

AUTONOME PROVINZ BOZEN

Gemeinde: Bruneck

Auftraggeber: WoBi

Projekt: Errichtung eines Gebäudes mit Sozialwohnungen im ex-Anasareal
Kererstrasse, G.p. 368/2, KG Bruneck

GEOLOGISCHER BERICHT

zu den Untersuchungen sowie der geologischen und seismischen
Charakterisierung / Modellierung des Untersuchungsgebiets

GEOTECHNISCHER BERICHT

zu den Untersuchungen sowie der geologischen Charakterisierung und
Modellierung des signifikanten Bodenvolumens

Vahrn, Mai 2012

dott. Gianni Piffer



dott. Gianfranco Dragà



INHALT

GEOLOGISCHER BERICHT

| | | |
|-----|---|----|
| 1. | EINFÜHRUNG | 5 |
| 2. | GEOGRAPHISCHER ÜBERBLICK | 6 |
| 3. | BESCHREIBUNG DER GEPLANTEN BAUWERKE | 6 |
| 4. | RAUMENTWICKLUNGSPÄNE | 6 |
| 5. | GEOGRAPHISCH-GEOMORPHOLOGISCH-GEOLOGISCH UND HYDRO- GEOLOGISCHER ÜBERBLICK | 7 |
| 6. | UNTERSUCHUNGSKAMPAGNE | 9 |
| | 6.1 Kernbohrung | 10 |
| | 6.2 Korngrössenanalysen | 10 |
| | 6.3 Seismik | 10 |
| 7. | STRATIGRAPHISCHES MODELL | 11 |
| | 7.1 Hydrogeologie | 11 |
| 8. | ERDBEBENGEFÄHRDUNG | 12 |
| | 8.1. Landesgesetzgebung | 12 |
| | 8.2. Neue technische Baunormen M.D. vom 14 Januar 2008 | 13 |
| | 8.3 Seismische Klassifizierung der Gründungsböden | 13 |
| | 8.4 Seismische Modellierung gemäss NTB vom 14. Januar 2008 | 14 |
| 9. | BÖDEN UND FELS IN DER BAUGRUBE | 14 |
| 10. | ZUSAMMENFASSUNG | 15 |

GEOTECHNISCHER BERICHT

| | | |
|----|--|----|
| 1. | EINLEITUNG | 17 |
| 2. | BESCHREIBUNG DER GEPLANTEN BAUWERKE | 18 |
| 3. | GEOLOGISCHER ÜBERBLICK | 18 |
| 4. | FELDUNTERSUCHUNGEN | 18 |
| | 4.1 SPT-Versuche im Bohrloch | 18 |
| 5. | GEOTECHNISCHES MODELL | 19 |
| 6. | GEOTECHNISCHE ÜBERPRÜFUNG | 21 |
| | 6.1 Zulässige Bodenpressung des Baugrundes | 21 |
| | 6.2. Setzungen | 22 |
| | 6.3. Baugrubengestaltung | 23 |
| | 6.4 Überprüfung der Stabilität der Aushubfronten | 24 |
| 7. | SCHLUSSFOLGERUNGEN | 27 |

ANLAGEN

- A. ÜBERSICHTSKARTE
- B. LAGEPLAN MIT HYDROGEOLOGISCHEN SCHUTZZONEN
- C. GEOLOGISCHE KARTE
- D. LAGEPLAN MIT FELDUNTERSUCHUNGEN UND STRATIGRAPHISCHER SCHNITT
- E. STRATIGRAPHIE BOHRUNG
- F. BERICHT SEISMIK
- G. LABORUNTERSUCHUNGEN
- H. FOTODOKUMENTATION

PROJEKT

Errichtung eines Gebäudes mit Sozialwohnungen im ex-Anasareal Kererstrasse, G.p. 368/2, KG
Bruneck

GEOLOGISCHER BERICHT

zu den Untersuchungen sowie der geologischen und seismischen Charakterisierung / Modellierung
des Untersuchungsgebiets

1. EINFÜHRUNG

Der vorliegende geologische Bericht zu den Untersuchungen sowie der geologischen und seismischen Charakterisierung / Modellierung des Untersuchungsgebiets betrifft das Projekt zur Errichtung von Sozialwohnungen im ex-Anasareal, in der Kererstrasse, auf der G.p. 368/2, in der Gemeinde Bruneck (BZ).

Im Auftrag des Wohnbauinstituts (Wobl) der Autonomen Provinz Bozen wurden die Zone geologisch kartiert, eine Kernbohrung abgeteuft, SPT-Versuche im Bohrloch durchgeführt, Proben entnommen, ein Peilrohr gesetzt sowie eine Seismik durchgeführt. Auf der Grundlage der gesammelten Daten werden die kritischen Elemente des Standortes in Bezug auf die geltenden urbanistischen Planungsinstrumente und das geologisch-stratigraphische Modell definiert.

Im Zusammenhang mit den neuen Normen, speziell in Bezug auf den Paragraphen 3.2.3 „Bewertung der seismischen Aktivität“ gemäß den „technischen Baunormen vom 14. Jänner 2008“ und dem Dekret des Landeshauptmannes Nr.33 vom 21 Juli 2009, wurde ein seismischer Feldversuch zur Modellierung des Baugrundes erstellt.

2. GEOGRAPHISCHER ÜBERBLICK

Das Projektgebiet befindet sich östlichen Teil der Stadt Bruneck, orographisch rechts der Rienz, auf einer mittleren SH von ca. 840,0m (Anlage A).

Die Stadt Bruneck liegt am Talboden des Pustertales, welches von der Rienz an der Mündung seines linken Seitenarmes (Reischacherbach) und der Ahr (rechter Seitenarm) eingeschnitten wird.

Im Detail betrifft die neue Wohnbauerweiterungszone den ehemaligen Sitz der Anas, einen beinahe flachen Bereich, welcher von Wohngebäuden umgeben ist sowie im Norden von der Toblacherstrasse und im Westen von der Kererstrasse begrenzt wird. Gegen Norden wird die G.p. 368/2 KG Bruneck von der südlichen Böschung der aufgeschütteten Toblacherstrasse - mit einer variablen Höhe zwischen 2 und 5 m - begrenzt.

3. BESCHREIBUNG DER GEPLANTEN BAUWERKE

Die vorliegende Studie betrifft die Realisierung eines Gebäudes, welches fünfzehn Sozialwohnungen beinhalten wird, dessen Projekt noch nicht ausgearbeitet wurde.

Gemäss einigen Hinweisen seitens des Auftraggebers wird das Gebäude 30% der Fläche des bebaubaren Loses besetzen sowie aus einem unterirdischen und einigen oberirdischen Geschossen bestehen.

Da noch kein Projekt vorliegt, analysiert der vorliegende Bericht die Problematiken des zukünftigen Eingriffs aus geologisch-hydrogeologischer Sicht und rekonstruiert das geologisch-seismische Modell des Projektgebietes; jedenfalls muss die Studie notwendigerweise in der „Einreichprojektphase“ ergänzt werden.

4. RAUMENTWICKLUNGSPÄNE

Die Kartographie der Autonomen Provinz Bozen, die mittels GeoBrowser abgefragt wurde, zeigt keine geologischen Risikozonen. Der Gefahrenzonenplan der Gemeinde Bruneck ist in Ausarbeitung.

Die G.p. 368/2 KG Bruneck fällt in das Trinkwasserschutzgebiet und im Detail in die Zone III, welche gemäß Dekret des Landeshauptmanns der Autonomen Provinz Bozen vom 24. Juli

2006, Nr. 35 als "Einzugsgebiet der Trinkwasserbrunnen EWB "Sitz" und "Stegen" der Trinkwasserleitung Bruneck" definiert wird. Diese Bauwerke zur Wassernutzung liegen in einer Entfernung von etwa 1,25 und 1,50 km vom Projektgebiet (siehe Anlage B).

Die Vinkulierungen zum Schutze der Brunnen EWB "Sitz" und „Stegen“ der Trinkwasserleitung Bruneck (Acq. 013/001) in der Gemeinde Bruneck sind durch das Dekret des Präsidenten der Landesregierung Nr.20/30.2 vom 24.04.1996 bestimmt. Dieses Dekret sieht vor, dass Aushübe generell die Grundwasseroberfläche nicht beeinflussen sowie den Abstand von 1 m vom Grundwasserhöchststand nicht unterschreiten dürfen.

Es bestehen keine andere Vinkulierungen im Zusammenhang mit der Errichtung des geplanten Wohngebäudes.

5. GEOGRAPHISCH-GEOMORPHOLOGISCH-GEOLOGISCH UND HYDRO-GEOLOGISCHER ÜBERBLICK

Die neue Erweiterungszone G.p. 368/2, KG Bruneck, befindet sich orographisch rechts der Rienz, auf einer mittleren SH von 840 m.

Das Areal breitet sich auf einem weiten, beinahe flachen Talbodenbereich aus, der gering - mit einer mittleren Neigung von 1%, d.h. mit einem Winkel von 5° - gegen SO geneigt ist.

Die Zone liegt in Übereinstimmung mit der fluvioglazialen Böschung, welche den Talboden mit dem orographisch rechten Hang des Pustertales verbindet.

Generell ist die Morphologie des Gebiets auf Ablagerungsprozesse der Rienz und ihrer Seitenflüsse zurückzuführen. Das Pustertal besteht aus einer tiefen Talmulde, entstanden durch die glaziale Tätigkeit, worauf die Ablagerung von fluvialen sowie fluvioglazialen Sedimenten, die eine Mächtigkeit von mehreren Zehnermetern erreichen, folgte (Anlage C).

Die charakteristischen Sedimente des Untersuchungsgebiets und seiner Umgebung sind Würmeiszeitablagerungen, die nachträglich durch das oberflächliche Gewässernetz erodiert und aufgearbeitet wurden.

Die vor Ort durchgeführte Seismik ergab, dass die Lockergesteinsdecke eine Mächtigkeit von ungefähr 100,0 m erreicht.

Die im Projektgebiet gegebenen Quartärablagerungen sind durch folgende Gesteinstypen charakterisiert:

- rezente Alluvionen bestehend aus dm- mächtigen Wechsellagerungen von polygenem Sand und Kies mit angekanteten bis angerundeten, cm bis dm-grossen Steinen. Die Alluvionen erreichen in der untersuchten Zone eine Mächtigkeit von mehreren Metern. Diese Sedimente werden im Hangenden lokal von anthropogenem Material überlagert.
- fluvioglaziale Ablagerungen: Kies und mittel- bis feinkörniger Sand in reichlich sandig, schwach schluffiger Matrix mit örtlich polygenen, angekanteten bis angerundeten Steinen (ϕ max 10 cm). Diese Einheit wurde bis in die durch die Bohrung maximal untersuchte Tiefe von -15,0 m unter G.O.K. angetroffen;
- glaziale Ablagerungen: gekennzeichnet Kies sowie polygene Klasten unterschiedlicher Korngrößen, eingebettet in reichlicher, sandig-toniger Matrix; diese Ablagerungen sind entlang der Hänge bergseits des Projektgebiets gegeben.

Der Felsuntergrund steht außerhalb des untersuchten Bereichs, im Detail entlang der steilsten Hänge sowie in Übereinstimmung mit den Hügeln, welche im Südwesten des Projektareals bestehen, an. Die lithologischen Einheiten im Umfeld der untersuchten Zone, können folgendermaßen angesprochen werden:

- Kalk von Schloß Bruneck: weisser Kalk, übergehend in gräulichen Dolomit. Der Name der Formation spiegelt seine Herkunft wider; dieser Festgesteinsaufschluss stellt den kleinen Rücken (Sitz von Schloß Bruneck), südwestlich des Projektareals dar;
- Brixner Quarzphyllith: gehört dem Südalpinen Kristallin an und ist gekennzeichnet durch hellglimmrigen Quarzphyllith mit Biotitparagneisbändern sowie mehr oder weniger glimmerführenden Quarzitbändern.

Das hydrographische Hauptelement wird durch die Rienz und seine beiden Seitenbäche dargestellt :der Reischacherbach, welcher gering südlich des untersuchten Gebiets in die Rienz mündet sowie der Ahrnblach, welcher gering westlich von Bruneck in die Rienz fließt.

Die generelle Hydrogeologie wird durch einen Grundwasserkörper mit freier Oberfläche innerhalb der durchlässigen Talbodenablagerungen charakterisiert. Die Speisung des Grundwassers ist grundsätzlich auf den Regen, auf den teilweisen Verlust der Rienz sowie den Wasserandrang aus den Seitenhängen zurückzuführen.

Die im Peilrohr der Bohrung durchgeführten Pegelmessungen ergaben, dass der Grundwasserspiegel in einer Tiefe von -7,80 bis -8,00 m unter der G.O.K. liegt.

Die beiden Brunnen "Sitz" und "Stegen" entnehmen das Grundwasser zur Trinkwasserversorgung von Bruneck. Der Brunnen Stegen - dessen stratigraphische Abfolge zur Verfügung stand - ist durch einen geschlitzten Abschnitt zwischen -32,0 und -62,0 m

unter G.O.K. gekennzeichnet. Aus der Stratigraphie geht eine mächtige, oberflächennahe Schicht – bestehend aus Kies und Sand – bis in eine Tiefe von -32,0 m hervor, der bis in eine Tiefe bis -62,0 m unter G.O.K. Kiese (Sitz des freien Grundwasserkörpers) folgen, unterhalb derer tonige Schluffe, welche den Grundwasserstauer bilden, gegeben sind. Dieses hydrogeologische Modell kann auf das gesamte Einzugsgebiet des Brunnens sowie entsprechend auch auf das Projektgebiet ausgeweitet werden.

6. UNTERSUCHUNGSKAMPAGNE

Zur Charakterisierung des stratigrafischen Aufbaues sowie der bodenmechanischen Eigenschaften der untergrundaufbauenden Gesteine im Projektgebiet wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

| | | |
|---|---|---|
| • Durchführung einer Kernbohrung | S1 Tiefe= | von 0,0 bis -15,0 m ab GOK |
| • Entnahme von Nr. 2 gestörten Proben | S1-C1 Tiefe= S1-C2 Tiefe= | -2,30 – -2,60 m ab GOK -7,00 – -7,40 m ab GOK |
| • Korngrößenanalyse | S1-C1 | Kies 44,6 % Sand 38,6 % Schluff 16,8 % |
| | S1-C2 | Kies 56,2 % Sand 36,5 % Schluff 7,3 % |
| • Durchführung von Nr. 6 SPT-Versuchen im Bohrloch | Tiefe 1,50 3,00 4,50 6,00 7,50 9,00 | N _{SPT} 4 – 7 – 5 10 – 18 – 30 30 – R 23 – 29 – R 20 – 23 – R 18 – 20 – 23 |
| • Durchführung einer Refraktionsseismik | Länge untersuchte Tiefe | 40,0 m -12,0 m ab GOK |
| • Durchführung einer Seismik des Typs MASW und REMI | Länge untersuchte Tiefe | 40,0 m -100,0 m ab GOK |
| • Durchführung von Nr. 2 Passivseismiken des Typs HVSR | H/V1 Tiefe: H/V2 Tiefe: | 100,0 m 100,0 m |
| • Kartierung des Projektgebietes und dessen Umgebung nach geologisch-geomorphologischen Gesichtspunkten | | März 2012 |
| Die Dokumentation zu den durchgeführten Untersuchungen ist in den Anlagen beigelegt. | | |

6.1 Kernbohrung

Aufgrund der Notwendigkeit, die Schichtenfolge im untersuchten Gebiet zu rekonstruieren, hat man sich entschlossen, eine Kernbohrung, SPT-Versuche im Bohrloch sowie die Entnahme von zwei gestörten Bodenproben (siehe Anlage D).

Die mit der Bohrung untersuchte Tiefe reicht bis -15,0 m unter GOK. Für die Bohrung wurde eine einfache Kernsonde mit einem Durchmesser von 101 mm sowie einer Verkleidung mit einem Durchmesser von 127 mm verwendet. Die Bohrung erfolgte durch Rotation mit kontinuierlichem Kerngewinn je 1,5 Meter.

Aus der abgeteufte Kernbohrung geht hervor, dass der Untergrund im oberflächennahen Anteil bis in eine Tiefe von ca. 2,20m aus kiesigem Sand mit organischem Gehalt aufgebaut ist, gefolgt (bis -4,00 m ab GOK) aus einer dm- mächtigen Wechsellagerung von polygenem Sand und Kies. In grösseren Tiefen stehen fein- bis mittelkörniger Kies sowie Sand mit polygenen, angekanteten bis angerundeten Steinen (ϕ variabel zwischen 1 und 10 cm). Die Stratigraphie ist in der Anlage F wiedergegeben.

Die Bohrung wurde zu einer Grundwassermessstelle ausgebaut (geschlitzter Abschnitt zwischen -9,00 und -15,0 m ab GOK). Die am Ende des Bohrvorgangs durchgeführte Grundwasserspiegelmessung ergab einen Wasserstand in einer Tiefe von -8,0 m ab GOK; bei einer nachfolgend durchgeführten Messung traf man auf das Grundwasser in einer Tiefe von -7,80 m ab GOK.

6.2 Korngrössenanalysen

An den zwei aus der Bohrung S1 entnommenen Proben wurden Korngrössenanalysen durchgeführt. Diese Analysen bestimmen die prozentuelle Verteilung der Körner bezüglich ihrer Größe. Die Fraktion mit einem Durchmesser größer 0,063mm wird mechanisch mittels Siebung bestimmt. Die erhaltenen Kornverteilungskurven der beiden Proben beschreiben einen konstanten Verlauf der Kurve, vom Grobkies bis zum Feinsand mit einem Schluffgehalt kleiner 20 % (siehe Zertifikate in Anlage G).

6.3 Seismik

Die Refraktionsseismik - durchgeführt entlang eines Profils von 40,0 m Länge - ergab eine erste Schicht (3,0 bis 4,0 m mächtig) an Lockergesteinen, gekennzeichnet durch niedrige V_p -Werte mit 400 bis 500 m/s. In der Tiefe nehmen die Geschwindigkeiten V_p zusehends zu, bis sie Werte von 1500 m/s in einer Tiefe von -12,0 m ab GOK erreichen. Ein eindeutiger Übergang ist in Übereinstimmung mit den Tiefen von -8,0/-9,0 m ab GOK zu beobachten;

voraussichtlich handelt es sich um das Grundwasser, das in den Lockergesteinen gegeben ist.

Die MASW- und REMI- Untersuchungen ergaben folgende Geschwindigkeitsanstiege der S-Wellen: in einer Tiefe von -2,8 m ab GOK steigt der Vs-Wert von 110 auf 150 m/s an; in der Tiefe von -6,0 m ab GOK auf 350 m/s, in der Tiefe von -20,0 m ab GOK steigt der Wert auf 450 m/s an; in -30,0 m Tiefe erreicht Vs einen Wert von 700 m/s; schliesslich wird der letzte Anstieg in einer Tiefe -100,0 m ab GOK mit Werten um 1300 m/s registriert.

Für zusätzliche, vertiefende Erklärungen wird auf den Bericht im Anhang F verwiesen.

7. STRATIGRAPHISCHES MODELL

Anhand der aufgenommenen Schichtenfolge der durchgeführten Kernbohrung, den Korngrößenanalysen der beiden vor Ort entnommenen Proben, sowie basierend auf den Ergebnissen der Seismik wurden drei stratigraphische Einheiten bestimmt:

Einheit 1 von 0,00 bis -2,20 m ab GOK: kiesiger, brauner Sand mit organischem Anteil, mit zentimetergrossen, angekanteten Klasten;

Einheit 2 von -2,20 bis -4,0 m ab GOK: dm- mächtige Wechsellagerung von schluffigem, polygenem Sand und Kies (Mächtigkeit: ca. 1,8 m);

Einheit 3 von -4,0 bis -15,0 m ab GOK: schwach schluffiger Kies und Sand mit polygenen Steinen mit ϕ max. 10 cm im oberflächennahen Anteil sowie ϕ max. 1-3 cm in der restlichen Tiefe. Diese Einheit wurde bis in die durch die Kernbohrung maximal untersuchte Tiefe von -15,0 m ab GOK angetroffen.

7.1 Hydrogeologie

WASSERDURCHLÄSSIGKEIT

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert der erörterten lithologischen Einheiten kann in Abhängigkeit von der Korngrößen-zusammensetzung und dem Verdichtungsgrad wie folgt angenommen werden (nach Unified Soil Classification):

| | | |
|------------|-------------------------------|-------------------------------|
| EINHEIT 1: | $k = 10^{-3} - 10^{-4}$ m/sec | mittlere-hohe Durchlässigkeit |
| EINHEIT 2: | $k = 10^{-3} - 10^{-4}$ m/sec | mittlere-hohe Durchlässigkeit |
| EINHEIT 3: | $k = 10^{-4} - 10^{-5}$ m/sec | mittlere Durchlässigkeit |

GRUNDWASSER

Innerhalb der Alluvionen und fluvioglazialen Ablagerungen ist ein Grundwasserkörper mit freier Oberfläche gegeben, dessen Grundwasserspiegel – gemäß durchgeführter Messungen – in einer Tiefe zwischen -8,0 und -7,8 m ab GOK liegt.

Aufgrund der Vinkulierungen betreffend die Trinkwasserbrunnen "Sitz" und "Stegen" sowie der Notwendigkeit, die jahreszeitlichen Wasserspiegelschwankungen aufzunehmen, erscheint es erforderlich, eine Reihe von Wasserstandmessungen im Laufe des Jahres durchzuführen, um so den effektiven Grundwasserstand in Übereinstimmung mit dem geplanten Aushub zu bestimmen.

8. ERDBEBENGEFÄHRDUNG

Die Erdbebengefährdung unseres untersuchten Gebietes wurde nach dem D.L. Nr. 33 vom 21. Juli 2009 und laut der „neuen technischen Baunormen“ vom 14. Jänner 2008 untersucht. Die erste Bestimmung bezieht sich auf das bautechnische Reglement für das erdbebensichere Bauen nach Verordnung von P.C.M. 3274 von 2003, welche jeder Gemeinde eine seismische Zugehörigkeit zuschreibt.

Die zweite Bestimmung definiert die zu erwartende seismische Beschleunigung auf Grundlage der horizontalen Beschleunigung im Projektgebiet.

8.1. Landesgesetzgebung

In Übereinstimmung mit der Verordnung 3274 von 2003, wird die Gemeinde Bruneck als seismische Zone 4 klassifiziert. Das Dekret des Landeshauptmannes der Provinz Bozen Nr. 33 vom 21 Juli 2009 bestimmt, dass die Bauwerke des Typs 1 und 2 sowie der Nutzungsklasse I und II einem konstanten Spannungsspektrum von $S_d(T_1) = 0,05g$ unterliegen.

Die strategisch wichtigen Gebäude und Infrastrukturen im Dekret des Landeshauptmannes der Provinz Bozen Nr. 33 des 21 Juli 2009 dürfen nach SLV mit $S_d(T_1) = 0,07g$ geplant werden.

In Alternative kann der Planer die punktuellen a_g -Werte gemäss NTB anwenden, deren Berechnung im folgenden Kapitel veranschaulicht wird.

8.2. Neue technische Baunormen M.D. vom 14 Januar 2008

Laut den neuen technischen Baunormen bezüglich Erdbebensicheres Bauen, sowie im Hinblick auf die Sicherheit von Menschenleben (SLV), wird die seismische Gefährdung beginnend bei der grundlegenden Erdbeben-gefährdung definiert. Diese stellt das primäre Element zur Bestimmung der seismischen Verhaltens dar.

Zum Zwecke dieses Gesetzes werden die spektralen Formen laut einem Zeitraum VR für die verschiedenen Grenzzustände von ca.100 Jahren definiert.

| | |
|--------------------|-------------------|
| BREITENGRAD | LÄNGENGRAD |
| 46.79776060 | 11.94796443 |

Tabelle 8.2 seismische Parameter des Projektgebietes, berechnet unter Berücksichtigung von VN des Bauwerks 100 Jahre und einer Nutzungsklasse II (diese Parameter werden vom Projektanten definiert)

| "Grenzzustand" | Tr [Jahre] | ag [g] | Fo [-] | T*c [s] |
|------------------------------|---------------|-----------|-----------|------------|
| Tätigkeitsbereich | 60 | 0.025 | 2.446 | 0.199 |
| Schaden | 101 | 0.031 | 2.456 | 0.230 |
| Gefährdung von Menschenleben | 949 | 0.065 | 2.535 | 0.389 |
| Prävention Zusammenbruch | 1950 | 0.078 | 2.634 | 0.422 |

wobei

a_g : horizontale Beschleunigung

F_o : maximaler Verstärkungsfaktor der horizontalen Beschleunigung

T^*c : Zeitraum der konstanten Geschwindigkeit der horizontalen Beschleunigung

8.3 Seismische Klassifizierung der Gründungsböden

Zur Definition der seismischen Verhaltens in Bezug auf das Projekt ist es notwendig, die lokalen seismischen Effekt mittels vereinfachtem Zugang zu bewerten, welcher auf der Bestimmung der Untergrundkategorien basiert.

Die seismische Klassifizierung des Bodens im untersuchten Areal wird folgendermaßen vorgenommen:

| Tiefe in m ab GOK | BODEN-ART | BESCHREIBUNG | PARAMETER | |
|--------------------|-----------|--|-------------|----------------|
| | | | Vs30m/s | Nspt Cu kPa |
| von 0,0 bis -4,0 | C | Grobkörnige Böden mit mittlerem Verdichtungsgrad oder fein-körnige Ablagerungen mit mittlerem Verdichtungsgrad | >180 - <360 | >15 - <50 |
| von -4,0 bis -15,0 | B | Weicher Fels und grobkörnige Böden mit hohem Verdichtungsgrad oder feinkörnige, stark verdichtete Sedimente | >360 - <860 | >50 |

Der Parameter Vs30 stellt die mittlere Entwicklungsgeschwindigkeit der S-Wellen innerhalb 30m Tiefe (unter der Gründungskote) dar. Es wird auf den Bericht der Seismik (Anhang F) verwiesen.

8.4 Seismische Modellierung gemäss NTB vom 14. Januar 2008

Die von einem Erdbeben erzeugte Bewegung hängt von den lokalen Begebenheiten ab, d.h. von den topografischen und lithologischen Charakteristika des Bodens und des Felsens und von den physischen und mechanischen Eigenschaften, aus denen der Untergrund aufgebaut ist. Jedes einzelne Gebäude und jedes geotechnische lokale System erfährt eine seismische Reaktion. Es unterliegt den oben dargelegten Faktoren.

Die seismische Bewegung an der Oberfläche ist an die Topografie und den Untergrund gebunden und wird durch die maximale Beschleunigung (a_{max}) definiert.

Der Wert a_{max} kann aus folgender Gleichung abgeleitet werden: $a_{max} = St Ss \cdot a_g$, wobei:

- a_g die maximale horizontale Beschleunigung, geschätzt ca. 0,062 (siehe Tabelle 8.2) und
- Ss der Koeffizient für die stratigrafische Verstärkung ist; im Detail nimmt der Koeffizient für den Bodentyp B einen Wert von 1,20 und für den Bodentyp C einen Wert von 1,50 an.

Für diese Werte wird eine maximale Beschleunigung an der Oberfläche (a_{max}) von 0,0975g angenommen, wenn es sich um den Bodentyp C handelt, sowie eine maximale Beschleunigung von 0,078g beim Bodentyp B.

9. BÖDEN UND FELS IN DER BAUGRUBE

Im Hinblick auf die geltende Gesetzgebung muss – um die Übertragung von verunreinigenden Substanzen zu vermeiden – wiederverwertetes Material anderer Herkunft, den Vorschriften gemäss Art. 186 del D.Lgs 152/2006, geändert mit D.Lgs 4/2008 sowie jenen des L.G. 189/2009 entsprechen. Diese Texte sehen vor, dass der Wiedereinbau von ausgehobenen Böden und Fels auf seine Umweltverträglichkeit geprüft werden und eine gültige Bescheinigung erhalten muss.

10. ZUSAMMENFASSUNG

Im Auftrag des Wohnbauinstituts (Wobl) der Autonomen Provinz Bozen wurde eine Studie zur geologischen und seismischen Charakterisierung / Modellierung des ex-Anasareal, in der Kererstrasse, auf der G.p. 368/2, in der Gemeinde Bruneck (BZ) durchgeführt.

In diesem Areal ist die Realisierung eines Gebäudes, welches fünfzehn Sozialwohnungen beinhalten wird, geplant, dessen Projekt jedoch noch nicht ausgearbeitet wurde.

Das Projektgebiet fällt in die Schutzzone III, Einzugsgebiet der Brunnen EWB "Sitz" und „Stegen“ der Trinkwasserleitung Bruneck.

Die Vinkulierungen zum Schutze der Brunnen EWB "Sitz" und „Stegen“ der Trinkwasserleitung Bruneck (Acq. 013/001) in der Gemeinde Bruneck sind durch das Dekret des Präsidenten der Landesregierung Nr.20/30.2 vom 24.04.1996 bestimmt. Dieses Dekret sieht vor, dass Aushübe generell die Grundwasseroberfläche nicht beeinflussen sowie den Abstand von 1 m vom Grundwasserhöchststand nicht unterschreiten dürfen.

Das stratigraphische Modell der neuen Erweiterungszone wurde anhand einer Untersuchungskampagne, die aus einer Kernbohrung mit Entnahme von zwei Proben für Laborversuche sowie Bohrlochversuchen und einer Seismik bestand, rekonstruiert.

Das stratigraphische Modell des Projektgebiets besteht aus drei Einheiten:

kiesiger Sand mit organischem Anteil (Mächtigkeit: 2,20 m); dm- mächtige Wechsellagerung von Sand und polygenem Kies, schluffig (Mächtigkeit: 1,80 m) und schliesslich Kies und Sand, schwach schluffig, mit polygenen Klasten (ϕ variabel zwischen 1 und 10 cm), gegeben bis Bohrlochsohle (-15,0 m ab GOK).

Innerhalb der Talbodenablagerungen ist ein Grundwasserkörper mit freier Oberfläche gegeben, dessen Grundwasserspiegel – gemäß im Peilrohr der Bohrung durchgeführter Messungen – in einer Tiefe zwischen -8,0 und -7,8 m ab GOK liegt.

Aufgrund der Vinkulierungen betreffend die Trinkwasserbrunnen "Sitz" und "Stegen", hält man es für notwendig, eine Reihe von Wasserstandmessungen im Laufe des Jahres durchzuführen, um so den effektiven Grundwasserstand in Übereinstimmung mit dem geplanten Aushub und dessen maximale, potentielle Tiefe bestimmen zu können.

Im Kapitel 8 der vorliegenden Studie wird die Erdbebengefährdung gemäß geltender Norm analysiert.

Das vorliegende Dokument muss, basierend auf dem Einreichprojekt, gemäß den Vorgaben des M.D. vom 14. Januar 2008 "Neue technische Baunormen" ergänzt werden.

Im Zuge der Arbeiten muss kontrolliert werden, ob das geologische Modell - welches für das Projekt angenommen wurde - mit der effektiv angetroffenen Situation übereinstimmt; gegebenenfalls ist das geotechnische Modell, gemäß den geltenden Normen, anzupassen.

Vahrn, Mai 2012

Dott. Geol. Gianfranco Dragà



Dott. Geol. Gianni Piffer



PROJEKT

Errichtung eines Gebäudes mit Sozialwohnungen im ex-Anasareal Kererstrasse, G.p. 368/2, KG
Bruneck

GEOTECHNISCHER BERICHT

zu den Untersuchungen sowie der geotechnischen Charakterisierung / Modellierung des signifikanten
Bodenvolumens

1. EINLEITUNG

Der vorliegende geotechnische Bericht zu den Untersuchungen sowie der geotechnischen Charakterisierung und Modellierung des signifikanten Bodenvolumens betrifft das Projekt zur Realisierung von neuen Sozialwohnungen im ex-Anasareal, Kererstrasse, G.P. 368/2, KG Bruneck (BZ).

Das geotechnische Modell des signifikanten Untergrundvolumens – ausgedehnt auf das gesamte Untersuchungsgebiet – wurde anhand des stratigraphischen Modells sowie der Untersuchungskampagne erstellt. Basierend auf den Bohrlochversuchen, der Seismik sowie den Laborversuchen konnten die geotechnischen Eigenschaften des signifikanten Bodenvolumens, welches vom Bauwerk betroffen wird, bestimmt werden.

Da es noch kein Einreichprojekt gibt, wird eine vorläufige Bewertung der Bodenpressung und der Setzungen der Gründungsböden geliefert; ausserdem werden einige arbeitstechnische Hinweise für die Bauphase dargelegt.

Der vorliegende geotechnische Bericht bezieht sich auf die „neuen technischen Baunormen“ des M.D. vom 14.Jänner 2008 sowie auf das Rundschreiben C.S.LL.PP Nr. 617 vom 02.02.2009 und muss in Anlehnung an das Einreichprojekt ergänzt werden.

2. BESCHREIBUNG DER GEPLANTEN BAUWERKE

Die vorliegende Studie betrifft die Realisierung eines Gebäudes mit fünfzehn Sozialwohnungen, dessen Projekt noch nicht ausgearbeitet wurde.

Gemäss einigen Hinweisen seitens des Auftraggebers wird das Gebäude 30% der Fläche des bebaubaren Loses besetzen sowie aus einem unterirdischen und einigen oberirdischen Geschossen bestehen.

3. GEOLOGISCHER ÜBERBLICK

Das ex-Anasareal liegt im Nordosten der Stadt Bruneck, orographisch rechts der Rienz auf SH ca. 840 m.

Die im untersuchten Gebiet gegebenen Sedimente können drei stratigraphischen Einheiten zugewiesen werden: kiesiger Sand mit organischem Anteil (Mächtigkeit: 2,20 m); dm- mächtige Wechsellagerung von Sand und polygenem Kies, schluffig (Mächtigkeit: 1,80 m) und schliesslich Kies und Sand, schwach schluffig, mit polygenen Klasten (ϕ variabel zwischen 1 und 10 cm), gegeben bis Bohrlochsohle (-15,0 m ab GOK).

Die Lockergesteinsdecke erreicht im Tal - das von der Rienz durchflossen wird - gemäß durchgeführter Seismik eine Mächtigkeit von ca. 100,0 m.

Innerhalb der Talbodenablagerungen ist ein Grundwasserkörper mit freier Oberfläche gegeben, dessen Grundwasserspiegel - gemäß im Peilrohr der Bohrung S1 durchgeführter Messungen - in einer Tiefe zwischen -8,0 und -7,8 m ab GOK liegt.

4. FELDUNTERSUCHUNGEN

Die Felduntersuchungen gaben Aufschluss über das bodenmechanische Modell und über die Parameter des untersuchten, signifikanten Bodenvolumens, das von der Gründung und vom Aushub betroffen wird.

4.1 SPT-Versuche im Bohrloch

Mittels SPT-Versuche wird der Widerstand von Lockergesteinen im Verhältnis zur Eindringung einer kegelförmigen Spitze (bei grobkörnigen Böden) gemessen. Während der Eindringung wird die Anzahl der Schläge gemessen, die für das Einrammung in die ersten 15 cm und die folgenden 30 cm (= 2 x 15 cm) der Sonde nötig sind.

Gewertet werden die letzten 30 cm (= $N_{30\text{SPT}}$).

Anhand der N_{30SPT} - Werte erhält man - unter Anwendung der Korrekturen nach Terzaghi, ausgehend NSPT – Schlägen – folgende geotechnische Parameter:

- den inneren Reibungswinkel φ mittels folgender Methoden:

$$\varphi = \sqrt{15 \times N_{spt} + 15} \text{ (Road Bridge Specification)}$$

$$\varphi = 0,3 \times N_{spt} + 27 \text{ (Japanese National Railway)}$$

- das Elastizitätsmodul gemäß Joseph und Bowles für Sand und Kies:

$$E_s = 600 (N_{spt} + 6)$$

$$E_s = 1200 (N_{spt} + 6);$$

- die relative Dichte wurde mit der Methode nach Gibbs-Holtz (1957) berechnet.

Basierend auf den empirischen Formeln wurden die geotechnischen Parameter der Böden anhand der SPT – Versuche im Bohrloche errechnet.

Es wird auf das Kapitel 6 des geologischen Berichtes bezüglich detaillierter Beschreibung der im Projektgebiet durchgeführten Untersuchungen sowie auf die Anlagen D, E, F und G verwiesen.

5. GEOTECHNISCHES MODELL

Das geotechnische Modell des vom Bauwerk betroffenen, signifikanten Bodenvolumens kann - basierend auf dem stratigraphischen Modell sowie auf den Feld- und Laboruntersuchungen – folgendermaßen zusammengefasst werden:

- **Einheit 1 von 0,00 bis -2,20 m ab GOK.:** bestehend aus Sand und Kies sowie organischem Anteil (Mächtigkeit ca. 2,20 m) mit einem Reibungswinkel von ca. 29°; V_p variabel zwischen 400 und 450 m/s; V_s gleich 110 m/s;
- **Einheit 2 von -2,20 bis -4,0 m ab GOK:** dm- mächtige Wechsellagerung von Sand und polygenem Kies, schluffig (Mächtigkeit: 1,80 m), Reibungswinkel zwischen 33 und 35°; Elastizitätsmodul zwischen 10.000 und 15.000 KPa, relative mittlere Dichte ca. 70%, V_p zwischen tra 450 und 650 m/s sowie V_s gleich 150 m/s;
- **Einheit 3 von -4,0 bis -15,0 m ab GOK.:** schwach schluffiger Kies und Sand mit polygenen Klasten (ϕ max. 10cm) bis in eine Tiefe von -15,0 m ab GOK; Reibungswinkel zwischen 35 und 37°, relative Dichte steigt mit Verdichtungsgrad an und erreicht 70% bis 100%, Elastizitätsmodul zwischen 55.000 und 65.000 KPa; V_p zwischen 700 und 1400 m/s sowie V_s variabel zwischen 350 und 450 m/s.

Nachfolgend werden die geotechnischen Parameter der Einheiten, abgeleitet aus den Felduntersuchungen, der Seismik sowie den Laborversuchen, sowie anhand von Parametern von spezifischer Literatur zu ähnlichen Böden, aufgelistet.

Tabelle 5.1

| EINHEIT 1: keiseiger Sand mit organischem Anteil von 0,0 bis -2,20 m ab GOK | |
|--|--|
| Korngröße | Sand und Kies mit organischem Gehalt |
| Farbe | braun |
| Bodenwichte, erdfeucht | γ = 18,0 ÷ 18,5 kN/m ³ |
| innerer Reibungswinkel | Φ = 28° – 30° |
| Kohäsion, undränert | c = 0 - 10 kN/m ² |
| Geschwindigkeit seismische P-Wellen | V_p = 400-450 |
| Geschwindigkeit seismische S-Wellen | V_s = 110 m/s |
| EINHEIT 2: Wechselleagerung von schluffigem Sand und Kies mit polygenen Steinen von -2,20 bis -4,00 ab GOK | |
| Korngröße | schluffiger Sand und Kies |
| Farbe | braun |
| Bodenwichte, erdfeucht | γ = 18,5 – 19,0 kN/m ³ |
| innerer Reibungswinkel | Φ = 33° - 35° |
| Kohäsion, undränert | c = 0 - 10 kN/m ² |
| Elastizitätsmodul | E_s = 10.000 - 15.000 KPa |
| Geschwindigkeit seismische P-Wellen | V_p = 450 ÷ 650 m/s |
| Geschwindigkeit seismische S-Wellen | V_s = 150 m/s |
| EINHEIT 3: schwach schluffiger Kies und Sand mit polygenen Klusten (ϕ max 10 cm) von -4,00 bis -15,0 m ab GOK | |
| Korngröße | schwach schluffiger Sand und Kies |
| Farbe | braun |
| Bodenwichte, erdfeucht | γ = 18,5 – 19,0 kN/m ³ |
| innerer Reibungswinkel | Φ = 35° - 37° |
| Kohäsion, undränert | c = 0 - 5 kN/m ² |
| Elastizitätsmodul | E_s = 55.000 – 65.000 KPa |
| Geschwindigkeit seismische P-Wellen | V_p = 700 ÷ 1400 m/s |
| Geschwindigkeit seismische S-Wellen | V_s = 350 ÷ 450 m/s |

6. GEOTECHNISCHE ÜBERPRÜFUNG

Dieses Kapitel beinhaltet die geotechnische Überprüfung des Baugrundes, seine zulässige Belastung und Setzungen der Böden des Untergrundes, sowie die Böschungsstabilität der Baugrube.

Da kein Einreichprojekt vorhanden ist, geht man von folgenden projektbezogenen Hypothesen aus:

- Realisierung eines Gebäudes mit maximal drei Stockwerken mit einer maximalen Tiefe des unterirdischen Stockwerks von 4,0 m;
- Gründungskote -4,0 m ab GOK;
- Streifenfundamentgründung, mit geschätzten Lasten von 1,5 ÷ 2,0 kg/cm²;
- Aushubhöhen maximal 4,0 m.

Die im Folgenden angeführten geotechnischen Überprüfungen wurden anhand der Methode des Grenzzustandes gemäß der „neuen technischen Baunormen“ des M.D. vom 14. Jänner 2008 durchgeführt.

6.1 Zulässige Bodenpressung des Baugrundes

Wenn ein unterirdisches Stockwerk errichtet wird, erfolgt die Gründung des Gebäudes in der bodenmechanischen Einheit 3.

Berechnet werden die zulässigen Belastungen im Lockergestein nach Brinch-Hansen, mit der Annahme Null für die Kohäsion (im Sinne der Sicherheit). In der Folge wird die zulässige Bodenpressung der geotechnischen Einheit 3 berechnet, und zwar unter Verwendung der in der Tabelle 5.1 aufgelisteten Parameter, unter Anwendung der folgenden Formel:

$$q_{lim} = \gamma \times D \times N_q + 0,5 \times \gamma \times N_\gamma$$

dove: γ = Dichte

D = Tiefe des Einbaus

B = Breite der Gründung

N_q, N_γ = Faktoren für die zulässige Bodenpressung

In den Überprüfungen des Grenzzustands wird, für die geotechnische Dimensionierung der Gründungen (GEO), der Entwicklung von Kollapsmechanismen, bestimmt durch die Erreichung des Widerstands des Bodens, der in Wechselwirkung mit den Gründungen steht, Rechnung getragen. Die Analyse erfolgt gemäß Ansatz 1, Kombination 2 (A2+M2+R2), in welcher die Widerstandsparameter des Bodens mittels Koeffizienten der Gruppe M2 und der Gesamtwiderstand des Systems anhand der Koeffizienten γ_r der Gruppe R2 (= 1,80 für die Prüfung der zulässigen Bodenpressung) reduziert werden.

Mittels Software Carl 10, unterschiedlicher Einbindungstiefen D sowie diverser Fundamentbreiten B ergeben sich, unter Verwendung des Sicherheitsbeiwertes von $F_s=1,8$, gemäß geltenden Normen (M-D. 14/01/2008), folgende maximale Werte q_{amm} für die zulässige Belastung:

zulässige Bodenpressung – geotechnische Einheit 3

| D (m) | B (m) | q_{lim} (kg/cm ²) | q_{amm} (kg/cm ²) |
|-------|-------|---------------------------------|---------------------------------|
| 0,50 | 0,80 | 3,75 | 2,08 |
| | 1,00 | 4,11 | 2,28 |
| | 1,20 | 4,49 | 2,50 |
| | 1,50 | 5,09 | 2,83 |
| 0,80 | 0,80 | 5,27 | 2,93 |
| | 1,00 | 5,54 | 3,08 |
| | 1,20 | 5,86 | 3,25 |
| | 1,50 | 6,39 | 3,55 |

Der Planer hat die Aufgabe, die passenden Ausmaße der Gründung in Bezug auf den Bodentyp, das Ausmaß des Bauwerks sowie die Gesamtlasten zu bestimmen.

6.2. Setzungen

Dieser Abschnitt beschreibt die Setzungserscheinungen, hervorgerufen durch das Bauwerk. Diese neu errichteten Bauwerke verursachen erhöhte vertikale Spannungen im Untergrund. Die zu erwartenden vertikalen Deformationen stehen im Verhältnis zum Bodentyp. Im speziellen Fall werden die Setzungen - aufgrund der Anwesenheit von körnigen, gering bindigen Böden - unmittelbar sein.

Um die Setzungserscheinungen zu bestimmen, wird elastische Methode angewandt.

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i (1 - \nu - 2 \nu^2)}{E_i (1 - \nu)} \Delta z_i$$

Der Ausdruck von w_{lib} ist folgender:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \Delta z_i$$

$\Delta \sigma$ ist die induzierte Spannung, die Tiefe z, E Elastizitätsmodul in Zusammenhang mit der Schicht i-esimo;

Die theoretische Berechnung der Setzungen der neuen Bauwerke wurde mit der Software CARL 10 errechnet, welches für jede bodenmechanische Einheit einzeln die Setzungserscheinungen bestimmt.

Berechnet werden die zulässigen Belastungen für Streifenfundamente, eingebettet in der geotechnischen Einheit 3, mit einer variablen Belastung von 2 kg/cm².

| Gründungsbreite (m) | Belastung (kg/m) | Setzungen (cm) |
|--------------------------------|------------------|----------------|
| Geotechnische Einheit 3 | | |
| 0,80 | 20.000 | 0,80 |
| 1,00 | | 0,75 |
| 1,20 | | 0,70 |
| 1,50 | | 0,64 |

Bei der strukturellen Dimensionierung wird der Projektant das unterschiedliche geotechnische Verhalten der Gründungs-böden berücksichtigen müssen, wobei differenzierten Setzungen des Gebäudes im Verhältnis zu den geotechnischen Einheiten, innerhalb derer die Gründung erfolgt, Rechnung getragen werden muss.

Um das Auftreten von differenzierten Setzungen zu begrenzen, wird angeraten, das Untergeschoß ausschließlich in der geotechnischen Einheit 3 zu gründen

6.3. Baugrubengestaltung

Der Aushub für die Errichtung des neuen Bauwerks betrifft die geotechnischen Einheiten 1 und 2 und nur begrenzt die Einheit 3.

Zur Bestimmung der Böschungsstabilität wurde die Methode nach HOEK und BRAY (1981) angewandt. Die Böschung ist teilweise dräniert (Chart Nr. 2); es wurden die Parameter der Tabelle 5.1 verwendet.

Gemäß der Norm (M.D. vom 14. Jänner 2008) muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$E_d \leq R_d,$$

wobei:

E_d = Projektwert des Eingriffs oder der Auswirkungen des Eingriffs;

R_d = Projektwert des Bodenwiderstands.

Die Stabilitätsanalysen werden gemäß Ansatz 1 – Kombination 2 (A2+M2+R2) durchgeführt. Die Norm sieht vor, dass für die Bodenwichte der Einheit der potentiell instabilen Masse der Koeffizient $A_2 \gamma G_1 = 1,0$ angewandt wird. Die Widerstandsparameter des Bodens werden anhand der Koeffizienten der Gruppe M2 und der Gesamtwiderstand des Systems anhand der Koeffizienten der Gruppe R2 (= 1,1) reduziert. In der Gleichung nach Hoek und Bray kommen die reduzierten physikalischen Parameter zur Anwendung; der Koeffizient F erhält den Wert von R2.

Die Aushubfronten zur Realisierung des Gebäudes können folgende - in der Tabelle zusammengefasste - Böschungswinkel (je nach Aushubhöhe) aufweisen:

| Höhe der Böschungseinschnitte | Böschungswinkel des vorübergehenden Aushubs | |
|-------------------------------|---|-------------------------|
| | GEOTECHNISCHE EINHEIT 1 | GEOTECHNISCHE EINHEIT 2 |
| 2,00 m | 50° | 60° |
| 3,00 m | - | 50° |

Die Böschungswinkel für die Standsicherheit der Böschung gelten nur für einen kurzen Zeitraum, unter nicht seismischen Bedingungen, außerhalb des Grundwasserkörpers und ohne Belastungen entlang der Böschungskrone. Bei Niederschlägen wird angeraten, die Böschungfronten mit undurchlässigen Planen abzudecken.

6.4 Überprüfung der Stabilität der Aushubfronten

Aufgrund der gegebenen Aufschüttung der Toblacherstrasse, die im Norden an das Baulos grenzt, wurde ein Stabilitätsnachweis erbracht.

Die Nachweise wurden unter folgenden Bedingungen erbracht :

- für einen kurzzeitig offenen Aushub;
- für Anwesenheit von Lasten an der Böschungskrone;
- bei Abwesenheit von Wasser an der Aushubsohle, jedoch Wasserandrang aus den Aushubfronten

Im Folgenden werden die Ergebnisse der einzelnen Nachweise unter den unterschiedlichen Bedingungen zusammengefasst

2° HYPOTHESE: Aushubfront mit 4,00 m mit Böschungswinkel 50°, errichtet in einem Abstand von 3 m vom Fuß der Strassenaufschüttung.

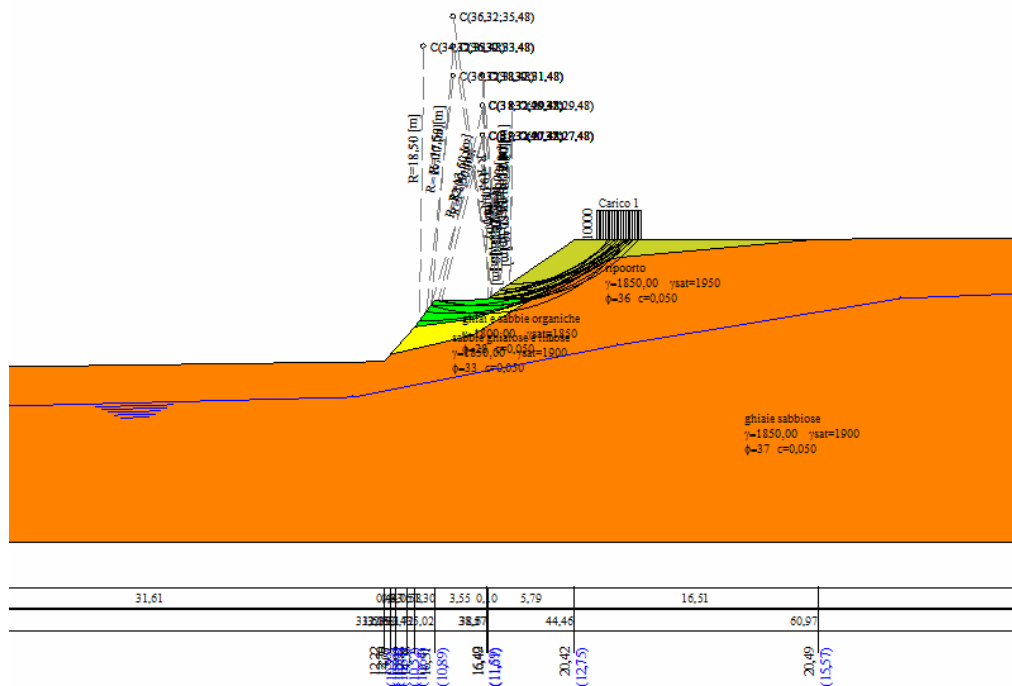


Abb. 6.4.2: Stabilitätsnachweis mit Rutschflächen mit $F > 1,10$.

Zusammenfassung Sicherheitskoeffizienten

| Methoden | Nr. Gleitkreise | FS_{min} | S_{min} | FS_{max} | S_{max} |
|----------------|-----------------|------------|-----------|------------|-----------|
| BISHOP | 8608 | 1.190 | 4 | -6.232 | 8608 |
| JANBU | 8608 | 1.116 | 1 | -6.267 | 8608 |
| JANBU COMPLETO | 2286 | 1.192 | 4 | -6.268 | 8608 |

Mit diesem Profil der Aushubfront erhält man $F > 1,1$.

Die durchgeführten Analysen zeigen, dass die nördliche Aushubfront mit einem Winkel kleiner oder gleich 50° errichtet werden muss (Krone in einem Abstand von mindestens 3 m von der Straßenböschung).

Der südöstliche Aushub des Bauloses wird wahrscheinlich in Übereinstimmung mit dem bestehenden Gebäude realisiert. In der Einreichprojektphase muss bewertet werden, ob provisorische Stützmaßnahmen zur Befestigung der Aushubfront notwendig sind.

7. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Im Auftrag des Wohnbauinstituts (Wobl) der Autonomen Provinz Bozen wurde eine Untersuchungskampagne zur Erstellung des geotechnischen Berichts im Zusammenhang mit der Realisierung von einem neuen Gebäude im ex-Anasareal, Kererstrasse, G.P. 368/2, KG Bruneck (BZ), durchgeführt

Das geotechnische Modell des signifikanten Bodenvolumens, aufgebaut auf den Ergebnissen der Feld- und Laboruntersuchungen, weist drei stratigraphische Einheiten aus: kiesiger Sand mit organischem Anteil (Mächtigkeit: 2,20 m); dm- mächtige Wechsellagerung von Sand und polygenem Kies, schluffig (Mächtigkeit: 1,80 m) und schliesslich Kies und Sand, schwach schluffig, gegeben bis Bohrlochsohle (-15,0 m ab GOK).

Die geotechnische Kennzeichnung erfolgte basierend auf den Felduntersuchungen, integriert mit spezifischen Literaturdaten, und ist in der Tabelle 5.1 aufgelistet.

Die vorläufige Berechnung der zulässigen Bodenpressung sowie der Setzungen (betreffend die geotechnische Einheit 3) wurde unter der Annahme der Verwendung von einer Streifenfundamentgründung sowie gemäß den "neuen technischen Baunormen (M.D. vom 14. Januar 2008) im Kapitel 6.1 angeführt.

Die Aushubfronten zur Realisierung des Projekts werden eine maximale Höhe von 4,0 m erreichen, wobei die Lockergesteine aller 3 geotechnischen Einheiten betroffen sind.

Aufgrund der gegebenen Aufschüttung der Toblacherstrasse, die im Norden an das Baulos grenzt, wurde ein Stabilitätsnachweis erbracht.

Die durchgeführten Stabilitätsnachweise ergaben, dass der nördliche Aushub mit einem Winkel kleiner oder gleich 50° erfolgen muss, wobei die Aushubfront mindestens einen Abstand von 3 m von der Strassenböschungskrone einhalten muss; in Alternative müssen – bei Aushüben, die an der Strassenböschung anliegen, müssen Stützmaßnahmen ergriffen werden (so z.B. Bohrpfähle usw.).

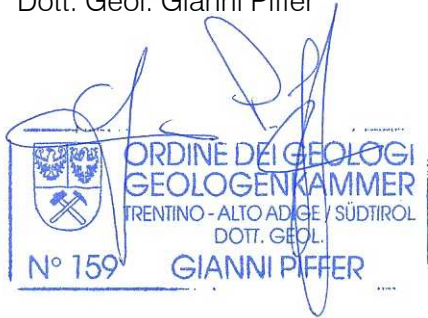
Der südöstliche Aushub des Bauloses wird wahrscheinlich in Übereinstimmung mit dem bestehenden Gebäude realisiert. In der Einreichprojektphase muss bewertet werden, ob hier provisorische Stützmaßnahmen zur Befestigung der Aushubfront notwendig sind.

Aufgrund der Vinkulierungen betreffend die Trinkwasserbrunnen "Sitz" und "Stegen", hält man es für notwendig, eine Reihe von Wasserstandmessungen im Laufe des Jahres durchzuführen, um so den effektiven Grundwasserstand in Übereinstimmung mit dem geplanten Gebäudeaushub und dessen maximale, potentielle Tiefe bestimmen zu können.

Das vorliegende Dokument muss, basierend auf dem Einreichprojekt, gemäß M.D. vom 14. Januar 2008 "Neue technische Baunormen", mit allen Sicherheitsvorgaben und anderen Leistungen laut Kapitel 6.2.3 der Norm selbst, ergänzt werden.

Vahrn, Mai 2012

Dott. Geol. Gianni Piffer



Dott. Geol. Gianfranco Dragà

