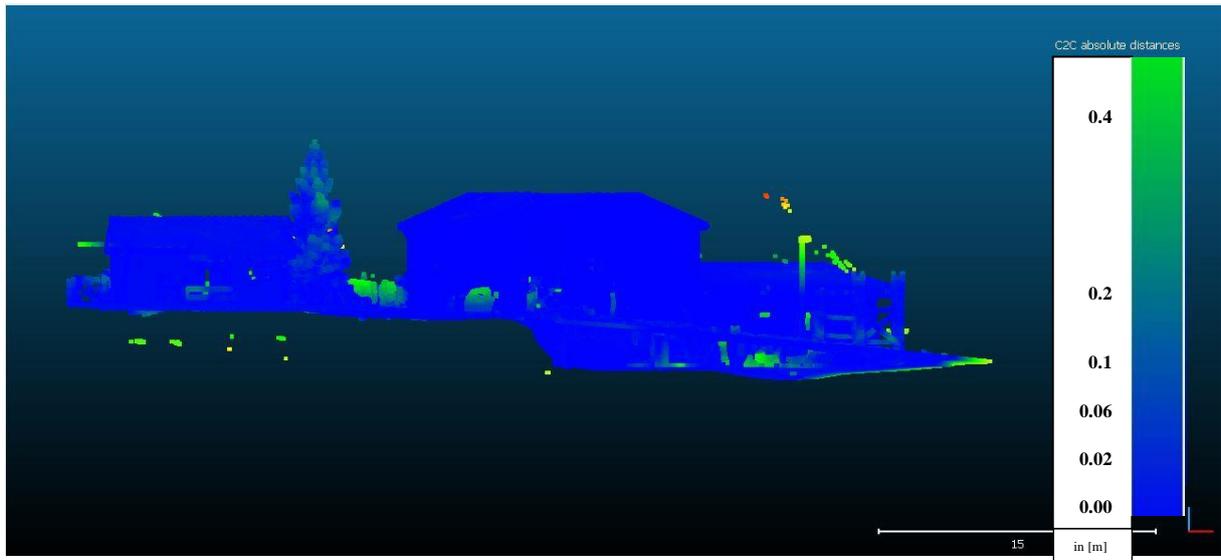


Abbildung 41: Punktwolken-Vergleich von Week 2 WP9 vs. WP10

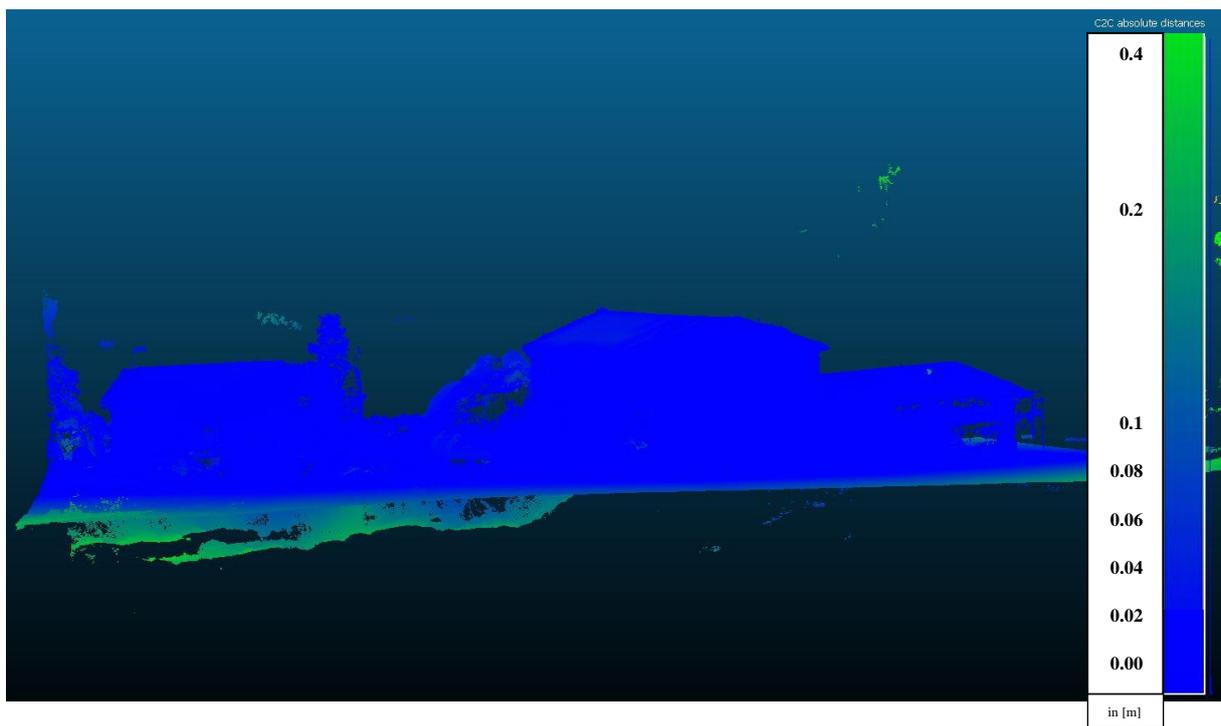


Abbildung 42: Punktwolken-Vergleich von Week 1 WP9 vs. WP10

in [m]

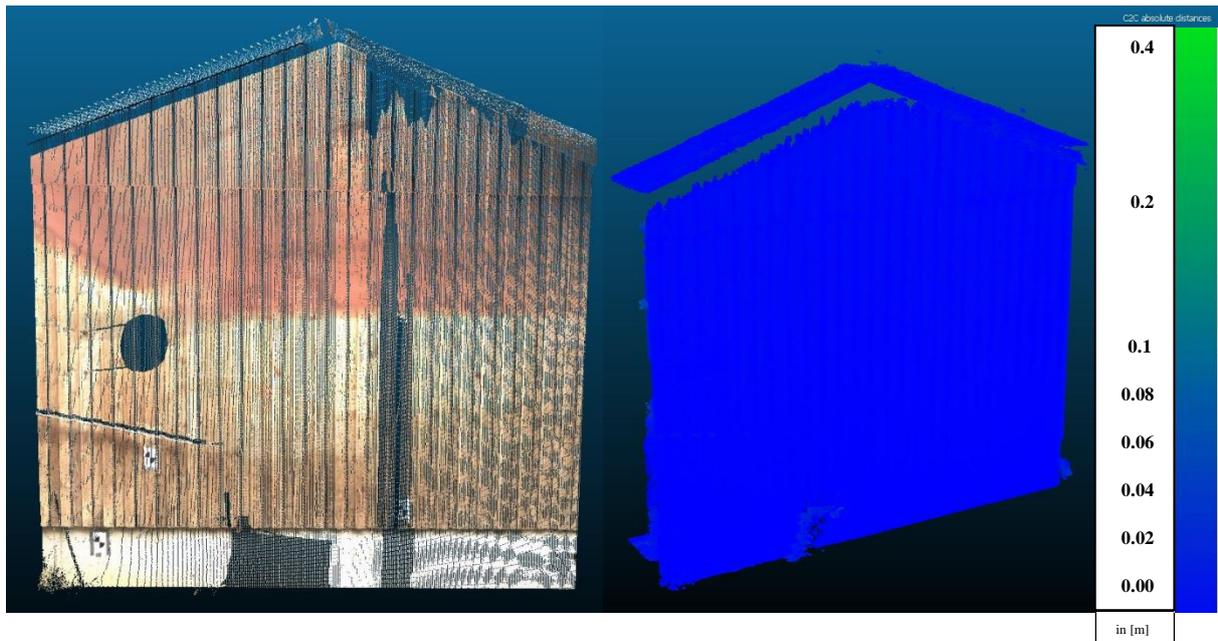


Abbildung 43: Vergleich von einer Vorderwand

Wenn Abbildung 41 mit Abbildung 42 verglichen wird, kann man erkennen, dass beide Resultate im geringen Millimeter Bereich liegen.

Als Vergleichskriterium bietet es sich ebenso an Distanzen der beiden Punktwolken zu messen, um zu wissen wie groß die Abweichung an bestimmten Oberflächen ist. Die Säule rechts in Abbildung 40, Abbildung 41 sowie Abbildung 42 beschreibt eine Farbskala, die die Distanzunterschiede in beiden Punktwolken hervorhebt. Da hier keine Verfärbung vom gelben in den roten Bereich zu sehen ist, kann man sagen, dass beide Methoden zu einem Ergebnis mit vergleichbarer Genauigkeit geführt haben

### 10.3. Schlussfazit

Im Vergleich dieser zwei Methoden kann man oft schon im Voraus sagen, dass das Erfassen von Oberflächen mit Hilfe des Laser-Scannings ein viel stabileres Rauschverhalten erreicht, als mit der terrestrischen Photogrammetrie. Der Grund hierfür liegt oftmals an der Stabilität der Kamera, da die Bilder ohne Stativ erzeugt werden. Hat jedoch wiederum den zeitlichen Vorteil, wenn man die Aufwendung vergleicht mit dem Scanning-Prozess. Daher sollte man es sich bewusst machen welche Objekte mit welcher Genauigkeit erfasst werden sollen.

# 11. 3D-Objekt-Rekonstruktion mit UAS-Photogrammetrie

## 11.1. Einleitung

Die Arbeitsgruppe 11 beschäftigt sich mit „3D object reconstruction using UAS-photogrammetry“. Mit einer Drohne werden während der Befliegung der Erddeponie Bilder gemacht, aus welchen ein 3D Modell der Erddeponie erstellt wird. Ziel der Arbeitsgruppe ist es, die Änderung der Oberfläche/ Volumen zu den vorherigen Jahren darzustellen.

## 11.2. Erklärung

Die Erddeponie wird in beiden Wochen befliegen, in der ersten Woche wird die gesamte Deponie aufgenommen. In der zweiten Woche wird nur der vordere Teil der Erddeponie nochmals aufgenommen (wetterbedingt). Mit diesen Aufnahmen ist es möglich nicht nur Veränderungen der Oberfläche zwischen den Jahren darzustellen, sondern auch die Änderung innerhalb einer Woche. Zur Befliegung wird ein Octocopter, auf dem eine Ricoh GXR Mount A12 Kamera montiert ist, verwendet. Um die 3D Punktwolke zu georeferenzieren, werden auf der gesamten Erddeponie 19 signalisierte Bodenpunkte angebracht. Die Koordinaten dieser Pass- bzw. Kontrollpunkte werden von Arbeitsgruppe 8 mit RTK gemessen.

Des Weiteren wurde eine Befliegung des Testfeldes von der Universität Hohenheim nahe der Erddeponie durchgeführt. Diese Befliegung diente hauptsächlich der Dokumentation der Vegetation im Testfeld, dabei wurde parallel zu der Ricoh Kamera eine Multispektralkamera (SEQUOIA) angebracht. Das Testfeld wurde parallel mit einer DJI Phantom 4 befliegen, um die Ergebnisse einer „Consumer Drone“ mit den Resultaten einer professionellen Drohne zu vergleichen.



Abbildung 44: Octocopter



Abbildung 45: DJI Phantom 4

### 11.3. Ergebnisse

Um die äußere Genauigkeit der Aerotriangulation zu ermitteln werden 4 der Bodenpunkte als Checkpunkte definiert, daraus ergibt sich folgendes Ergebnis:

Label	X error (cm)	Y error (cm)	Z error (cm)	Total (cm)	Image (pix)
U05	1.30025	1.07131	-3.44817	3.83774	1.560 (13)
U07	1.43874	-3.51569	2.87079	4.76146	0.620 (15)
U13	0.281813	1.10376	7.81414	7.89674	0.630 (15)
U17	0.813482	-4.67376	-3.98299	6.19436	0.685 (12)
<b>Total</b>	<b>1.06087</b>	<b>3.02366</b>	<b>4.92586</b>	<b>5.8764</b>	<b>0.944</b>

Tabelle 26: Checkpunkte in der Erddeponie

Jeder Bodenpunkt wurde von mindestens 9 Bildern aufgenommen, durch diese starke Verknüpfung des Bildverbandes werden Genauigkeiten von unter einem Pixel erreicht. Die Resultate der Volumenänderung zeigen eine große Änderung im vorderen Bereich der Erddeponie, hier wurde um bis zu 7 Meter Erde aufgefüllt. Deutlich zu sehen ist auch der Anbau der neuen Halle, sogar der Höhenunterschied des Dachgiebels (dunkel Blau) wird in dem Höhendifferenzenmodell sichtbar.

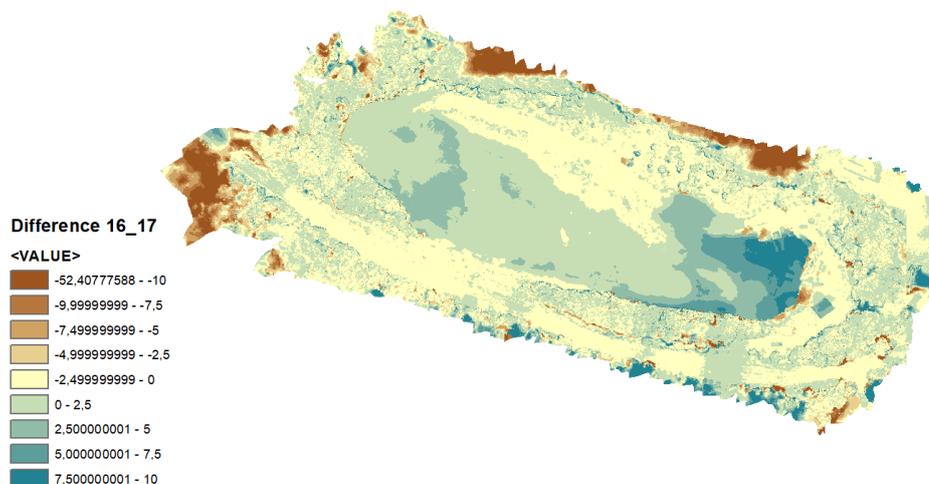


Abbildung 46: Höhendifferenzen der Jahre 2016 und 2017

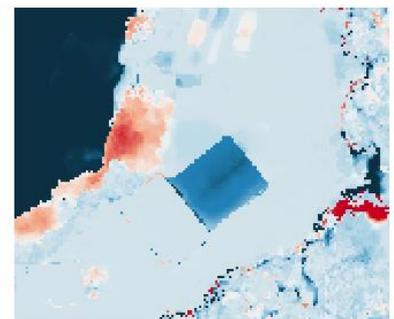


Abbildung 47: Anbau "neue Halle"

Die große Volumenänderung im vorderen Bereich des Steinbruches lässt sich durch die Profillinie von 2017 im Vergleich zu den Profillinien der Vorjahre sehr gut veranschaulichen. Die grüne Linie stellt die Profillinie der Oberfläche von 2017 dar.

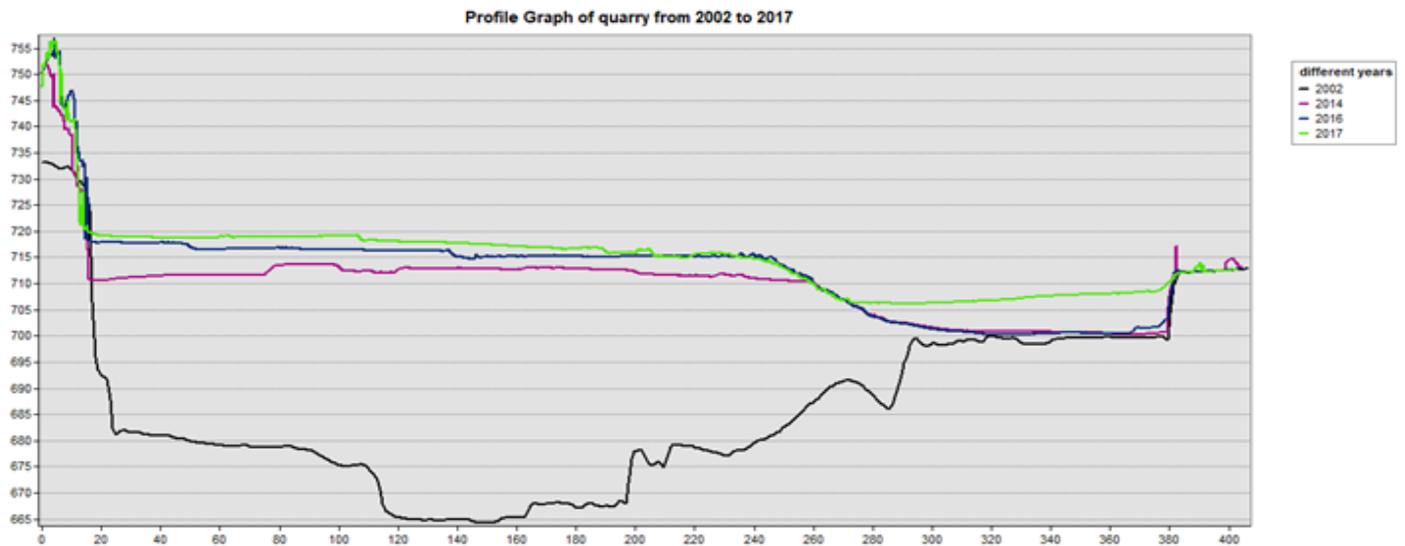


Abbildung 48: Profillinien der Jahre 2002, 2014, 2016, 2017



Abbildung 49: Verlauf der Profillinien

**GSD = 1,73**



*Abbildung 50: Orthophoto Testfeld Hohenheim*



**GSD = 1,91**

*Abbildung 51: Orthophote der Erdeponie*

## 12. Topographische Aufnahme des Zufahrtsbereichs

### 12.1. Einleitung

Für die Planung der weiteren Verwendung der Deponie werden die Veränderungen und derzeitigen Begebenheiten durch unterschiedliche Disziplinen der Vermessung dokumentiert. Während eine topographische Geländeaufnahme innerhalb des Deponiegeländes nicht sinnvoll ist, eignet sich diese Methode hervorragend um unveränderliche Bauten wie z.B. Straßen und Gebäude mit hoher Genauigkeit aufzumessen. Durch die Zusammenarbeit mit dem Arbeitspaket 4 wird ein idealer Arbeitsablauf garantiert. Diese versorgt den Messtrupp mit ausreichend Anschlusspunkten für flexible und genaue freie Stationierungen. Außerdem liefert das Arbeitspaket 11 ein Orthophoto, welches durch seine Georeferenzierung mit der Karte aus der Geländeaufnahme überlagert werden kann. Diese Karte stellt das Bestandsaufmaß des Einfahrtsbereichs mit sämtlichen Betriebsgebäuden und betrieblichen Anlagen dar.

### 12.2. Arbeitsablauf

Die Messarbeiten werden von zwei Gruppen mit einem Trimble S7 Tachymeter durchgeführt. Grundlage für die Stationierung sind die Festpunktkoordinaten, welche von der Arbeitsgruppe 4 bereitgestellt werden. Diese liegen zunächst in einem lokalen Koordinatensystem und werden in der Nachbearbeitung mit Hilfe der globalen Koordinaten aus den GNSS-Messungen der Arbeitsgruppe 2 transformiert. Diese Transformation wird folglich auch auf die gemessenen Geländepunkte angewendet. Die Messungen selbst werden mittels freier Stationierung durchgeführt. Dies ermöglicht einen flexiblen und bequemen Arbeitsablauf mit ausreichender Genauigkeit. Um eine Stationierung aufzusetzen werden mindestens drei Festpunkte verwendet. Bei der anschließenden Aufnahme der Geländepunkte ist vor allem darauf zu achten, dass Veränderungen der Reflektorhöhe und der Punktarten dem Beobachter mitgeteilt werden. Eine ausführliche Liste mit Punktcodes zu diversen Objekten wird vor den Messarbeiten von der Arbeitsgruppe 12 erstellt. Wichtig für eine erfolgreiche Geländeaufnahme ist gute Kommunikation und Koordination innerhalb der Gruppe. Außerdem garantiert ein volles Ausschöpfen der Gerätefunktion des Tachymeters einen effizienten Arbeitsablauf. Um die Nachbearbeitung zu erleichtern, kann außerdem eine Lageskizze angefertigt werden. Diese verhindert überflüssige Aufnahmen durch die jeweils andere Gruppe und hilft dabei den Überblick über die eigenen Messung zu behalten. Nach der Feldarbeit werden die gemessenen Daten direkt am Feldcontroller in übliche Dateiformate exportiert.

### 12.3. Nachbearbeitung

Zunächst müssen die gemessenen Koordinaten vom lokalen in das globale Koordinatensystem transformiert werden. Dies geschieht mit der OpenSource-Software Jag3D. Es wird eine 3D-Transformation mit einer Kleinste-Quadrate-Ausgleichung durchgeführt. Die berechnete Genauigkeit der Stationierungskordinaten sieht folgendermaßen aus:

Point ID	X (m)	Y (m)	Z (m)	$\sigma_x$ (m)	$\sigma_y$ (m)	$\sigma_z$ (m)
S1	3522015.013	5372238.683	714.665	7.53E-04	7.53E-04	8.32E-04
S2	3521992.710	5372237.470	714.210	6.92E-04	6.92E-04	7.22E-04
S3	3521965.888	5372213.035	718.215	6.93E-04	6.93E-04	7.26E-04
s4	3521957.861	5372202.602	718.361	10.84E-04	10.85E-04	42.74E-04

Tabelle 27: Genauigkeit der Stationierungskordinaten

Die Standardabweichungen der Standortkoordinaten bewegen sich alle im Millimeterbereich. Die Genauigkeiten sind also für den Zweck einer Geländeaufnahme mehr als befriedigend. Mit ArcGIS wird nun eine topographische Karte erstellt. Hierbei sind eine gute Kenntnis des Gebiets sowie eine zuverlässige Vergabe der Punktcodes von großem Wert. Zusätzlich wird das von Arbeitsgruppe 11 erstellte Orthophoto der Karte unterlegt. Da dieses georeferenziert ist, wird eine anschauliche Karte generiert.

## 12.4. Karten

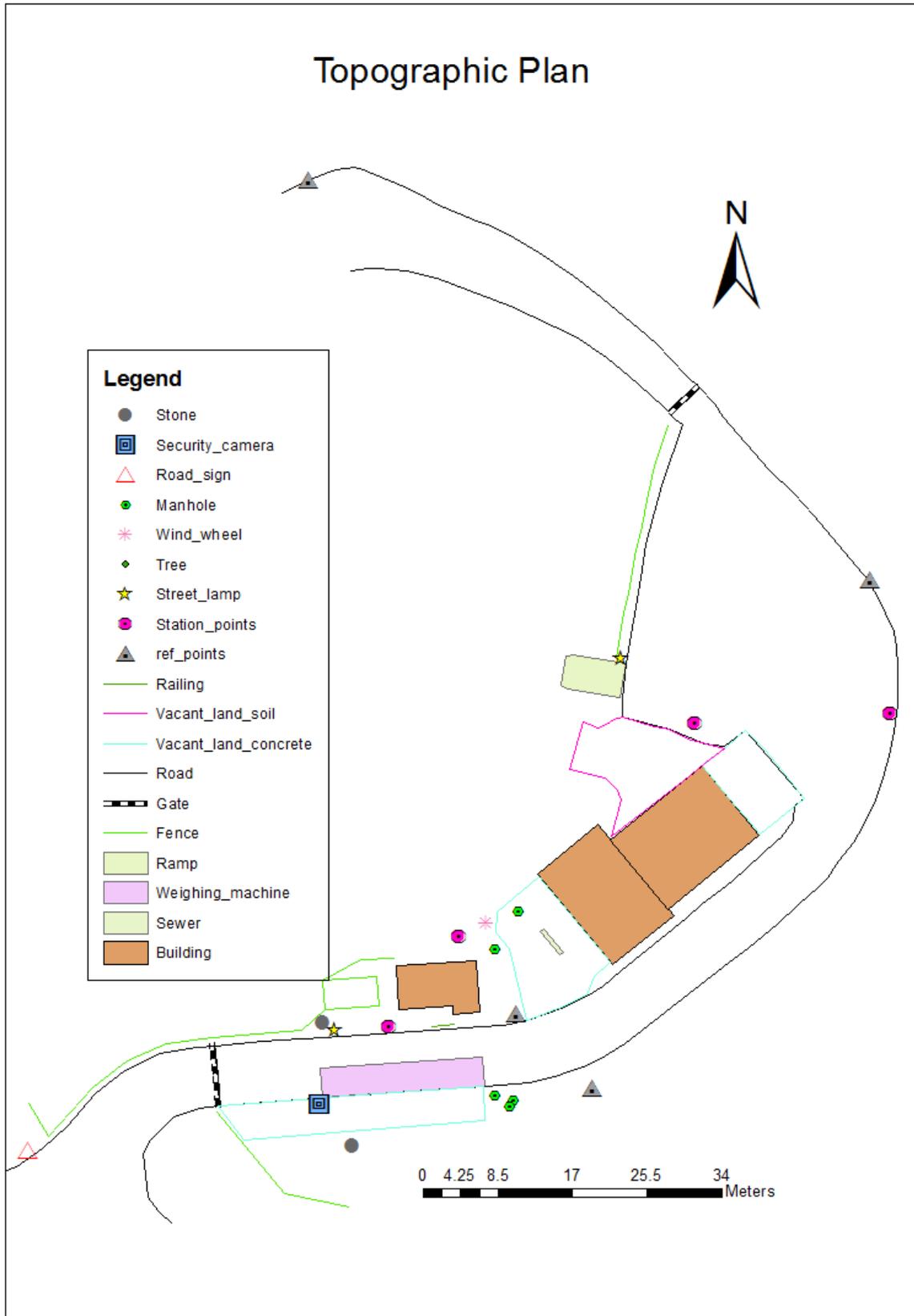


Abbildung 52: Topographische Karte des Zufahrtsbereichs



Abbildung 53: Topographische Karte mit Orthophoto