

Bauherr/ Committente

**SEILBAHNEN ST. VIGIL IN ENNEBERG AG
FUNIVIE SAN VIGILIO DI MAREBBE SPA**

39030 St. Vigil in Enneberg
Str. Plan de Coronas Nr. 38
Telefon: 0474/501131
e-Mail: info@funivi.it

39030 San Vigilio di Marebbe
Via Plan de Coronas n. 38
Telefax: 0474/501546



Der Bauherr / Il committente

Projekt

Progetto

EINREICHPROJEKT

Abbruch und Wiederaufbau der Aufstiegsanlage RARA, Erweiterung der Skipiste RARA I und Errichtung der neuen Skipiste RARA II

PROGETTO DEFINITIVO

Demolizione e ricostruzione dell'impianto di risalita RARA, ampliamento della pista da sci RARA I e costruzione della nuova pista da sci RARA II

Inhalt

Contenuto

FACHBERICHTE AUFSTIEGSANLAGE RARA

- Geologisches Gutachten

RELAZIONI SPECIFICHE IMPIANTO DI RISALITA RARA

- Relazione geologica



DR. ING. ERWIN GASSER

VIA · MICHAEL PACHER · STR 11
39031 BRUNECK · BRUNICO (BZ)

TEL 0039 0474 551679 · MOBIL · CELL 0039 335 6784366

FAX 0039 0474 537724 · INFO@GASSER-INGENIEUR.IT

WWW.GASSER-INGENIEUR.IT

Der Projektant / Il progettista

Datum data	Projektleiter capo progetto	Bearbeiter elaboratore	Prüfer controllore	Freigabe approvazione	Projektnummer numero progetto
Dez. 2017	P. Verginer	GEO3	EXT	E. Gasser	032/2017
Datum data	Bearbeiter elaboratore	Rev. rev.	Art der Änderung tipo di modifica		Plannummer/ Index numero piano/ indice
					EPO.3.3 REV 0

AUTONOME PROVINZ BOZEN SÜDTIROL

GEMEINDE ENNEBERG

ABBRUCH UND WIEDERAUFBAU DER AUFSTIEGSANLAGE RARA, ERWEITERUNG DER SKIPISTE RARA I UND ERRICHTUNG DER NEUEN SKIPISTE RARA II

FACHBERICHTE AUFSTIEGSANLAGE

GEOLOGISCH – HYDROGEOLOGISCHES GUTACHTEN, SEISMISCHE
CHARAKTERISIERUNG DES UNTERGRUNDS, GEOTECHNISCHES GUTACHTEN
im Sinne der NTC 2008 zum EINREICHPROJEKT

INHALTSVERZEICHNIS DES PROJEKTS / SOMMARIO DEL PROGETTO

1	EINLEITUNG.....	3
1.1	<i>Vorbemerkungen.....</i>	3
1.2	<i>Lage- und Projektbeschreibung.....</i>	3
1.3	<i>Rechtliche und urbanistische Bestimmungen.....</i>	4
1.4	<i>Methodik und Grundlagen.....</i>	5
1.5	<i>Bibliographie, Dokumente und Projektunterlagen.....</i>	5
	GEOLOGISCH – HYDROGEOLOGISCHES GUTACHTEN ZUM EINREICHPROJEKT	6
2	GEOLOGISCH-GEOMORPHOLOGISCHER UND HYDROGEOLOGISCHER ÜBERBLICK.....	6
2.1	<i>Generelle Geologische Gegebenheiten.....</i>	6
2.2	<i>Geomorphologischer Rahmen.....</i>	8
2.3	<i>Hydrogeologischer Rahmen.....</i>	8
2.4	<i>Massenbewegungen.....</i>	9
3	GEOGNOSTISCHE UNTERSUCHUNGEN.....	9
3.1	<i>Kernbohrung.....</i>	9
3.2	<i>S.P.T.-Versuche.....</i>	10
3.3	<i>Wasserstandsmessungen.....</i>	10
3.4	<i>Baggerschürfe.....</i>	10
4	LOKALE GEOLOGISCHE-GEOMORPHOLOGISCHE UND HYDROGEOLOGISCHE GEGEBENHEITEN.....	11
4.1	<i>Talstation.....</i>	11
4.2	<i>Liftrasse und Bergstation.....</i>	14
5	BAUGRUNDMODELLIERUNG.....	15
5.1	<i>Geologisch – stratigraphische Darstellung und Modellierung.....</i>	15
5.1.1	<i>Schuttablagerungen.....</i>	15
5.1.2	<i>Felsuntergrund.....</i>	16
5.2	<i>Hydrogeologische Darstellung und Modellierung des Untergrunds.....</i>	16

SEISMISCHE CHARAKTERISIERUNG DES UNTERGRUNDS ZUM EINREICHPROJEKT 18

6	SEISMISCHE MODELLIERUNG	18
6.1	<i>Allgemeine seismische Angaben</i>	18
6.2	<i>Mögliche Verstärkungen der seismischen Erschütterungen im Untersuchungsgebiet</i>	19
6.2.1	Topographische Verstärkung.....	19
6.2.2	Stratigraphische Verstärkung	19
6.2.3	Geologische- tektonisch Eigenschaften, Instabilitäten	20

GEOTECHNISCHES GUTACHTEN ZUM EINREICHPROJEKT 21

7	AUSWERTUNG DER SPT-VERSUCHE	21
8	GEOTECHNISCHE DARSTELLUNG UND MODELLIERUNG	22
8.1	<i>Schuttablagerungen</i>	22
8.2	<i>Felsuntergrund.....</i>	23
9	GEOTECHNISCHE ANMERKUNGEN ZUM BAUVORHABEN	24
9.1	<i>Lifanlage.....</i>	24
9.2	<i>Allgemeine Angaben zum Bauvorhaben</i>	28
10	VORLÄUFIGE GEOTECHNISCHE NACHWEISE	29
10.1	<i>Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit GEO (ULS – Grundbruch; ULS – Gleiten - Gründungsfläche).....</i>	30
10.2	<i>Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchsfähigkeit (SLE – Setzungen)</i>	32
10.3	<i>Kurzfristige Stabilität der Aushubböschungen</i>	33
10.4	<i>Seitlicher Erddruck</i>	34
10.5	<i>Stabilitätsanalysen.....</i>	34

ANLAGEN:

- 1 – DOKUMENTATION DER BOHRUNG
- 2 – DOKUMENTATION DER BAGGERSCHÜRFE
- 3 – STABILITÄTSANALYSEN

ABBRUCH UND WIEDERAUFBAU DER AUFSTIEGSANLAGE RARA, ERWEITERUNG DER SKIPISTE RARA I UND ERRICHTUNG DER NEUEN SKIPISTE RARA II

FACHBERICHTE AUFSTIEGSANLAGE

**GEOLOGISCH – HYDROGEOLOGISCHES GUTACHTEN, SEISMISCHE
CHARAKTERISIERUNG DES UNTERGRUNDS, GEOTECHNISCHES GUTACHTEN
im Sinne der NTC 2008 zum EINREICHPROJEKT**

1 EINLEITUNG

1.1 VORBEMERKUNGEN

Im Auftrag der Seilbahnen St.Vigil in Enneberg AG wird in der Folge die geologisch-hydrogeologische und geotechnische Studie im Hinblick auf das Einreichprojekt zum Abbruch und Wiederaufbau der Aufstiegsanlage Rara im Skigebiet Kronplatz ausgearbeitet.

Die vorliegende Studie beinhaltet eine generelle geologisch-hydrogeologische Beschreibung des Untersuchungsgebietes, eine vorläufige Baugrundmodellierung sowie die Durchführung der vorläufigen geotechnischen Nachweise. **Gleich vorab wird unterstrichen, dass sämtliche Angaben zu den geologischen, stratigraphischen und hydrogeologischen Gegebenheiten durch Lokalausweise in der Ausführungsphase durch eine geologische Bauleitung geprüft und bestätigt werden müssen.**

1.2 LAGE- UND PROJEKTBSCHREIBUNG

Die geplante Aufstiegsanlage befindet sich südlich des Fukelpasses, am Nordhang des Piz da Peres und erstreckt sich zwischen Koten von 1.690 m ü.M. bis 1.850 m ü.M..

Die bestehende Anlage wird durch eine neue Aufstiegsanlage ersetzt, wobei die Talstation etwas Richtung Westen und die Bergstation Richtung Osten verschoben wird.

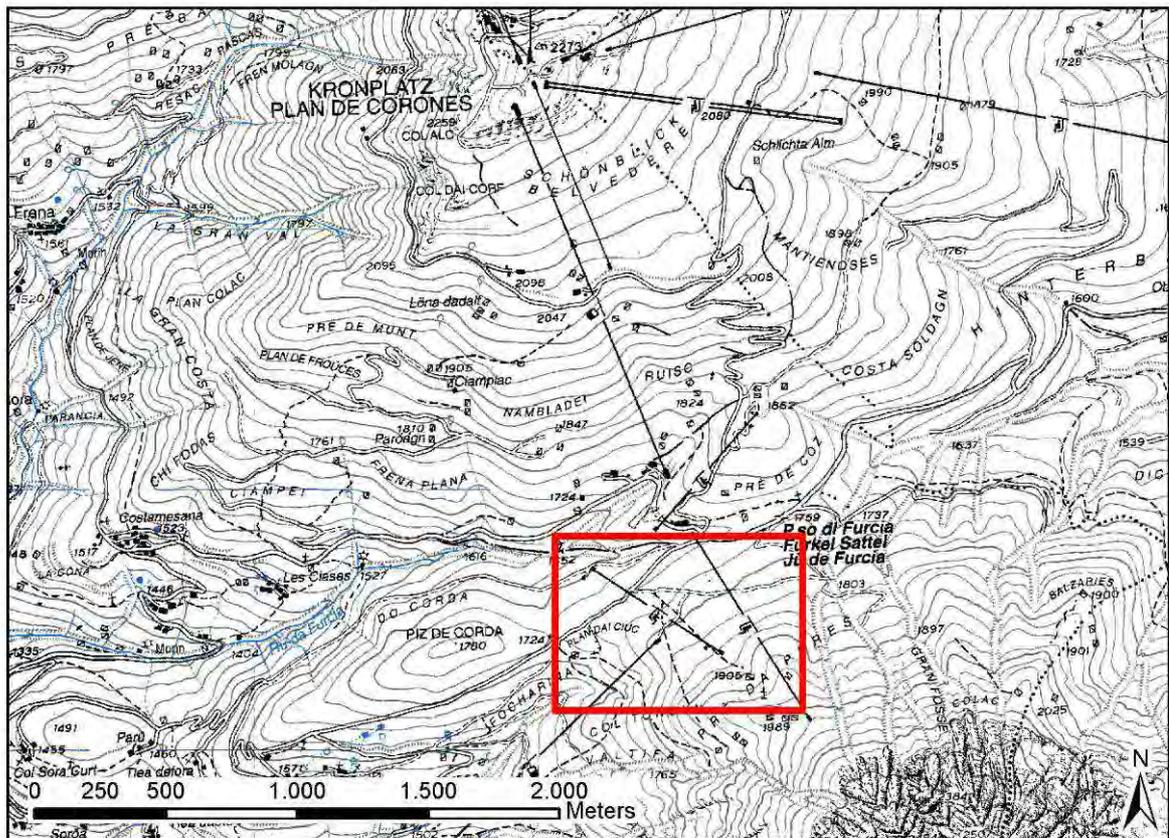


Fig. 1: Lokalisierung der untersuchten Aufstiegstrasse

1.3 RECHTLICHE UND URBANISTISCHE BESTIMMUNGEN

Das geologisch-hydrogeologische, geotechnische und seismische Gutachten wurde in Übereinstimmung mit der geltenden Gesetzgebung, den **Technischen Vorschriften für Bauwerke (M.D. 14. Januar 2008)** und den dazugehörigen Richtlinien des **C.S.LL.PP, Circ. 617/2009 (14. März 2009)** durchgeführt.

Das folgende Gutachten ist demnach in folgende 3 Fachberichte unterteilt:

Geologisch-hydrogeologischer Bericht mit Beschreibung der generellen geologischen-hydrogeologischen Situation des Untersuchungsgebietes und Bestimmung der stratigraphischen Gegebenheiten im Projektgebiet.

Seismische Charakterisierung des Untergrunds mit Angaben zur seismischen Gefährdung des Untersuchungsgebietes.

Geotechnischer Bericht mit geotechnischer Charakterisierung des Untergrunds im Projekt-gebiet, generellen Angaben zum Bauvorhaben sowie den vorläufigen geotechnischen Nachweisen entsprechend NTC 2008.

1.4 METHODIK UND GRUNDLAGEN

Um die allgemeinen geologischen und geomorphologischen Gegebenheiten des Interessensgebietes zu bestimmen, sind folgende Erhebungen durchgeführt worden:

- Geologische Kartierung des gesamten Untersuchungsgebietes und Analyse der Orthofotos;
- Durchführung einer geognostischen Bohrung bis in eine Tiefe von 30 m unter GOK im Bereich der Talstation mit Durchführung von SPT-Versuchen innerhalb des Bohrlochs
- Ausbau der Bohrung zur Grundwassermessstelle und Durchführung von Wassermessungen
- Durchführung von 4 Baggerschürfen im Bereich der Talstation RARA
- Sammlung und Durchsicht von Daten bzgl. Trinkwasserquellen, Quellen, Wassernutzungen
- Konsultation des GeobrowserPro der Autonomen Provinz Bozen bzgl. Biotope, Vernässungszonen, Quellen usw.

1.5 BIBLIOGRAPHIE, DOKUMENTE UND PROJEKTUNTERLAGEN

Grundlage des vorliegenden Gutachtens bilden die Planunterlagen zu folgendem Projekt:

- Gasser Ingenieur, EINREICHPROJEKT: Abbruch und Wiederaufbau der Aufstiegsanlage Rara, Erweiterung der Skipiste Rara I und Errichtung der neuen Skipiste Rara II, Projektstand: Dezember 2017

GEOLOGISCH – HYDROGEOLOGISCHES GUTACHTEN ZUM EINREICHPROJEKT

2 GEOLOGISCH-GEOMORPHOLOGISCHER UND HYDROGEOLOGISCHER ÜBERBLICK

2.1 GENERELLE GEOLOGISCHE GEGEBENHEITEN

Aus geologischer Sicht liegt das Untersuchungsgebiet im Bereich der südalpiner Abfolgen, im Übergangsbereich des Kristallinen Grundgebirges und der permomesozoischen Sedimentabfolge, wobei es sich um einen tektonischen Kontakt handelt.

Der Großteil der Südflanke des Kronplatzes wird von den Quarzphylliten des Brixner Quarzphyllits (Grundgebirge) aufgebaut. Am Furkelpass gibt es bereits Aufschlüsse der Gröden Formation, die schließlich Richtung Piz da Peres von der Bellerophon Formation und der Werfen Formation überlagert werden. Im steileren schroffem Gipfelbereich folgen Sarldolomit und Peres Schichten sowie die anschließende Sedimentabfolge des Prager Beckens bis zu den Buchensteiner Schichten und Schlerndolomit.

Das Untersuchungsgebiet liegt dabei innerhalb der Gröden Formation (klastische Abfolge aus Sandsteinen), der Bellerophon Formation (karbonatdominierte Abfolge) und der Werfen Formation (Wechselagerungen von klastisch dominierten Members und karbonatreichen Members). Der Felsuntergrund ist dabei nur lokal aufgeschlossen und ist häufig unterhalb einer oberflächlichen Humus- und/oder Verwitterungsschicht subanstehend.

Teilweise wird der Felsuntergrund von quartären Ablagerungen überlagert. Es handelt sich dabei um glaziale Ablagerungen, die sich aus stark gemischtkörnigen Ablagerungen zusammensetzen.

Der gesamte Hangbereich ist durch den Bau der bestehenden Skipisten und Aufstiegsanlagen anthropogen stark verändert und es gibt zahlreiche Aufschüttungen und / oder umgelagerte Böden.

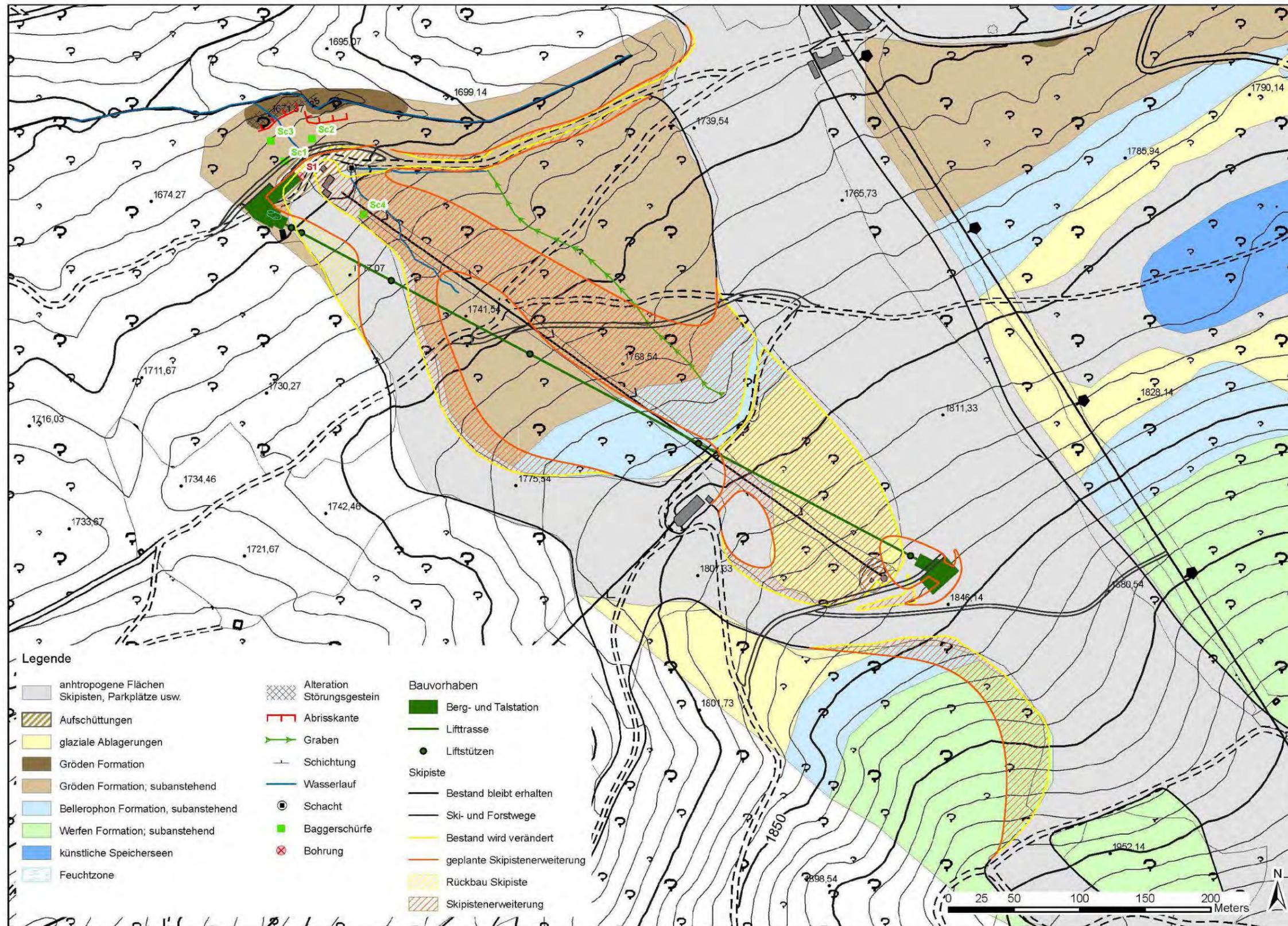


Fig. 2 Geologische Übersichtskarte

2.2 GEOMORPHOLOGISCHER RAHMEN

Der untersuchte Hangbereich ist generell durch eine homogene mäßige Hangneigung gekennzeichnet und zeigt eine generelle Ausrichtung nach Norden. Durch die Anlegung zahlreicher Skipisten ist er bereits stark anthropogen verändert und es kommen auch zahlreiche Aufschüttungen vor.

Im zentralen Abschnitt des Untersuchungsgebietes verweist man auf die Präsenz eines deutlich in das Gelände eingeschnittenen Grabens, der zumindest periodisch wasserführend ist.

Talseitig wird das Untersuchungsgebiet durch den markanten Bacheinschnitt des Pfarrbachs begrenzt, der durch seitliche Erosionsnischen und Abbruchkanten begleitet ist. Diese sind derzeit teilweise aktiv, teilweise handelt es sich um alte morphologische Elemente, die nunmehr verheilt sind.



Aktive und inaktive Erosionskanten entlang des Bachlaufs

2.3 HYDROGEOLOGISCHER RAHMEN

Im Hinblick auf die oberflächlichen Wasserläufe stellt der Pfarrbach den Hauptsammler im Untersuchungsgebiet dar. Er fließt nördlich der Talstation innerhalb des E-W verlaufenden Grabens Richtung Westen ab.

Direkt im Untersuchungsgebiet gibt es weitere Oberflächenabflüsse im Bereich der Talstation, wobei diese teilweise dem bergseitigen Rand des Skiweges Rara folgen. Weitere Oberflächenzuflüsse stammen auch aus dem bergseitigen Hangbereich sowie aus dem Grabeneinschnitt im Zentralbereich des Untersuchungsgebietes. Der Oberflächenabfluss ist dabei sehr variabel und nimmt vor allem während der Schneeschmelze bzw. auch im Zuge von anhaltenden Starkniederschlägen deutlich zu. Verantwortlich dafür sind u.a. auch die zahlreichen Dränagräben der bestehenden Skipisten, die teilweise in das Untersuchungsgebiet entwässern.

Neben den Oberflächenabflüssen gibt es auch unterirdische Wasserabflüsse. Für das Untersuchungsgebiet ergibt die Konsultation des Geobrowsers weder die Präsenz von

konzessionierten Quellen noch von ausgewiesenen Trinkwasserschutzzonen.

Auf alle Fälle gibt es im Untergrund zahlreiche Wasserwegigkeiten, die vor allem an den Kontakt Schuttdecke – Felsuntergrund bzw. an Klufflächen innerhalb des Felsens gebunden sind. Im Bereich der bestehenden Talstation zeugen zahlreiche Dränagen von der Präsenz derartiger unterirdischer Wässer. Diese sind teilweise permanenter und teilweise auch nur temporärer Natur, wobei der Wasserabfluss generell im Zuge der Schneeschmelze bzw. im Zuge von langanhaltenden Niederschlägen zunimmt. Im Speziellen verweist man auch auf die DränagerohrAusgänge im Bereich der bestehenden Holzkrainermauer talseitig der Talstation.

In der vorliegenden Studie kann das Areal in folgende Permeabilitätsklassen eingeteilt werden:

- Wasserstauer (sehr geringe Permeabilität: feinkörnige glaziale Ablagerungen, stark alterierter Felsuntergrund (toniges Alterationsprodukt))
- geringe Permeabilität: kompakter Felsuntergrund
- mäßige Permeabilität: gemischtkörnige glaziale Ablagerungen, geklüftete Felsbereiche

2.4 MASSENBEWEGUNGEN

Im Geobrowser der Autonomen Provinz Bozen sind direkt für das Untersuchungsgebiet keine bekannten Massenbewegungen (Rutschungen, Steinschlag) verzeichnet.

Auch der Lokalausweis ergab keine besonderen Anzeichen von Instabilitäten. Einzig entlang des Bacheinschnitts ergeben sich teilweise aktive, teilweise auch inaktive Erosionsnischen aufgrund der fluviatilen Bacherosion.

3 GEOGNOSTISCHE UNTERSUCHUNGEN

Um Daten zu den Charakteristiken des Untergrundes im Interessensgebiet zu erhalten, wurden folgende Untersuchungen durchgeführt.

3.1 KERNBOHRUNG

Die Ausführung der Bohrung im Bereich der Talstation bis in eine Tiefe von 30 m erfolgte mittels eines hydraulischen Rotationsbohrers mit kontinuierlicher Kernung.

Die Bodenproben, die im Verlauf der Bohrungen entnommen und in geeigneten Bohrkernkästen untergebracht wurden, stehen dem Auftraggeber zur Verfügung.

Die Bohrung ist in Fig. 2 und Fig.3 sowie im Foto 1 (links) positioniert. Das stratigraphische Säulenprofil der Bohrung, sowie deren fotografische Dokumentation sind in Anlage 1 wiedergegeben.



Foto 1: Position der Bohrung S1

3.2 S.P.T.-VERSUCHE

Die S.P.T.-Versuche in den Bohrlöchern ermöglichen eine Beurteilung der Eigenschaften des Untergrundes anhand der erhaltenen Schlagzahlen.

Eine Auflistung der direkten Versuchsergebnisse dieser Untersuchungen (Schlagzahlen) sowie die Beurteilung der geotechnischen Parameter des Untergrundes anhand von empirischen Korrelationen, die von verschiedenen Autoren mit den N_{SPT} -Werten erstellt worden sind, erfolgt im geotechnischen Teilbericht (Kap. 7).

3.3 WASSERSTANDSMESSUNGEN

Die Bohrung im Bereich der Talstation wurde zur Grundwassermessstelle ausgebaut, um den Wasserstand zu ermitteln und auch eine künftige Überwachung eines Wasserspiegels zu ermöglichen.

Im Zuge der Ausarbeitung des vorliegenden Gutachtens wurden insg. 3 Wasserstandsmessungen durchgeführt, welche in der Folge wiedergegeben sind:

Datum	Wasserstand (m unter GOK)
10/11/2017	4,9
17/11/2017	5,83
29/11/2017	5,75

Der Wasserstand der Messung vom 10/11/2017 wurde unmittelbar nach Beendigung der Bohrung durchgeführt worden und demnach ergibt sich eine Beeinflussung des Wasserstands durch das Bohrwasser. Die beiden folgenden Messungen ergaben den tatsächlichen Wasserstand im Untersuchungsgebiet.

Es wird darauf hingewiesen, dass der Grundwasserspiegel jahreszeitlichen Schwankungen unterworfen ist. Vor allem im Frühjahr im Zuge der Schneeschmelze sowie während niederschlagsreicher Perioden kann dieser deutlich ansteigen. Auf alle Fälle werden weitere periodische Messungen des Grundwasserstands angeraten.

3.4 BAGGERSCHÜRFE

Mittels geländegängigem Bagger wurden 4 lokale Baggerschürfe im Bereich der Talstation abgeteuft, um die geologischen und vor allem auch hydrogeologischen Gegebenheiten im Untergrund abzuklären.

Die genauen Positionen des Baggerschurfs sind in der geologischen Karte in Fig. 2 sowie in Fig. 3 dargestellt und sind im Detail in der Anlage 2 wiedergegeben und dokumentiert

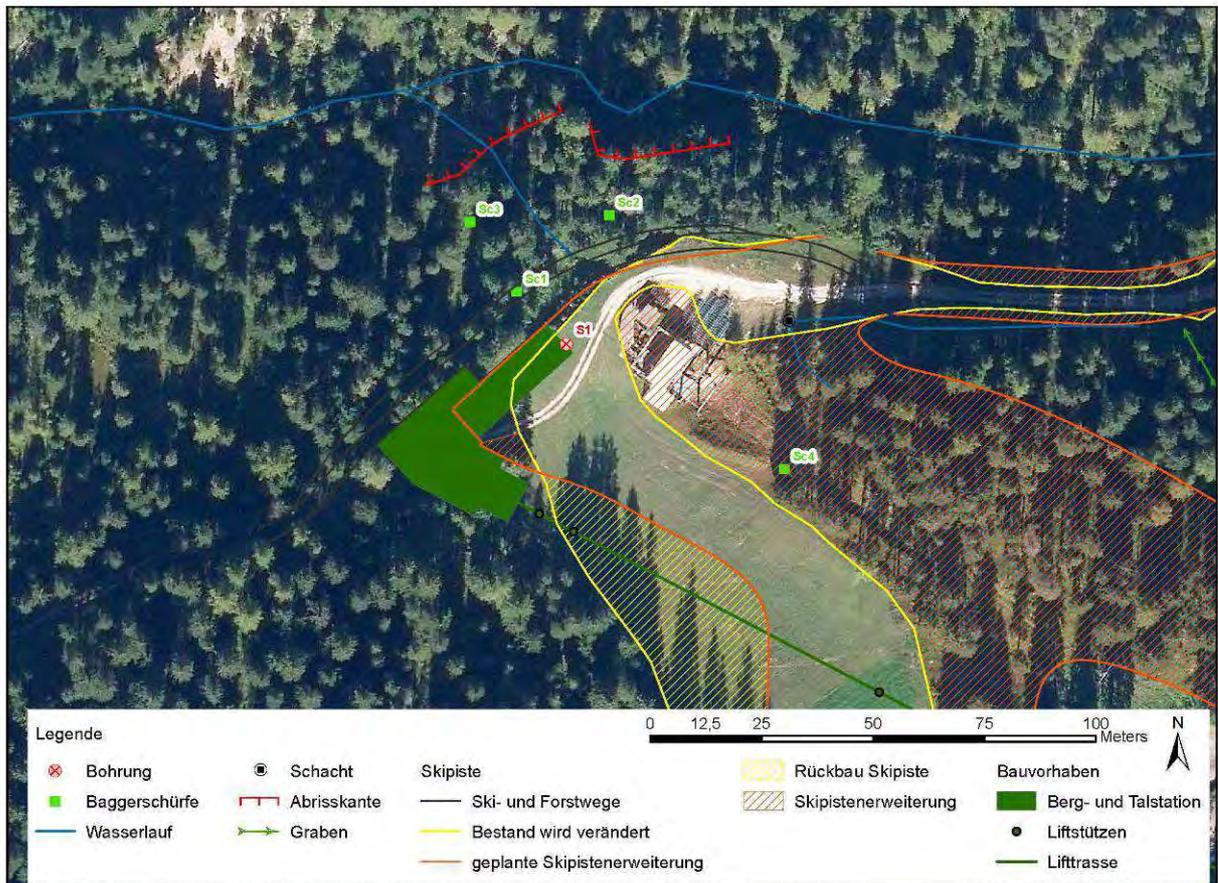


Fig. 3 Lokalisierung der Felduntersuchungen im Bereich der Talstation

4 LOKALE GEOLOGISCHE-GEOMORPHOLOGISCHE UND HYDROGEOLOGISCHE GEGEBENHEITEN

In der Folge werden die geologischen-hydrogeologischen Gegebenheiten im Bereich der geplanten Baustrukturen beschrieben. Es wird vorausgeschickt, dass viele Angaben auf Oberflächenerhebungen beruhen und nur einige lokale Problemstellen durch gezielte und projektspezifische Untersuchungen abgeklärt worden sind.

Auf alle Fälle müssen sämtliche Angaben in der Ausführungsphase überprüft und kontrolliert werden.

4.1 TALSTATION

Die neu geplante Talstation befindet sich westlich der bestehenden Talstation.

In der Umgebung der geplanten Talstation Rara wurden mehrere Baggerschürfe sowie eine Bohrung abgeteuft. Der direkte Standort der geplanten Talstation wurde nicht im Detail untersucht. Aus geomorphologischer Sicht liegt diese innerhalb eines kleinen Taleinschnitts mit Wasserabfluss bzw. lokalen Vernässungen.

Aus den Versuchen, die nordöstlich und östlich der geplanten Station durchgeführt wurden, ergibt sich, dass der Felsuntergrund aus der Gröden Formation in geringen Tiefen von wenigen Metern (1-2 m) unterhalb der Humusschicht bzw. sehr geringmächtigen Lockermaterialablagerungen aus schluffigem Sand ansteht. Dieser baut sich aus Fein- und Mittelsandsteinen auf, die zunächst noch stark aufgelockert und alteriert und oberflächlich zu Sanden zerlegt sind. Erst mit zunehmender Tiefe wird der Felsuntergrund zunehmend kompakter, wobei immer wieder Störungsbreccien sowie lokale auch toniger Störungsletten vorkommen. Der subanstehende Felsuntergrund kann auch für die umliegenden Hangbereiche angenommen werden.

Talseitig der bestehenden Talstation gibt es außerdem auch eine deutliche Aufschüttung, die talseitig mit einer etwa 6-6,5 m hohen Holzkrainermauer stabilisiert ist. Das Material, mit welchem die Aufschüttung erfolgte, stammte wahrscheinlich vom Aushub zur Errichtung der bestehenden Liftanlage. Dieses setzt sich unterhalb einer etwa 1,8 m mächtigen grobkörnigen Schicht aus kiesig-sandigem, tonigem Schluff und schluffigem Ton zusammen, die durch einen sehr schlechten Verdichtungsgrad gekennzeichnet sind ($N_{SPT30} = 4-6$). Im Zuge der Feldversuche (Baggerschürfe) wurden derartige Böden zwar nicht angetroffen, dennoch kann eine lokale Präsenz derart feinkörnigen Böden nicht ausgeschlossen werden. Im Zuge der Projektausführung muss demnach die Natur der Böden genauestens kontrolliert werden. Sollten derartige Böden angetroffen werden, muss für diese ein Bodenaustausch vorgesehen werden.

Die Holzbalken der genannten Holzkrainerwand sind generell in einem schlechten bis sehr schlechten Zustand und sind teilweise bereits morsch und angebrochen. Aus geologischer Sicht kann die Stabilität dieser Struktur nicht garantiert werden und sie muss demzufolge im Zuge der Arbeiten abgetragen werden.

Generell verweist man nochmals auf den hohen Wasserreichtum in der Zone der Talstation und die zahlreichen Drängen, Rohrleitungen, Gräben und Kanäle, mittels denen die Wasserhaltung im Untersuchungsgebiet derzeit reguliert wird.

Im Bereich der neu geplanten Talstation gibt es außerdem deutliche Wasseraustritte und Feuchtzonen, wie auch der durchgeführte Lokalaugenschein bestätigte.

Auch der kleine Graben unterhalb der Trasse der Aufstiegsanlage sowie der größere Graben westlich der Talstation waren zum Zeitpunkt des Lokalaugenscheins wasserführend.

Aus hydrogeologischer Sicht verweist man auf lokale Wasserwegigkeiten im Untergrund innerhalb der Baggerschürfe Sc1 und Sc4, wobei die Wasserzirkulationen in Sc1 an Klufflächen innerhalb des Felsuntergrunds und in Sc2 an den Kontakt Humusdecke - alterierter Fels gebunden sind. Innerhalb der Bohrung S1 wurde ein Wasserspiegel in einer Tiefe von etwa 5,75 – 5,85 m gemessen und ist somit noch innerhalb der Aufschüttung ausgebildet. Dieser kann im Zuge der Schneeschmelze bzw. in Folge langanhaltender Niederschläge auch noch ansteigen.



geplanter Standort der neuen Talstation mit deutlichen Wasseraustritten



Bestehende Talstation mit seitlichem Graben



Wasseraustritt seitlich der Talstation



Rohrleitung mit Wasserabfluss talseitig der Stützstruktur der Talstation



Seitlicher, wasserführender Graben entlang der bestehenden Zufahrtsstraße zur Talstation

4.2 LIFTRASSE UND BERGSTATION

Im unteren Bereich der neu geplanten Infrastrukturen des Skigebietes baut sich der Felsuntergrund noch aus der genannten Gröden Formation (Sand- und Siltsteine mit teilweise tieferreichender Verwitterungskruste) auf.

Der Felsuntergrund im bergseitigen Bereich der untersuchten Bauobjekte besteht aus der Bellerophon Formation. Es handelt sich dabei um Wechsellagerungen von dm-gebankten Kalken und Dolomiten mit teilweise cm großen Hohlräumen sowie dm-mächtigen Schichten aus Mergeln. Lokal können tonige Zwischenlagen sowie schwarze Horizonte aus Pflanzenhexel (organische Schichten) mit cm-Mächtigkeit eingeschaltet sein. Oberflächlich ist der Felsuntergrund teilweise deutlich alteriert und abschnittsweise stark geklüftet.

Der Felsuntergrund ist teilweise subanstehend und teilweise von glazialen Ablagerungen mit sehr variablen Mächtigkeiten überlagert. Es handelt sich dabei um vorwiegend gemischtkörnige Ablagerungen, die sich aus Steinen und Kies in reichlich schluffig-sandiger, teilweise auch stark toniger Matrix zusammensetzen und teilweise durch plastisches Verhalten gekennzeichnet sind. Der Verdichtungsgrad dieser Ablagerungen ist vermutlich generell mittel bis gut. Im Bereich von Wasserzutritten können diese Ablagerungen allerdings auch stark aufgeweicht sein und eine breiige Konsistenz haben.

Ausgedehnte Hangbereiche sind durch den Bau der bestehenden Skipisten und Aufstiegsanlagen anthropogen stark verändert und es gibt zahlreiche Aufschüttungen (z.B.

deutliche Aufschüttungen im Bereich der bestehenden Bergstation) und umgelagerte Böden. Die Natur dieser Böden und deren räumliche Verbreitung kann allerdings erst in der Ausführungsphase im Detail ermittelt werden.



Unterer Abschnitt der Aufstiegstrasse



Oberer Abschnitt der Aufstiegstrasse



Derzeit bestehende Bergstation mit talseitiger Aufschüttung mit Krainermauern stabilisiert.



5 BAUGRUNDMODELLIERUNG

5.1 GEOLOGISCH – STRATIGRAPHISCHE DARSTELLUNG UND MODELLIERUNG

5.1.1 Schuttablagerungen

AUFSCHÜTTUNGEN

Es handelt sich dabei um anthropogene Ablagerungen aus heterogenem Aushubmaterial (glaziale Ablagerungen und/oder Felsabtrag), welches im Zuge des Ausbaus des Skigebietes und des Baus der dazugehörigen Infrastrukturen umgelagert wurde. Der Verdichtungsgrad dieser Ablagerungen ist unbekannt und meist sehr variabel.

MORÄNENABLAGERUNGEN

Im Allgemeinen handelt sich um heterometrische, gemischtkörnige Ablagerungen aus Kiesen und Sanden mit Geröllen in reichlich schluffig-sandiger bis schluffig-toniger Matrix. Die hydraulische Durchlässigkeit variiert in Funktion des Feinkornanteils. Der Verdichtungsgrad dieser Ablagerungen ist mittel bis gut.

Lokal ist der Feinanteil auch dermaßen hoch, dass die Ablagerungen matrixgestützt sind. Diese Ablagerungen sind durch eine schlechte hydraulische Wasserdurchlässigkeit gekennzeichnet. Im Bereich von Wasserzutritten können diese Ablagerungen stark aufweichen und eine breiige Konsistenz haben. Der Verdichtungsgrad dieser Ablagerungen ist generell gering bis mäßig.

5.1.2 Felsuntergrund

GRÖDEN FORMATION: Wechselabfolge von Sand- und Siltsteinen, cm-bis dm Bankung, oberflächlich teilweise tiefreichende Verwitterungskruste mit Auflockerung des Felsverbandes zu Sand und Schluff. Die Aufschlüsse im Bachbett des Pfarrbachs (E.80.15) zeigen ein Schichteinfallen Richtung S bis SSW mit 20-25°.

BELLEROPHON FORMATION: Wechsellagerungen von Kalken mit dm-Bankung und Dolomiten mit teilweise cm großen Hohlräumen sowie dm-mächtigen Schichten aus siltigen, glimmerreichen Mergel. Lokale tonige Zwischenlagen sowie schwarze Horizonte aus Pflanzenhexel (organische Schichten) mit cm-Mächtigkeit. Oberflächlich und lokal stark alteriert und abschnittsweise stark geklüftet.

WERFEN FORMATION: heterogene Schichtabfolge aus Kalken, Dolomite, Mergel, Silt- und Tonsteinen. Bankungen variieren zwischen dm bis wenige m für Kalke und Dolomite, cm-bis dm für Mergel und cm für Silt- und Tonsteine. Oberflächlich und lokal stark alteriert und abschnittsweise stark geklüftet.

5.2 HYDROGEOLOGISCHE DARSTELLUNG UND MODELLIERUNG DES UNTERGRUNDS

Die Schuttablagerungen im Untersuchungsgebiet sind generell durch eine mäßige (gemischtkörnige Schuttablagerungen) bis sehr schlechte (feinkörnige Ablagerungen der Vernässungszonen) primäre Wasserdurchlässigkeit (primäre Porosität) gekennzeichnet. Die unterschiedlichen Durchlässigkeiten ergeben sich aufgrund des unterschiedlichen Feinkornanteils.

Der Felsuntergrund ist durch eine sekundäre Porosität aufgrund des Klüftungsgrades gekennzeichnet. Dabei ist die oberflächliche Verwitterungskruste durch eine mäßige Durchlässigkeit gekennzeichnet, während der kompakte Felsuntergrund eine deutlich geringere Wasserdurchlässigkeit hat. Die lokalen Störungszonen mit Störungsletten sind durch eine sehr schlechte Permeabilität gekennzeichnet und fungieren dementsprechend als Wasserstauer.

Im Hinblick auf unterirdische Wasserwegigkeiten sind diese erfahrungsgemäß vorwiegend an den Kontaktbereich Schuttdecke bzw. Verwitterungskruste des Felsuntergrunds und den kompakten Felsuntergrund gebunden. Besonders hohe Wassergehalte sind im Bereich der geplanten Talstation und des Skiweges Rara zu erwarten, wo der Untergrund bereits durch zahlreiche Dränagen, Abflussrinnen usw. trockengelegt wurde.

Schlussendlich verweist man noch auf die Präsenz des Hangwassers im Bereich der Talstation, welches mithilfe des bestehenden Wasserstandmessrohrs auch in Zukunft überwacht werden kann. Für dieses sind nämlich deutliche Spiegelschwankungen zu erwarten.

SEISMISCHE CHARAKTERISIERUNG DES UNTERGRUNDS ZUM EINREICHPROJEKT

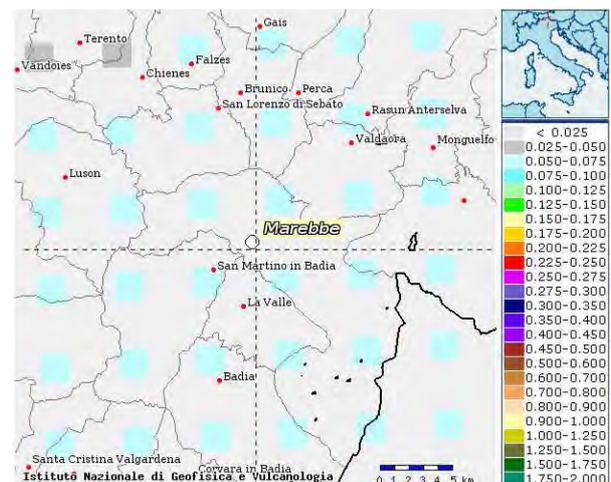
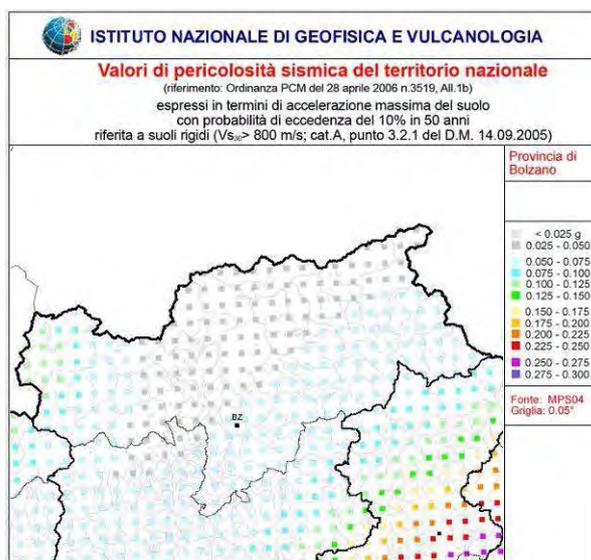
6 SEISMISCHE MODELLIERUNG

Mit dem DLH vom 01/09/2015, veröffentlicht mit Amtsblatt Nr. 37 vom 15/09/2015, wurde das vorhergehende *D.L.H. vom 21.Juli 2009, Nr. 33 „Kriterien für die erdbebengerechte Projektierung“* aufgehoben.

Ab diesem Datum gilt in der Provinz Bozen die staatliche Gesetzgebung (NTC 2008); die erdbebensichere Projektierung muss demnach für alle Strukturen erfolgen.

6.1 ALLGEMEINE SEISMISCHE ANGABEN

Dem Gemeindegebiet von **Enneberg** ist eine **geringe seismische Aktivität** zugewiesen. Die maximal zu erwartende Bodenbeschleunigung für steife Böden ($V_s > 800$ m/s; Kat. A) liegt zwischen 0,050 und 0,075g, mit Wahrscheinlichkeit einer Überschreitung von 10% in 50 Jahren.



Aufgrund der oben angegebenen a_g Werte ergibt sich, entsprechend der OPCM 3519/06, die seismische Zone 3 ($0,05 < a_g < 0,150g$).

Diese wurde schließlich durch den Beschluss der Landesregierung Nr.4047 vom 06.11.2006 in Zone 4 zurückgestuft. Sollte die vereinfachte Methode für die Zone 4 angewandt werden, muss deren aktuelle Gültigkeit vom Projektanten geprüft werden.

Für das Untersuchungsgebiet, lokalisierbar mithilfe der folgenden Koordinaten (WGS84):

Bauwerk	Lat	Long
Talstation	46.721569	11.959883
Bergstation	46.718810	11.966072

resultieren, auf Basis des MD 14.01.2008 unter der Annahme einer Nutzungsklasse III, und einer Nennlebensdauer von 50 Jahren (Interpolation einer gerillten Oberfläche) die folgenden Parameter bzgl. grundlegender seismischer Auswirkungen auf steifem Untergrund ($V_s > 800$ m/s). Neben diesen sind noch die anzunehmenden Verstärkungseffekte zu berücksichtigen (siehe nachfolgendes Kapitel).

Talstation

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F ₀	T _c ' [s]
Operatività (SLO)	45	0.024	2.476	0.165
Danno (SLD)	75	0.030	2.471	0.215
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.065	2.589	0.380
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.079	2.665	0.416
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Bergstation

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F ₀	T _c ' [s]
Operatività (SLO)	45	0.024	2.479	0.186
Danno (SLD)	75	0.030	2.474	0.215
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.065	2.590	0.381
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.079	2.664	0.417
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Seismische Parametrierung hinsichtlich seismischer Gefährdung

6.2 MÖGLICHE VERSTÄRKUNGEN DER SEISMISCHEN ERSCHÜTTERUNGEN IM UNTERSUCHUNGSGBIET

Es wird aufgezeigt, dass die oben angegebenen Basiswerte von a_g für den Bedrock (starrer Untergrund) gültig sind. Es können Verstärkungseffekte auftreten, die in einigen Fällen auch relevant und signifikant sein können. Diese sind vorwiegend von der topographischen Oberflächensituation sowie der geologischen und stratigraphischen Situation der Böden im Untergrund abhängig.

Unter Berücksichtigung der Vorgaben und Vorschriften der NTC werden in der Folge für das Untersuchungsgebiet die tektonischen und lithologischen Haupteigenschaften sowie die eventuelle Präsenz von Instabilitäten des Gebietes zusammengefasst (*NTC; Paragraph 7.11.2*). Weiters wird die eventuelle Präsenz von Elementen festgestellt, die zusammen mit den topographischen Effekten, die Ausbreitung der seismischen Wellen beeinflussen. Es handelt sich dabei um die stratigraphischen Bedingungen und die Präsenz eines steifen Untergrunds oder eine vergleichbare Formation (*NTC; Paragraph 7.11.2*).

6.2.1 Topographische Verstärkung

Im mäßig geneigten Hang im Untersuchungsgebiet sind nur geringe Verstärkungen durch die Topographie zu erwarten; aus Tabelle NTC 3.2.IV ergeben sich folgende Kategorien:

Bauwerk	Neigung	Topographische Kategorie: (Tab 3.2.IV)
Talstation	$\beta > 15^\circ$	T2
Bergstation	$\beta > 15^\circ$	T2

6.2.2 Stratigraphische Verstärkung

Zur Bewertung der Verstärkungen kann das vereinfachte Verfahren angewandt werden, welches in den NTC – DM 14.01.2008 angegeben ist; aus Tabelle NTC 3.2.II ergeben sich

folgende **Kategorien**.

Bauwerk	Boden	Stratigraphische Kategorie: (Tab 3.2.II)
Talstation	Verdichtete Schuttböden oder alterierter Fels	B
Bergstation	Verdichtete Schuttböden oder Felsuntergrund	B

6.2.3 Geologische- tektonisch Eigenschaften, Instabilitäten

Es sind keine Elemente mit negativem Einfluss bekannt.

GEOTECHNISCHES GUTACHTEN ZUM EINREICHPROJEKT

7 AUSWERTUNG DER SPT-VERSUCHE

Der S.P.T.-Versuch im Bohrloch ermöglicht eine Beurteilung der geotechnischen Parameter des Untergrundes anhand von empirischen Korrelationen, die von verschiedenen Autoren mit den N_{SPT} -Werten erstellt worden sind.

a) *Bezüglich der Charakteristiken der Dichte des Untergrundes*

Die relative Dichte der Schichten ($DR\%$) wird auf Basis der Gibbs – Holz und Bazaraa & Peck-Theorie ermittelt.

b) *In Bezug auf die Parameter der Scherfestigkeit*

Für nicht kohäsive Böden wird der innere Reibungswinkel (ϕ'), als der aussagekräftigste Wert, mittels der folgenden Methoden berechnet:

- _ $\phi = \sqrt{15 \times N_{SPT} + 15}$ (Road Bridge Specification)
- _ $\phi = 0.3 \times N_{SPT} + 27$ (Japanese National Railway)
- _ SCHMERTMANN (1977)
- _ DE MELLO (1971)

c) *In Bezug auf die Parameter der Zusammendrückbarkeit*

Der Elastizitätsmodul des untersuchten Untergrundes wird auf Basis der Bowels (1988) Theorie ermittelt.

In den folgenden Tabellen werden für die Bohrung die in situ ermittelten N_{SPT} -Werte und die daraus folgenden geotechnischen Parameter dargestellt.

Bohrung	Teufe	N_{SPT}	D_R	$\phi_{med-min}$	E
(N.)	(m unter GOK)		(%)	(°)	(MPa)
S1	1,5	6	46	28-23	3,2
S1	3,0	4	33	26-22	2,8
S1	4,5	5	34	27-23	3,0
S1	6,0	32	79	38-34	36,3

Sämtliche SPT-Versuche wurden innerhalb der Aufschüttungsschicht durchgeführt. Für die feinkörnigen Ablagerungen wird der Reibungswinkel generell überbewertet und die Kohäsion nicht berücksichtigt. Demzufolge liefern diese Versuche keine zuverlässigen Kennwerte für derartige Böden, sondern geben nur verlässliche Hinweise auf die Konsistenz bzw. Verdichtung.

Es wird darauf hingewiesen, dass es sich bei den untersuchten feinkörnigen Ablagerungen um Aufschüttungen handelt, deren Konsistenz und Verdichtung aufgrund der Umlagerung sehr gering ist.

8 GEOTECHNISCHE DARSTELLUNG UND MODELLIERUNG

In der Folge wird die vorläufige geotechnische Darstellung des untersuchten Untergrunds wiedergegeben. Für jede Lithologie werden in der Tabelle die charakteristischen Werte der Parameter angegeben. In Übereinstimmung mit der geltenden Gesetzgebung (DM 14.1.08; Circ. N.617 2.02.09; EC7 2.4.5.2) gilt, dass diese:

- nahe am Mittelwert liegen müssen, falls eine Kompensationssituation vorliegt (d.h. ein großes Bodenvolumen beeinflusst wird, mit einer möglichen Kompensation der Heterogenitäten, oder wenn die Struktur, die mit dem Boden in Kontakt ist, durch eine ausreichende Steifigkeit gekennzeichnet ist, wodurch die Beanspruchungen von den Zonen geringerer Resistenz in die Zonen höherer Resistenz abgeleitet werden können);
- nahe am Mindestwert liegen müssen, falls keine Kompensationssituation vorliegt (d.h. ein geringes Bodenvolumen beeinflusst wird bzw. eine nicht ausreichend steife Struktur vorhanden ist).

In Bezug auf die durchgeführten Nachweise im folgenden Kapitel wurden **charakteristische Parameter nahe am Mittelwert** verwendet. Diese müssen vom Statiker kontrolliert und überprüft werden und an die effektiven Strukturen, die zum Einsatz kommen, und an deren Steifigkeit und Ausdehnung angepasst werden.

Den im Untersuchungsgebiet vorkommenden Böden werden in der Folge die vorläufigen charakteristischen geotechnischen Parameter zugewiesen.

8.1 SCHUTTABLAGERUNGEN

AUFSCHÜTTUNGSMATERIAL / UMGELAGERTES MATERIAL:

Diese Ablagerungen sind generell durch einen unbekanntem Verdichtungsgrad gekennzeichnet und sind im Allgemeinen als Gründungsuntergrund nicht geeignet. Diesen Schichten werden demnach auch keine geotechnischen Eigenschaften zugewiesen.

GEMISCHKÖRNIGE GLAZIALE ABLAGERUNGEN: heterometrische Ablagerungen aus Steinen, Sand und Kies in reichlich schluffig-toniger Matrix. Mittlerer bis guter Verdichtungsgrad. Diesen Böden können folgende charakteristische geotechnische Parameter zugeordnet werden:

natürliche Dichte des Untergrundes (γ_n)	1,90 t/m ³	19,0 KN/m ³
Reibungswinkel (ϕ')	32-34°	32-34°
Kohäsion (c')	0,0 – 0,05 Kg/cm ²	0 – 5 KPa

FEINKÖRNIGE GLAZIALE ABLAGERUNGEN: Ablagerungen aus sandig-kiesigem tonigem Schluff. Vermutlich geringer bis mäßiger Verdichtungsgrad. Aufgrund der feinkörnigen Korngrößenverteilung und der leichten Zusammendrückbarkeit sind diese Böden als Gründungsuntergrund nicht geeignet und gegebenenfalls muss ein Bodenaustausch vorgesehen werden.

Für diese Böden können folgende charakteristische geotechnische Parameter angenommen

werden, wobei diese nur VORLÄUFIGER NATUR sind und in der Ausführungsphase unbedingt überprüft werden müssen.

natürliche Dichte des Untergrundes (γ_n)	1,90 t/m ³	19,0 KN/m ³
Reibungswinkel (ϕ')	24-26°	24-26°
Kohäsion (c')	0,0-0,05 Kg/cm ²	0 – 5 KPa

8.2 FELSUNTERGRUND

SAND- UND SILTSTEINE:

oberflächlich stark alterierter und zu Sand zerlegter Fels. Insgesamt sind diese Ablagerungen aus geotechnischer Sicht mit einem Lockermaterial vergleichbar. Diesen Gesteinen können folgende charakteristische geotechnische Parameter zugeordnet werden:

natürliche Dichte des Untergrundes (γ_n)	2,20 t/m ³	22,0 KN/m ³
Reibungswinkel (ϕ')	31-33°	31-33°
Kohäsion (c')	0,1 – 0,2 Kg/cm ²	10-20 KPa

Mit zunehmender Tiefe wird der Fels kompakter. Den kompakteren Felsbereichen können folgende charakteristische geotechnische Parameter zugeordnet werden:

natürliche Dichte des Untergrundes (γ_n)	2,50 t/m ³	25,0 KN/m ³
Reibungswinkel (ϕ')	36-38°	36-38°
Kohäsion (c')	0,2 – 0,3 Kg/cm ²	20-30KPa

KALKSTEIN, DOLOMIT und MERGEL:

Dem alterierten Felsuntergrund Gesteinen können folgende charakteristische geotechnische Parameter zugewiesen werden:

natürliche Dichte des Untergrundes (γ_n)	2,40 t/m ³	24,0 KN/m ³
Reibungswinkel (ϕ')	34-36°	34-36°
Kohäsion (c')	0,1 – 0,2 Kg/cm ²	10-20 KPa

Mit zunehmender Tiefe wird der Fels kompakter. Den kompakteren Felsbereichen können folgende charakteristische geotechnische Parameter zugeordnet werden:

natürliche Dichte des Untergrundes (γ_n)	2,60 t/m ³	26,0 KN/m ³
Reibungswinkel (ϕ')	40-44°	40-44°
Kohäsion (c')	0,2 – 0,3 Kg/cm ²	20-30KPa

Es ist zu berücksichtigen, dass die angegebenen Parameter im Detail in der Ausführungsphase überprüft und kontrolliert werden müssen.

9 GEOTECHNISCHE ANMERKUNGEN ZUM BAUVORHABEN

Die bestehende Anlage „Rara“ wird durch eine neue Aufstiegsanlage ersetzt, wobei die Talstation etwas Richtung Westen und die Bergstation Richtung Osten verschoben wird.

In Folge der Erkundungskampagne (Bohrung, Baggerschürfe, Oberflächenkartierung) werden nun die Ergebnisse dieser Untersuchungen und deren Auswirkungen auf die genannten Bauwerke wiedergegeben und die entsprechenden technischen Maßnahmen und Vorkehrungen definiert, die aus geologisch, geotechnischer und hydrogeologischer Sicht für die Realisierung des Bauvorhabens notwendig sind.

Im Anschluss daran werden die entsprechenden geotechnischen Nachweise durchgeführt.

Sämtliche Angaben zu den geologisch-geotechnischen und hydrogeologischen Gegebenheiten müssen in der Ausführungsphase vor Ort kontrolliert und bestätigt werden.

9.1 LIFTANLAGE

Für die geplante Liftanlage müssen sämtliche Gründungen unterhalb der oberflächlichen Verwitterungsschicht und/oder bestehenden oder geplanten Aufschüttungen (siehe Schnitt der Talstation) auf dem Felsuntergrund und/oder gemischtkörnigen glazialen Ablagerungen eingerichtet werden. Entgegen der Planunterlagen, die als Auszug in der Folge wiedergegeben sind, müssen die Gründungen deutlich tiefer gelegt werden. Ein vorläufiger Richtwert kann mit 1,5 – 2 m unter GOK angegeben werden, wobei dies allerdings unbedingt in der Ausführungsphase zu kontrollieren ist.

Aufgrund einer möglichen Präsenz lokaler feinkörniger Ablagerungen muss die Natur der Böden genauestens kontrolliert werden. Sollten derartige Böden angetroffen werden, muss für diese ein Bodenaustausch vorgesehen werden. Aus geologischer Sicht empfiehlt sich auf alle Fälle die Durchführung von Baggerschürfen vor Beginn der Bauarbeiten, um eventuelle Problemstellen rechtzeitig festzustellen und einen eventuell notwendigen Bodenaustausch einplanen zu können.

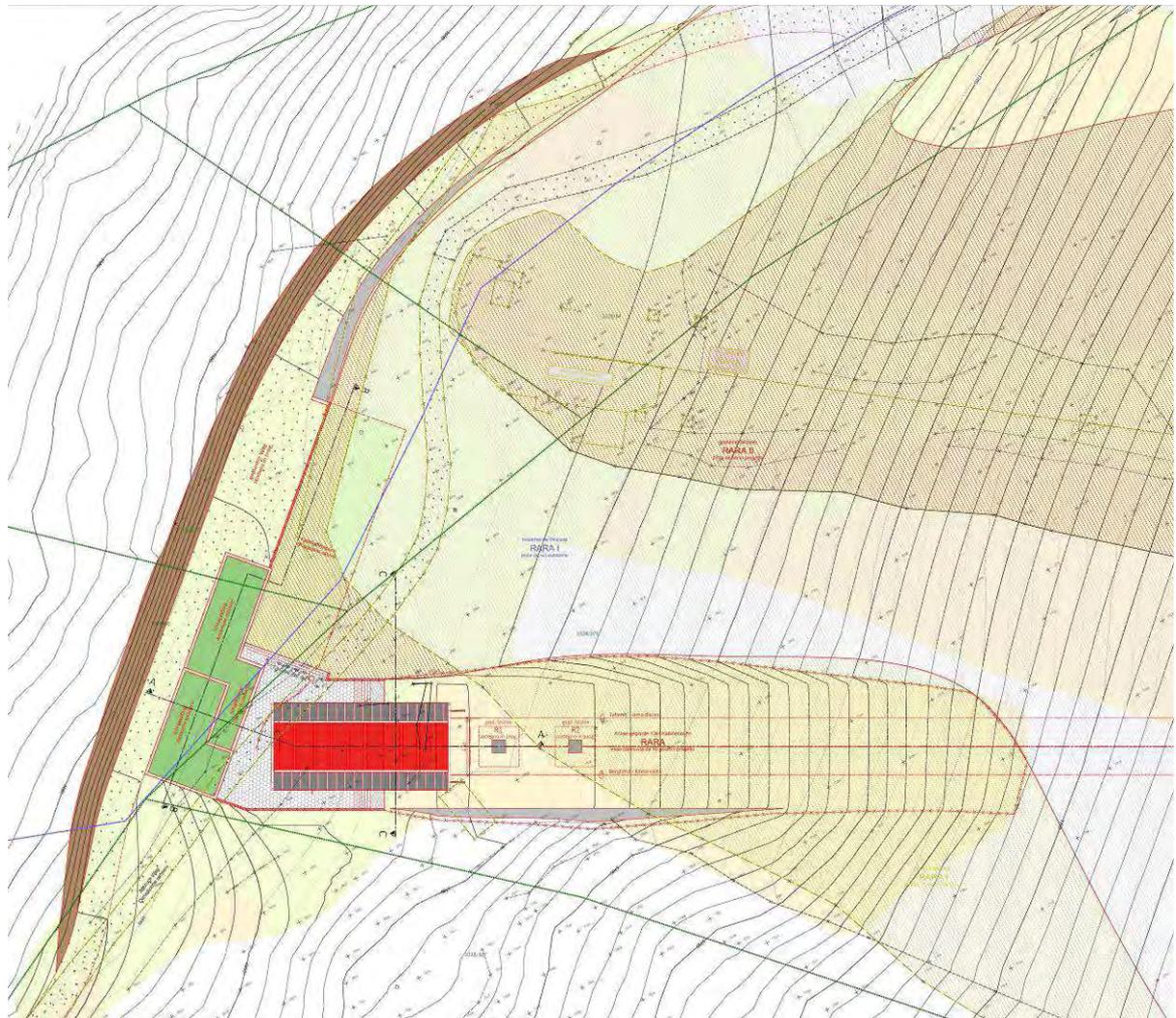
Im Bereich der Talstation muss die bestehende Aufschüttung zur Gänze abgetragen werden. Das anfallende Material muss aufgrund der schlechten geotechnischen Eigenschaften angemessen entsorgt werden. Eine Wiederverwendung zum Skipistenbau und/oder anderer Aufschüttungen ist nur bei einer angemessenen Vermischung mit einer hohen Grobkornkomponente möglich.

Besonderes Augenmerk gilt den Liftstützen 1 bis 3 sowie der Liftstütze 6 und der Bergstation, die allesamt im Bereich von bestehenden Skipisten geplant sind. In diesem Bereich muss die Präsenz eventueller Aufschüttungen/umgelagerter Böden in der Ausführungsphase genauestens kontrolliert werden. Im Falle von Aufschüttungen/umgelagerten Böden kann sich die Durchführung einer Verdichtungskontrolle z.B. mittels Lastplattenversuchen oder ähnlichem als notwendig erweisen.

Aus hydrogeologischer Sicht verweist man auf die deutlichen Wasservorkommnisse (sowohl Oberflächenwasser als auch unterirdische Wässer – Hangwasser und Sickerwasser) im Bereich der Talstation. Für diesen Bereich muss ein angemessenes Drainage- und/oder Oberflächenentwässerungssystem realisiert werden, welches im Stande ist, die anfallenden Wässer rasch und kontrolliert abzuleiten. Sämtliche unterirdischen Baustrukturen müssen außerdem angemessen abgedichtet werden.

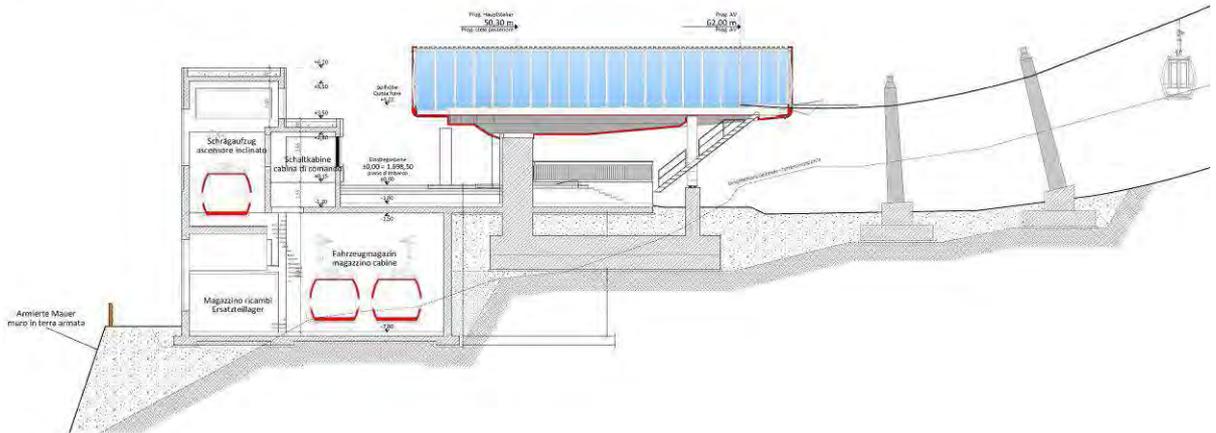
TALSTATION RARA

LAGEPLAN

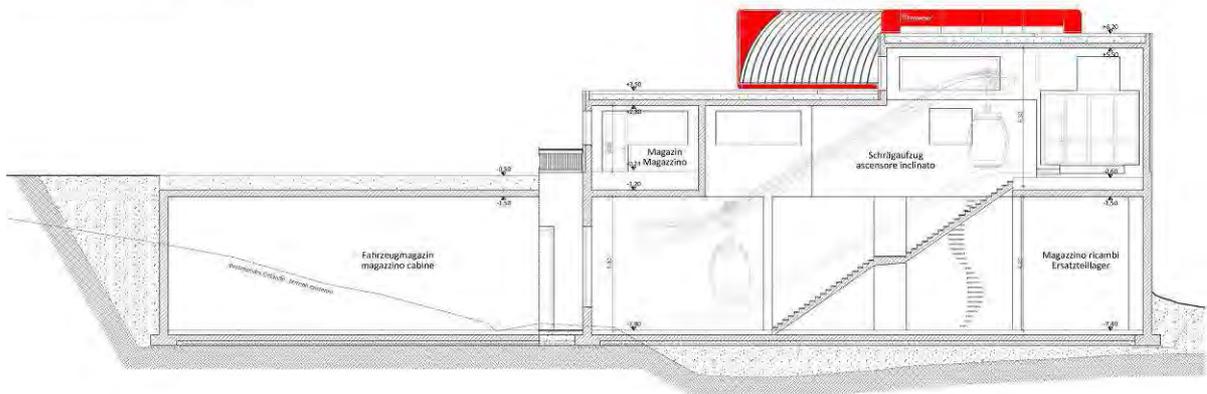


PROFILSCHNITTE

SCHNITT - SEZIONE A-A 1:100

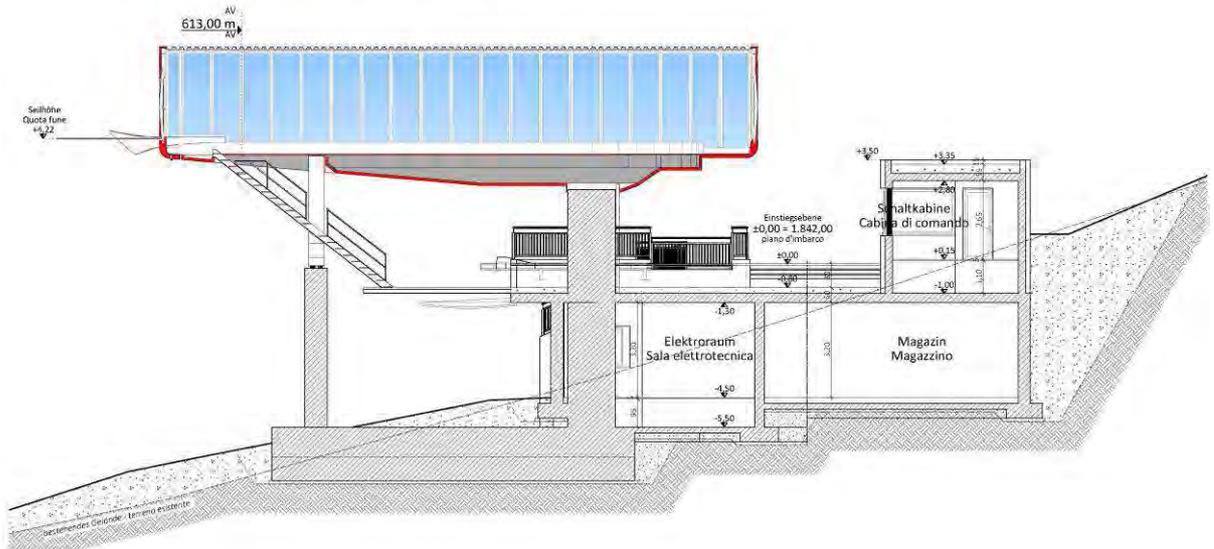


SCHNITT - SEZIONE B-B 1:100

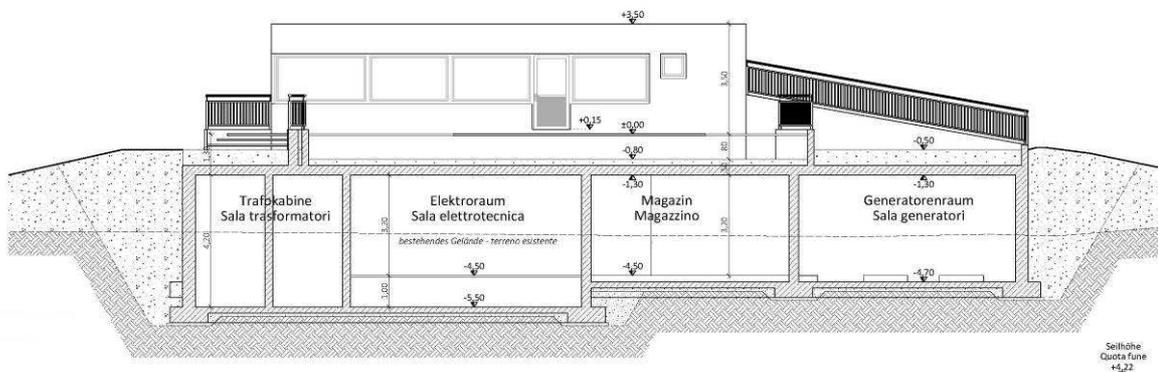


PROFILSCHNITTE

SCHNITT - SEZIONE A-A 1:100



SCHNITT - SEZIONE B-B 1:100



9.2 ALLGEMEINE ANGABEN ZUM BAUVORHABEN

Alle geplanten Gründungsstrukturen müssen gut in den Untergrund, d.h. im stabilen Untergrund unterhalb der oberflächlichen Verwitterungsschicht, eingebunden werden. Weiters ist es notwendig, in der Ausführungsphase die Homogenität des Gründungsuntergrundes zu kontrollieren. Sollten inhomogene Gründungsböden vorkommen, soll als Basis der Gründungen überall eine gut verdichtete, homogene Basisschicht (Kiesbett) eingerichtet werden. Ebenso muss für alle Bauwerke eine Abdichtung der unterirdischen Baustrukturen sowie der Einbau von geeigneten Dränagen

vorgesehen werden. Wichtig ist dabei, dass eventuell anfallende Hangwässer schnell und kontrolliert abgeleitet werden können.

Für alle geplanten Aufschüttungen sind folgende Vorgaben einzuhalten:

- Die Aufschüttungen müssen mit grobkörnigem Material mit guten geotechnischen Eigenschaften ausgeführt werden. Vor dem Einbau der Aufschüttungen muss die oberflächliche Boden- und Verwitterungsschicht abgetragen und in steileren Hangbereichen muss der Untergrund abgetrept werden. Der Einbau des Materials muss schichtweise erfolgen, wobei die einzelnen Schichten eine Mächtigkeit von max. 30- 40 cm aufweisen und jeweils gut verdichtet werden sollen.
- Verwendung von dränfähigem Material mit mittleren bis guten geotechnischen Eigenschaften.
- Rasche Begrünung der Aufschüttung, um Oberflächenerosion zu vermeiden.

Für die steilen Hangbereiche, wo der Einbau von Stützstrukturen notwendig ist, müssen folgende Maßnahmen berücksichtigt sein:

- Abtreppung des Untergrunds im Bereich der geplanten Stützstrukturen, wobei eine leicht gegen den Hang geneigte Gründungsfläche geschaffen werden muss
- Gute Einbindung in den stabilen Untergrund, unterhalb der alterierten Böden, damit die Stützbauwerke auf Böden mit guten geotechnischen Eigenschaften, guter Kompaktheit und Verdichtung gegründet werden
- Realisierung der Bewehrten Erden mit grobkörnigem Material, das durch gute geotechnische Eigenschaften mit guter hydraulischer Durchlässigkeit gekennzeichnet ist.
- Dimensionierung der Stützstrukturen entsprechend dem lateralen Erddruck und eventuellen Auflasten
- Einbau von geeigneten unterirdischen und oberflächlichen Dränagesystemen, die im Stande sind, anfallende Wässer zu sammeln und kontrolliert abzuleiten.

10 VORLÄUFIGE GEOTECHNISCHE NACHWEISE

NACHDEM DIE VORLIEGENDEN ANGABEN TEILWEISE NUR AUF OBERFLÄCHENERHEBUNGEN BASIEREN, IST EINE KONTROLLE DER NATUR UND DER HOMOGENITÄT DES GRÜNDUNGSUNTERGRUNDS IN DER AUSFÜHRUNGSPHASE UNBEDINGT NOTWENDIG. SOLLTEN SICH ABWEICHUNGEN ERGEBEN, SIND DIESE SOFORT DER BAULEITUNG UND DEM ZUSTÄNDIGEN GEOLOGEN MITZUTEILEN.

In der Folge werden für starre Gründungen die vorläufigen, statischen geotechnischen Nachweise GEO bezüglich des Grenzzustandes der Tragfähigkeit SLU (Grundbruch und Gleiten auf der Gründungsfläche) und des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit SLS (Setzungen) durchgeführt, wie vom M.D. 14. Januar 2008 vorgesehen.

Im Hinblick auf die angegebenen Nachweise wird unterstrichen, dass diese nur für die angenommenen Gründungsarten, Lasten und eventuellen Momente gültig sind. Im Falle von unterschiedlichen Bedingungen sind diese nicht mehr gültig und müssen nachgeprüft werden. Eventuell muss auch das signifikante Bodenvolumen nochmals bewertet werden. Die Kontrolle muss dabei vom Projektant durchgeführt werden.

Abschließend werden auch die vorläufig zulässigen Böschungswinkel für die Baugrubenböschung angegeben und Gesamtstabilitätsanalysen durchgeführt.

Schlussendlich wird abermals darauf hingewiesen, dass in der Ausführungsphase sämtliche Angaben des vorliegenden Gutachtens auf deren Übereinstimmung mit der tatsächlichen Situation vor Ort geprüft und kontrolliert werden muss. Für den Fall, dass diese mit den Angaben des vorliegenden Gutachtens nicht übereinstimmt, muss dies sofort der Bauleitung und/oder dem Geologen mitgeteilt werden.

10.1 NACHWEIS DES GRENZZUSTANDS DER TRAGFÄHIGKEIT GEO (ULS – GRUNDBRUCH; ULS – GLEITEN - GRÜNDUNGSFLÄCHE)

Die Nachweise des Grenzzustands (**ULS**) im Hinblick auf den **Grundbruch** und unter Berücksichtigung der geltenden Gesetzgebung können entsprechend der Nachweisverfahren 1 oder 2 durchgeführt werden. Die Wahl des Nachweisverfahrens obliegt dem Projektanten; demzufolge werden in der Folge beide möglichen Widerstände für ULS für beide Nachweisverfahren angegeben.

Die verwendete Gleichung zur Berechnung der Tragfähigkeit ist jene von Hansen (1970), wobei von einer zentrierten und vertikalen Last auf die Gründungsfläche ausgegangen wird.

In der folgenden Tabelle werden die vorläufigen Werte der Tragfähigkeit für folgende Strukturen wiedergegeben:

Plattengründung der Talstation: Gründungsuntergrund – stark alterierte Felskruste (Sandsteine)

Plattengründung der Bergstation: Gründungsuntergrund – gemischtkörnige glaziale Ablagerungen mit $c=0\text{kPa}$, da vor allem die oberflächennächsten Böden betroffen sind, talseitige Hangneigung von 15°

Einzelfundamente der Liftstützen: Gründungsuntergrund – gemischtkörnige glaziale Ablagerungen mit $c=0\text{kPa}$, da vor allem die oberflächennächsten Böden betroffen sind, talseitige Hangneigung von 20°

Streifenfundamente der Liftstationen: gemischtkörnige glaziale Ablagerungen mit $c=0\text{kPa}$, da vor allem die oberflächennächsten Böden betroffen sind

Für sämtliche Nachweise wird vom Fehlen eines Hangwasserspiegels ausgegangen.

NACHWEISVERFAHREN 2

Die Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstandsparameter des Bodens sind einheitlich (M1) und der globale Widerstand des Systems wird verringert (R1). Die Projektbeanspruchungen werden aus strukturellen Analysen ermittelt, wobei die Teilsicherheitsbeiwerte A1 angewandt werden.

Nachweis 2: A1+M1+R3

	B m	L m	D m	Neigung Talseite (°)	M	R	Azioni (Ed) Beanspruchung (D.M.14.01.08)	ϕ'_k (°)	c'_k (Kpa)	ϕ'_p (°)	c'_p (Kpa)	Rd (Kpa)
Platte Talstation	4	12	0,8	-	1	2,3	(p.2.5.3)	32	7,5	32	15	300
Platte Bergstation	4	12	1,5	15	1	2,3	(p.2.5.3)	33	0	33	0	300
Streifen Stationen	1,2	10	0,6	-	1	2,3	(p.2.5.3)	33	0	33	0	270
Einzelgründ. Stütze	3	3	2	20	1	2,3	(p.2.5.3)	33	0	33	0	300

Der Projektant muss die Einhaltung der Ungleichung Beanspruchung $E_d < \text{Widerstand } R_d$ kontrollieren.

NACHWEISVERFAHREN 1

In diesem Fall erfolgt der Nachweis nur entsprechend der Kombination 2, da dadurch ein niedrigerer Wert angegeben wird.

Nachweisverfahren 1 – Kombination 2: Die Widerstandsparameter des Bodens (M2) sowie der globale Widerstand (R2) werden verringert. Die Projektbeanspruchungen werden aus strukturellen Analysen ermittelt, wobei die Teilsicherheitsbeiwerte A2 angewandt werden.

Nachweis 1 – Kombination 2: A2+M2+R2

	B m	L m	D m	Neigung Talseite (°)	M	R	Azioni (Ed) Beanspruchung (D.M.14.01.08)	ϕ'_k (°)	c'_k (Kpa)	ϕ'_p (°)	c'_p (Kpa)	Rd (Kpa)
Platte Talstation	4	12	0,8	-	var.	1,8	(p.2.5.3)	32	15	26,5	12	300
Platte Bergstation	4	12	1,5	15	var.	1,8	(p.2.5.3)	33	0	27,4	0	210
Streifen Stationen	1,2	10	0,6	-	var.	1,8	(p.2.5.3)	33	0	27,4	0	160
Einzelgründ. Stütze	3	3	2	20	var.	1,8	(p.2.5.3)	33	0	27,4	0	220

Der Projektant muss die Einhaltung der Ungleichung Beanspruchung $E_d < \text{Widerstand } R_d$ kontrollieren.

Im Hinblick auf den Nachweis der Grenzzustände (**ULS**) im Hinblick auf **Gleitbewegungen auf der Gründungsfläche** wird darauf hingewiesen, dass von einer zentrierten und vertikalen Last auf die Gründungsfläche ausgegangen wird. In diesem Fall gibt es keine Gleitbewegungen und die entsprechenden ULS sind demzufolge geprüft.

ZULÄSSIGE BODENPRESSUNG (M.D. 11/03/1988)

Nachfolgend der zulässige Tragfähigkeitsnachweis, wie von M.D. 11.03.88 vorgesehen.

Die verwendete Gleichung zur Berechnung der Tragfähigkeit ist jene von Hansen (1970), wobei von einer zentrierten und vertikalen Last auf die Gründungsfläche ausgegangen wird.

	B m	L m	D m	Neigung Talseite (°)	tensioni ammissibili	FS	ϕ'_k (°)	c'_k (Kpa)	Q_{lim} (Kpa)	Q_{amm} (Kpa)
Platte Talstation	4	12	0,8	-		3	32	15	900	300
Platte Bergstation	4	12	1,5	15		3	33	0	840	280
Streifen Stationen	1,2	10	0,6	-		3	33	0	630	210
Einzelgründ. Stütze	3	3	2	20		3	33	0	840	280

10.2 NACHWEIS DES GRENZZUSTANDS DER GEBRAUCHSFÄHIGKEIT (SLE – SETZUNGEN)

Als Gründungsuntergrund sind sowohl gemischtkörnige Lockermaterialablagerungen als auch der alterierte Felsuntergrund vorherzusehen.

Für die gemischtkörnigen, glazialen Ablagerungen sind für aufgrund der mittleren bis guten geotechnischen Eigenschaften dieser Böden nur mäßige Setzungen zu erwarten. Für den Felsuntergrund sind praktisch keine Setzungen vorherzusehen. Zu berücksichtigen sind demnach mögliche Setzungsdifferenzen.

Um derartige differenzierte Setzungen aufgrund einer möglichen, teilweisen Heterogenität des Untergrundes zu vermeiden, ist es notwendig überall eine gut verdichtete, homogene Basisschicht (Kiesbett) einzurichten.

Im Hinblick auf die mögliche Präsenz von feinkörnigen, leicht zusammendrückbaren Ablagerungen wird nochmals hervorgehoben, dass diese als Gründungsuntergrund nicht geeignet sind. Für diese muss ein Bodenaustausch vorgesehen werden.

Es wird auf alle Fälle eine vorläufige Bewertung der Setzungen für die gemischtkörnigen Ablagerungen durchgeführt. Es wurden Böden mit mäßigen geotechnischen Eigenschaften mit einem Elastizitätsmodul von 25 MPa berücksichtigt.

Die vorläufige Abschätzung der Setzungen erfolgte mithilfe der Gleichung von Timoshenko & Gooder 1982, wobei starre Gründungen und homogene Gründungsböden angenommen worden sind:

$$S_e = qB \frac{1-\mu^2}{E_s} I_s$$

wobei:

q = angewandte Last

B = Breite der Gründung

v = Poisson Koeffizient (0,35)

E = Elastizitätsmodul

I_s = Einflussfaktor abhängig von B und L

L = Länge der Gründung

	B (m)	L (m)	Auflasten (kPa)	Setzungen (cm)
Platte Stationen	4	12	100	ca. 2 cm
Streifen Personalkabinen	1,2	10	200	ca. 1,6cm
Liftstützen	3	3	200	ca. 1,7 cm

Die Projektanten müssen eventuelle weitere Überprüfungen durchführen, sollten die Auflasten höher sein oder sollten hohe Differentiale vorherzusehen sein.

Die Abschätzung, ob die berechneten Setzungen mit dem geplanten Bauwerk kompatibel sind, obliegt dem Projektanten.

10.3 KURZFRISTIGE STABILITÄT DER AUSHUBBÖSCHUNGEN

Hinsichtlich der kurzfristigen Stabilität werden nachfolgend die Böschungswinkel berechnet, mit denen die Aushubböschungen versehen werden können. Zu beachten bleibt, dass diese nur für Aushubarbeiten im grobkörnigen Lockermaterial bzw. in der oberflächlichen Verwitterungskruste des Felsens ohne die Präsenz von Wasseraustritten gültig sind.

Die größten Aushubböschungen werden im Bereich der Bergstation erreicht, wo sie entlang der Bergseite bis zu ca. 8 m erreichen. Es ist allerdings anzunehmen, dass die Aushubarbeiten teilweise im Schutt und teilweise innerhalb des Felsuntergrunds auszuführen sind. Demzufolge werden in der Folge die Böschungswinkel für Lockermaterialböschungen (glaziale Ablagerungen) von 3,5 m und max. 6 m Höhe ermittelt.

In Anbetracht der kurzen Öffnungszeit der Baugrube und der Anwesenheit einer Feinfraktion wurde für die gemischtkörnigen Schuttablagerungen ein erhöhter Kohäsionswert von bis zu 10 Kpa angenommen, dessen Gültigkeit nur kurzfristig anzusehen ist.

In Abhängigkeit der Werte des Reibungswinkels, Kohäsion und Dichte und durch ihre Korrelation untereinander, erhält man mittels eines von Hoek & Bray vorgeschlagenen Abakus den Wert, der dem Böschungswinkel zugeteilt werden muss. Er ist in der folgenden Tabelle wiedergegeben.

Wie von den NTC 2008 vorgesehen, wurden für den Nachweis das Nachweisverfahren 1 – Kombination 2 (A2+M2+R2) verwendet.

Aushubtiefe	Wichte					Sicherheits- koeffizient				Böschungswinkel
H (m)	γ (KN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (Kpa)	ϕ'_p (°)	c'_p (Kpa)	R2	$tg\phi/F$	$c/\gamma Htg\phi$	$c/\gamma HF$	(°)
4	19	33	10	27,5	8	1,1	0,473	0,202	0,096	60°
6	19	33	10	27,5	8	1,1	0,473	0,135	0,064	50°

Für Aushübe im Schutt bis 4 m unter GOK können vorläufig Böschungswinkel bis zu 60° und für Böschungen bis zu 6 m ca. 50° angewandt werden.

Für Aushubarbeiten im Fels, welche unter Umständen auch mittels eines hydraulischen Hammers erfolgen müssen, hängt die Neigung der Böschungen von den vorhandenen Kluftsystemen ab. Lokal können auch zerrüttetere Felsbereiche mit Verwerfungen auftreten, welche gesichert bzw. abgetragen werden müssen. Im Detail können derartige, eventuell notwendige Felssicherungsarbeiten allerdings erst vor Ort und in der Ausführungsphase bestimmt werden.

Den Aushubböschungen im Fels kann vorläufig ein subvertikaler Böschungswinkel (bis zu 70-75°) zugewiesen werden. Sollten sich die Orientierungen der Kluft- und Schieferungssysteme als günstig erweisen, kann dieser Winkel in der Ausführungsphase auch erhöht werden (bis zu 80-85°), anderenfalls muss er auch verringert und an das Trennflächengefüge angepasst werden

Falls das Risiko des Ablöses einzelner, auch kleinerer Blöcke aus der Aushubböschung besteht, muss die Bauleitung vorsehen, dass die Böschungen zur Absicherung der Arbeiterschaft mit Plastikplanen (für Böschungen im Lockermaterial) und/oder Metallgitternetz (für Felsböschungen) abgedeckt werden.

Wo die oben angegebenen Aushubgeometrien nicht realisiert werden können müssen Stützstrukturen für die Böschungen vorgesehen werden, die entsprechend dem lateralen Erddruck dimensioniert werden müssen.

10.4 SEITLICHER ERDDRUCK

Der seitliche Erddruck kann mit den im Kapitel 8 angegebenen Parameter berechnet werden.

10.5 STABILITÄTSANALYSEN

Im der Folge werden die Nachweise der Gesamtstabilität – geplante Bauwerke wiedergegeben.

Diese Bewertung gilt nicht für Ereignisse mit sehr tiefen Gleitflächen, die sehr große Bodenvolumen betreffen, bzw. für Ereignisse mit Wiederkehrdauer von einigen hundert Jahren.

Auf Basis der zur Verfügung stehenden topographischen Schnitte wurden für die Bergstation (Gründungsuntergrund: glaziale Ablagerungen) und Talstation (Gründungsuntergrund:

alterierter Felsuntergrund) Gesamtstabilitätsanalysen durchgeführt (Bauwerk und Boden).

Die Analysen wurden mithilfe der Theorie des Grenzgleichgewichts durchgeführt, Berechnungsmethode nach Bishop. Für alle Gründungen wurden Auflasten von 200 KPa berücksichtigt. Diese müssen vom Projektanten kontrolliert und überprüft werden. Bei eventuell abweichenden (größerem) Auflasten müssen die Nachweise neu durchgeführt werden.

Für die Analysen wurde kein Grundwasserspiegel berücksichtigt. Um dies zu garantieren, ist der Einbau von Dränagen und die Instandhaltung eines effizienten Entwässerungssystems durch Oberflächenrinnen im Laufe der Zeit unbedingt notwendig.

Die erhaltenen Ergebnisse, die in Anlage 3 dargestellt sind, haben folgendes ergeben.

	Überprüfte Gleitflächen	Anzahl der Keile	FS min
Bergstation	221	10	1,94
Talstation	220	10	1,82

Die Sicherheitskoeffizienten liegen innerhalb der geltenden Vorschriften ($>1,1$); die Analyse bestätigt demnach die Durchführbarkeit des Projekts.

In der Ausführungsphase müssen die geotechnischen Eigenschaften der Böden auf alle Fälle kontrolliert werden.

Das vorliegende Gutachten wurde in Übereinstimmung mit den Inhalten des M.D. 14 Jänner 2008 „Neue technische Vorschriften für Bauten“ (und des M.D 11.03.88 im Falle der Verwendung der zulässigen Spannungen) ausgearbeitet und beinhaltet alle urbanistischen und gesetzlichen Anforderungen geologischer Relevanz und stellt demnach ein geeignetes projektspezifisches Dokument zum Erlass der Baukonzession dar.

Brixen

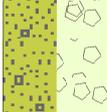
21/12/2017

**GEMEINDE ENNEBERG
COMUNE DI MAREBBE**

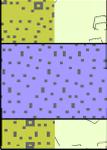
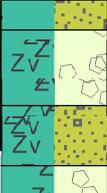
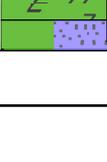
**AUTONOME PROVINZ BOZEN - SÜDTIROL
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO - ALTO ADIGE**

**Dokumentation der Bohrung
Documentazione del sondaggio**

Lokalität / località Furkelpass / Passo Furcia	Bohrung / sondaggio S1	Datum / data 09-10.11.2017	Seite / pagina 01 / 03
Tiefe / profondità 30m	Höhe GOK / quota ass. p.c. ca.1.700 m ü.M.	Bohrung / tipo carotaggio Kernbohrung / sond. a carotaggio	Maßstab / scala 1:50
Bemerkungen / note			

Scala Maßstab	Lithologie litologia	Proben campioni	Beschreibung / descrizione	Teufe quota	S.P.T. (n° Colpi/ Schläge)	GWS falda
1			Steine, Kies, schluffig, schwach tonig (Aufschüttung) sassi, ghiaie, limose, debolmente argillose (riporto)	1,8m	2-3-3 1,5m	
2			toniger Schluff und schluffiger Ton, kiesig, steinig (Aufschüttung) mit lokalen Holzbalkenresten (Krainermauer) zw.5,15-5,3 m und 5,6-5,65m braun-gräuliche Farbe		2-2-2 3,0m	
3			limi argillosi e argille limose, ghiaiosi, sassosi (riporto) con locali resti di travi di legno (muro Krainer) tra 5,15-5,3m e 5,6-5,65m colore:bruno-grigio		2-2-3 4,5m	
4				5,15m		-4,9 m 10/11/17
5				5,3m		-5,75 m 29/11/17
6			schluffiger Sand (Aufschüttung) mit lokalen Holzbalkenresten (Krainermauer) zw.6,1-6,2m, braun-gräuliche Farbe	5,6m		
7			sabbie limosei (riporto) con locali resti di travi di legno (muro Krainer) tra 6,1-6,2m, colore: bruno-grigio	5,65m		
8			schluffiger Sand mit Steinen (wahrscheinlich stark alterierter Felsuntergrund) ockrig-beige Farbe	6,0m	8-11-21 6,0m	17/11/17 -5,83 m
9			sabbie limose (riporto) con sassi (probabilmente substrato roccioso fortemente alterato) colore: oca-beige	6,1m		
10				6,2m		
				7,0m		

Lokalität / località Furkelpass / Passo Furcia	Bohrung / sondaggio S1	Datum / data 09-10.11.2017	Seite / pagina 02 / 03
Tiefe / profondità 30m	Höhe GOK / quota ass. p.c. ca.1.700 m ü.M.	Bohrung / tipo carotaggio Kernbohrung / sond. a carotaggio	Maßstab / scala 1:50
Bemerkungen / note			

Scala Maßstab	Lithologie litologia	Proben campioni	Beschreibung / descrizione	Teufe quota	S.P.T. (n° Colpi/ Schläge)	GWS falda
11			schluffiger Sand mit Steinen; zw. 10,3 - 10,8 m tonig, schluffiger Feinsand (wahrscheinlich stark alterierter Felsuntergrund), ockrig-beige Farbe	10,3m		
			sabbie limose (riporto) con sassi; tra 10,3 - 10,8 m sabbie fini argillose, limose, (probabilmente substrato roccioso fortemente alterato), colore: ocra-beige	10,8m		
				11,0m		
12			alterierter Felsuntergrund: Gerölle und Sand substrato roccioso alterato: ciottoli e ghiaie	12,0m		
			alt.Fels: schluffiger Sand / substr. rocc. alt: sabbie limose	12,2m		
13			alterierter Felsuntergrund: Kies und Steine substrato roccioso alterato: ghiaie e sassi	12,7m		
			alt.Fels: schluffiger Sand / substr. rocc. alt: sabbie limose	13,1m		
			alt. Fels: Kies und Steine / sub. rocc. alt.: ghiaie e sassi	13,3m		
14			alt. Fels: toniger Schluff / substr. rocc. alt.: limi argillosi	13,9m		
			alt. Fels: Steine / sub. rocc. alt.: sassi	14,0m		
			alt. Fels: Kies und Grobsand / substr. rocc. alt.: ghiaie e sabbie grossolane	14,4m		
			alt. Fels: Steine / sub. rocc. alt.: sassi	14,65m		
15			alt. Fels: Kies und Grobsand / substr. rocc. alt.: ghiaie e sabbie grossolane	15,0m		
			alt. Fels: Steine / sub. rocc. alt.: sassi	15,1m		
			alt. Fels: schluffiger Fein-/Mittelsand / rocc. alt.: sabbie fini/ medie limose	15,25m		
16			Sandstein (RQD) Arenarie (RQD)	16,2m		
			toniger Schluff (Störungsgestein) / limi argillosi (roccia di faglia)	16,35m		
17						
18			Sandstein +/- kompakt arenarie +/- compatte			
19						
20			tonig, schluffiger Feinsand (Störung) / sabbie fini limose-argillose (faglia)	19,8m		

Lokalität / località Furkelpass / Passo Furcia	Bohrung / sondaggio S1	Datum / data 09-10.11.2017	Seite / pagina 03 / 03
Tiefe / profondità 30m	Höhe GOK / quota ass. p.c. ca.1.700 m ü.M.	Bohrung / tipo carotaggio Kernbohrung / sond. a carotaggio	Maßstab / scala 1:50
Bemerkungen / note			

Scala Maßstab	Lithologie litologia	Proben campioni	Beschreibung / descrizione	Teufe quota	S.P.T. (n° Colpi/ Schläge)	GWS falda
			tonig, schluffiger Feinsand (Störung) / sabbie fini limose-argillose (faglia)	20,15m		
21						
22						
23			Sandstein +/- kompakt arenarie +/- compatte			
24						
25						
			toniges Störungsgestein / roccia di faglia argillosa	25,45m		
26				25,5m		
27			Sandstein +/- kompakt arenarie +/- compatte			
28						
				28,7m		
29			Störungsgestein: Kataklastik, rötlich mit tonigen Zwischenlagen roccia di faglia: cataclasiti; colore rossastro con intercalazioni argillose			
30						

Bilddokumentation der Bohrung S1 (0-10 m)
Documentazione fotografica del sondaggio S1 (0-10 m)

GOK / p.c.



-5m unter GOK / -5m sotto p.c.

-5m unter GOK / -5m sotto p.c.



-10m unter GOK / -10m sotto p.c.

Bilddokumentation der Bohrung S1 (10-20 m)
Documentazione fotografica del sondaggio S1 (10-20 m)

-10m unter GOK / -10m sotto p.c.



-15m unter GOK / -15m sotto p.c.

-15m unter GOK / -15m sotto p.c.



-20m unter GOK / -20m sotto p.c.

Bilddokumentation der Bohrung S1 (20-30 m)
Documentazione fotografica del sondaggio S1 (20-30 m)

-20m unter GOK / -20m sotto p.c.



-25m unter GOK / -25m sotto p.c.

-25m unter GOK / -25m sotto p.c.



-30m unter GOK / -30m sotto p.c.

INTERPRETATION SPT VERSUCHE INTERPRETAZIONE PROVE SPT

Lokalität Località:	Furkelpass passo Furcia
Baustelle Cantiere:	Rara

Ausführungsdatum Data di esecuzione:	09-10.11.2017
Grundwasserspiegel Profondità falda	5,75m

BOHRUNG / SONDAGGIO S1 (fino a 30 m)

Schicht strato	Tiefe (m) prof. (m) von da	bis a	γ (KN/mq)	Bodenart für Korrelat. nach Schmertmann (1977) und für eventuelle Korrektur für gesättigte Böden tipo di terreno per correlaz. Schmertmann (1977) e per eventuale correz. terreni in falda	normal konsoli- dierte Böden terreni normal consolidati
1	0,0	5,75	19	sehr feinkörniger und/oder schluffiger, wassergesättigter Sand Sabbie molto fini e/o limose in falda	si
2	5,75	6,0	9	sehr feinkörniger und/oder schluffiger, wassergesättigter Sand Sabbie molto fini e/o limose in falda	si
3	6,0	30	9	Gleichkörniger Kies - leicht schluffiger Sand und Kies Ghiaietto uniforme - Sabbie e ghiaie poco limose	si
4					
5					

Versuchsnr. numero prova	Tiefe (m) profondità (m)	N ₍₀₋₁₅₎	N ₍₁₅₋₃₀₎	N ₍₃₀₋₄₅₎	Nspt	Nspt [⊙] *	Nspt ⁽⁶⁰⁾ **	N1spt ⁽⁶⁰⁾ ***	σ' (Kpa)	rel. Dichte (%) dens. Rel. (%)		Reibungswinkel (ϕ) angolo di attrito (ϕ)						Elastizitätsmodul KPa modulo elastico KPa (Bowles 1988)	Konsistenz für kohäsive gesättigte Böden Consistenza per terreni coesivi saturi		
										Dr. nc (Gibbs & Holz - 1957)	Dr. sc (Bazaraa & Peck 1967-1969)	De Mello (1971)	Schmertmann (1977)	Japanese Nationale Railway (1982)	Road Br. Spec. (1982)	Japan Road A. (1990)	Hatanaka e Uchida (1996)			MITTELWERT VALORE MEDIO	SICHERHEITSWERT VALORE CAUTELAT.
1	1,5	2	3	3	6	4,8	4,8	4,8	28,5	46,4	-	29	34	28	23	27	28	23	3200	soffice	
2	3,0	2	2	2	4	3,2	3,2	3,2	57	33,3	-	24	33	28	22	25	26	22	2800	soffice	
3	4,5	2	2	3	5	4	4	4,0	85,5	33,7	-	23	33	28	23	26	27	23	3000	soffice	
4	6,0	8	11	21	32	25,6	25,6	24,2	112	78,9	-	40	44	34	34	39	38	34	36300	-	
5																					
6																					
7																					
8																					
9																					
10																					

* eventuelle Korrektur der SPT für geschlossene Spitzen / Eventuale correzione per SPT a punta chiusa (=1,25 nach Schultze e Knausenberger (1957); =1 nach Palmer e Stuart (1957))

1,25

** Korrektur in Funkt. des Wirkungsgrads und ev. wassergesättigter Böden (wurde ein konventioneller Wirkungsgrad von 60% angenommen / Correzione in funz. del rendimento ed ev. terreni fini in falda (ipotizzato rendimento convenzionale 60%))

*** Korrektur in Funktion von σ_c (Cn nach Liao e Whitman, 1986)

Correzione in funzione della σ_c , solo se cautelativa (Cn da Liao e Whitman, 1986)

Werte aus Bibliographie, stammen nicht von Korrelationen

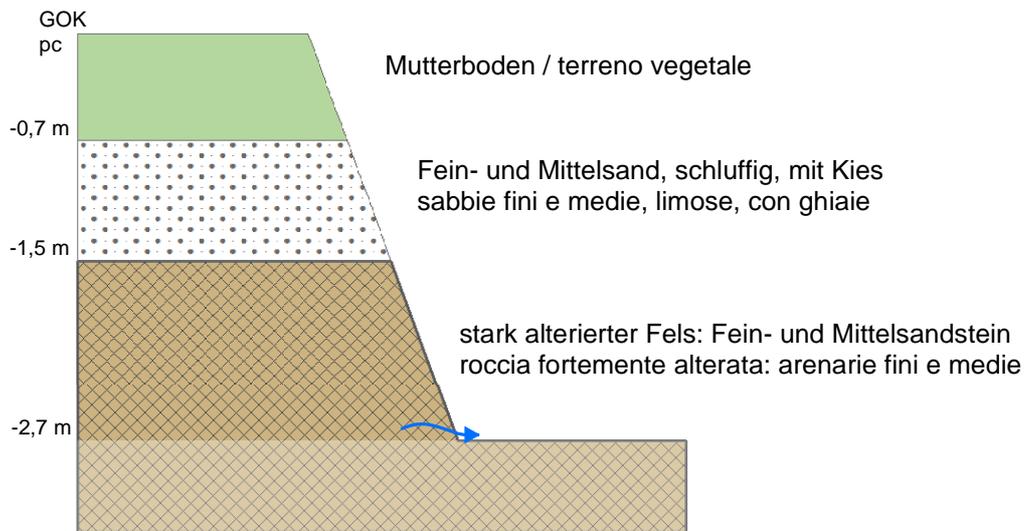
XX Valori non da correlazioni indicate ma da bibliografia

GEMEINDE ENNEBERG
COMUNE DI MAREBBE

AUTONOME PROVINZ BOZEN - SÜDTIROL
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO - ALTO ADIGE

**Dokumentation der Baggerschürfe
Documentazione degli scavi geognostici**

Baggerschurf Sc1 Scavo geognostico Sc1



Lokalisierung Sc1 / localizzazione Sc1



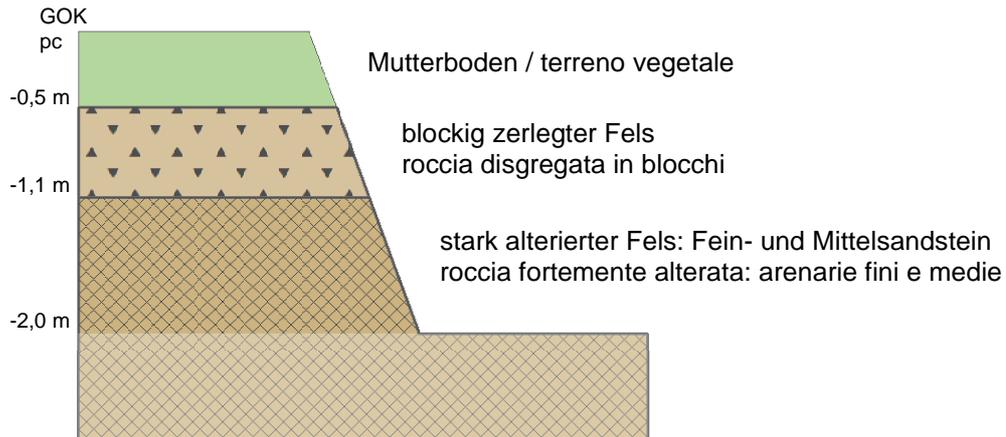
Baggerschurf Sc1 / scavo geognostico Sc1



lokaler Wasserzutritt:
Kluftwasser
afflusso idrico locale:
acqua per fratturazione



Baggerschurf Sc2
Scavo geognostico Sc2



Lokalisierung Sc2 / localizzazione Sc2

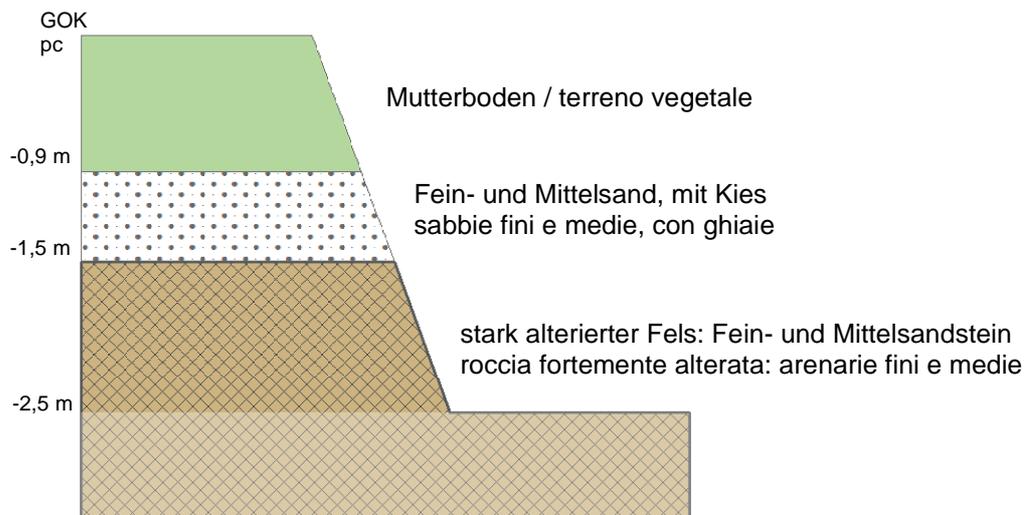


Baggerschurf Sc2 / scavo geognostico Sc2



Aushubmaterial
 materiale di scavo

**Baggerschurf Sc3
 Scavo geognostico Sc3**



Lokalisierung Sc3 / localizzazione Sc3

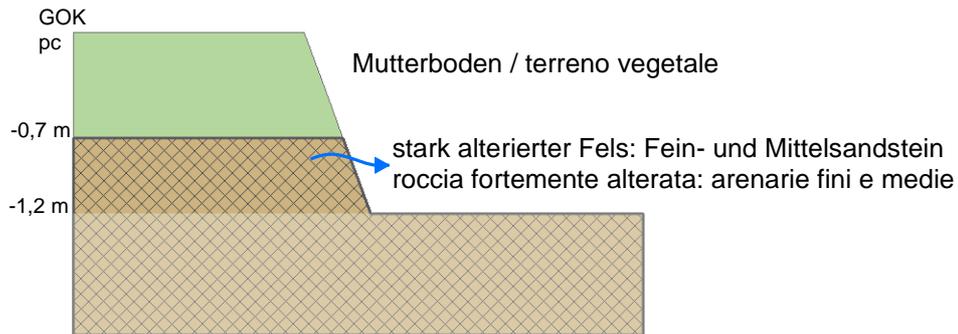


Baggerschurf Sc3 / scavo geognostico Sc3



Aushubmaterial
 materiale di scavo

**Baggerschurf Sc4
 Scavo geognostico Sc4**



Lokalisierung Sc4 / localizzazione Sc4



Baggerschurf Sc4 / scavo geognostico Sc4



lokale Wasseraustritte
 fuoriuscita idrica locale

GEMEINDE ENNEBERG
COMUNE DI MAREBBE

AUTONOME PROVINZ BOZEN - SÜDTIROL
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO - ALTO ADIGE

Stabilitätsanalysen
Analisi di stabilità

TALSTATION

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Normativa	
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,0
Coesione efficace	1,0
Coesione non drenata	1,0
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia
1	0		33	1900	1900	
2	1		45	2200	2200	
3	0,15		32	2200	2200	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	117,51	65,9	118,71	65,9	0,2
2	122,49	68,53	123,69	68,53	0,2
3	130,02	68,63	131,22	68,63	0,2
4	134	71,86	146	71,86	0,2
5	153,46	74,88	156,46	74,88	0,2
6	161,96	75,67	164,96	75,67	0,2

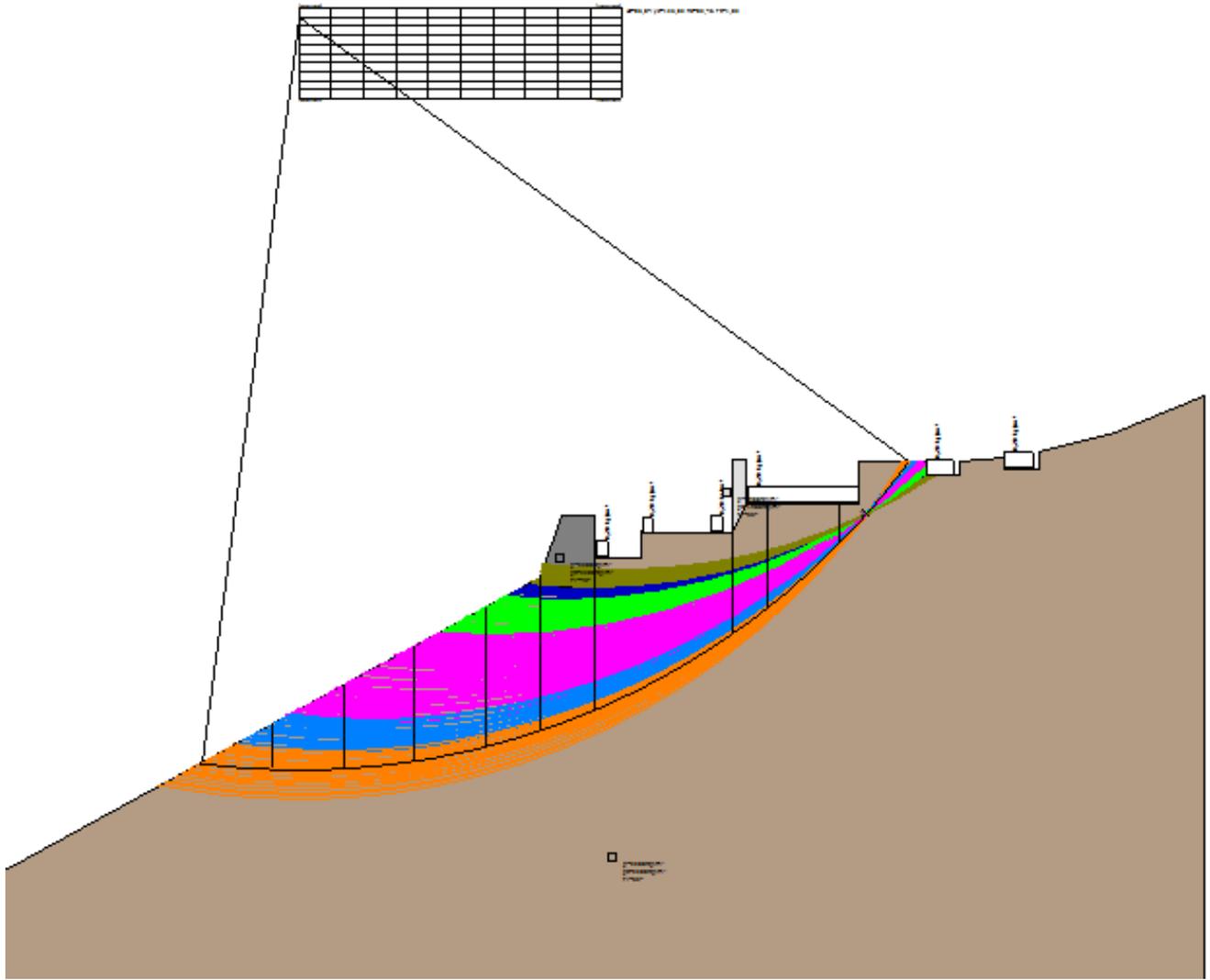
Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	1,82
Ascissa centro superficie	85,04 m
Ordinata centro superficie	125,02 m
Raggio superficie	82,46 m

Numero di superfici esaminate....(220)

Sicherheitskoeffizienten / Legende:

Da	A	Colore
1,8231	1,9	■
1,9	2	■
2	2,5	■
2,5	3	■
3	4	■
4	5,4708	■
5,4708		



BERGSTATION**Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)**

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0		33	1900	1900		
2	0,025		33	1900	1900		

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	62,33	17,5	74,33	17,5	2
2	74,5	19,08	75,7	19,08	2
3	78,75	19	79,95	19	2
4	80,14	19,9	81,34	19,9	2
5	86,45	19,83	87,64999	19,83	2

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato	1,94
Ascissa centro superficie	56,72 m
Ordinata centro superficie	32,08 m
Raggio superficie	23,45 m

Numero di superfici esaminate....(221)

Sicherheitskoeffizienten / Legende:

Da	A	Colore
1,9381	2	
2	2,25	
2,25	2,5	
2,5	3	
3	3,25	
3,25	3,3063	
3,3063		

