



Projekt/progetto:

**UMFAHRUNG VAHRN
BAUARBEITEN OHNE ANSCHLUSS BRIKEN NORD
CIRCONVALLAZIONE VARNA
OPERE CIVILI SENZA COLLEGAMENTO BRESSANONE NORD**

AUSFÜHRUNGSPROJEKT - PROGETTO ESECUTIVO

Rev.	Datum/data	Ausgabe, Änderung/edizione, aggiornamento	erstellt/elaborato	geprüft/esaminato	freigeg./approv.
2	05.07.2018	Bemerkungen Prüfer / Osservazioni verifikatore	AP/XS	Psenner	A. Psenner
1	23.01.2018	Anpassung Projekt / adeguamento progetto	AP/XS	Psenner	A. Psenner
0	22.01.2016	erste Ausgabe / prima edizione	AP/XS	Psenner	A. Psenner

Auftraggeber:

**AUTONOME PROVINZ BOZEN
Abteilung Tiefbau
Amt für Straßenbau Nord/Ost**

Committente:

**PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO
Ripartizione infrastrutture
Ufficio tecnico strade nord/est**

Dokumenttitel:

**GEOLOGISCH-
GEOTECHNISCHER BERICHT**

Titolo del documento:

**RELAZIONE
GEOLOGICO-GEOTECNICA**



CONSULTING
ENGINEERS



PLANUNGSGRUPPE

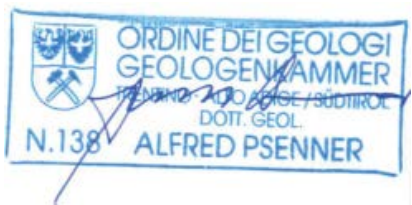
ILF - EUT

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

c/o EUT Engineering GmbH
Dantestraße 134, 39042 Brixen

Tel. +39 0472 272400
E-mail: info@eut.bz.it

c/o EUT Engineering srl
Via Dante 134, 39042 Bressanone



Dokument/documento:

BV-U-601

Einlage Nr./allegato n.:

5-1

INHALTSVERZEICHNIS

1	VORBEMERKUNG	10
1.1	Allgemeines	10
1.2	Gegenstand, Ziel und Zweck dieser Untersuchungen	10
2	GRUNDLAGEN	11
2.1	Gesetzliche Grundlagen	11
2.2	Unveröffentlichte Berichte, Gutachten und andere eingesehene Dokumente	11
2.3	Literatur	12
2.4	Weiterführende Unterlagen	12
3	KENNTNISSTAND	14
4	BAUGRUNDERKUNDUNGEN	15
4.1	Kartierung	15
4.2	Bohrungen und Feldversuche	15
4.3	Schürfe	17
4.4	Rammsondierungen	18
4.5	Laborversuche an ausgewähltem Probenmaterial	18
4.6	Geoelektrik	19
4.7	Grundwassermessungen	19
5	GEOLOGIE DES UNTERSUCHUNGSRAUMES	20
5.1	Regionalgeologischer Rahmen	20
5.2	Geomorphologie und Massenbewegungen	20
5.3	Naturgefahren	21
5.4	Hydrogeologie	22
5.4.1	Hydrographie	22
5.4.2	Oberflächengewässer	22
5.4.3	Grundwasserverhältnisse	23
5.4.4	Bestehende Wassernutzungen und Schutzzonen	24
6	GEOLOGISCHES MODELL	25
6.1	Allgemeines	25
6.2	Ergebnisse der Baugrunderkundung	25

6.3	Lockergesteine	26
6.3.1	Künstliche Aufschüttungen	26
6.3.2	Murschutt und Wildbachablagerungen (Murkegelablagerungen)	26
6.3.3	Seesedimente	27
6.3.4	Übergangsfazies Murschutt – Seesedimente	28
6.4	Altlasten	29
7	SEISMISCHE CHARAKTERISIERUNG	30
7.1	Allgemeines	30
7.2	Klassifizierung des Bauwerks und Wiederkehrzeit	30
7.3	Seismische Baugrundklassen	30
7.4	Stratigraphischer Korrekturfaktor	32
7.5	Topographischer Korrekturfaktor	33
7.6	Berechnung seismische Einwirkung	34
7.7	Risiko Bodenverflüssigung	35
8	ERGEBNISSE DER FELD- UND LABORVERSUCHE	36
8.1	Sandig steinige Kiese (Murschutt- Wildbachablagerungen)	36
8.1.1	SPT Versuche	36
8.2	Schluffige Sande (Übergangsbereich Murschutt- Seesedimente)	37
8.2.1	Körnungsband	37
8.2.2	Feldversuche	37
8.3	Schluffe (Seesedimente)	38
8.3.1	Körnungsband	38
8.4	Plastizitätsdiagramm	38
8.4.1	Weitere Laborergebnisse	39
8.4.2	SPT Versuche	39
8.4.3	Rammsondierungen	40
8.4.4	Pressiometerversuche	40
9	GEOTECHNISCHES MODELL	41
9.1	Allgemeines	41
9.2	Tabelle der charakteristischen Bodenkennwerte	41
9.3	Erläuterung zu den charakteristischen Kennwerten	42

9.4	Baugrubenböschungen	42
10	BAUGEOLOGIE	44
10.1	Abschnitt 1 Km 3,1+60 - Km 3,2+61 (Freie Strecke südl. Tunnel Raststation)	44
10.2	Abschnitt 2 Km 3,2+61 – Km 3,5+16 (Tunnel Raststation)	44
10.3	Abschnitt 3 Km 3,5+16 – Km 3,8+00 (Dammsch. nördl. Tunnel Raststation)	44
10.4	Abschnitt 4 Km 3,8+00 – Km 4,3+90 (Tunnel Vahrn)	45
10.5	Abschnitt 5 Km 4,3+90 – Km 4,6+79 (nördlicher Voreinschnitt Tunnel Vahrn)	46
11	GRÜNDUNGSTECHNIK UND WASSERHALTUNG	47
11.1	Freie Strecke südlich Tunnel Raststation (Km 3,1+60 – Km 3,2+61)	47
11.1.1	Bauwerk und Boden	47
11.1.2	Gründung	47
11.2	Tunnel Raststation (Km 3,2+61 – Km 3,5+16)	47
11.2.1	Bauwerk und Boden	47
11.2.2	Bauzustand	47
11.2.3	Wasserhaltung	47
11.2.4	Gründung	47
11.3	Freie Strecke nördlich Tunnel Raststation (Km 3,5+16 – Km 3,8+00)	48
11.3.1	Bauwerk und Boden	48
11.3.2	Gründung	48
11.4	Tunnel Vahrn - offene und abschnittsweise Deckelbauweise (Km 3,8+00 – Km 4,3+90)	48
11.4.1	Bauwerk und Boden	48
11.4.2	Bauzustand	49
11.4.3	Wasserhaltung	49
11.4.4	Gründung	50
11.5	Einschnitt mit Stützmauern (Km 4,3+90 – Km 4,6+79)	51
11.5.1	Boden und Bauwerk	51
11.5.2	Bauzustand	51
11.5.3	Wasserhaltung	51
11.5.4	Gründung	51
12	DAMMSCHÜTTUNGEN	52

12.1	Anforderung an das Schüttmaterial	52
12.2	Wiederverwertung von Seesedimenten	52
13	VERFORMUNGEN	53
13.1	Dämme	53
13.2	Baugrubenverbau	53
14	RISIKOBEURTEILUNG	54
14.1	Boden	54
14.2	Bauwerke	54
15	KONTROLLEN UND MESSUNGEN	55
16	SCHLUSSBEMERKUNGEN	56
17	FOTOANHANG	58
18	PREMESSA	66
18.1	Generalità	66
18.2	Progetto e scopo delle indagini	66
19	DOCUMENTAZIONE DI BASE	67
19.1	Quadro normativo	67
19.2	Studi, relazioni e documenti vari non pubblicati	67
19.3	Bibliografia	68
19.4	Ulteriore documentazione	68
20	STATO DI CONOSCENZA	70
21	INDAGINI GEOLOGICO-GEOTECNICHE	71
21.1	Rilevamento geologico	71
21.2	Sondaggi geognostici e prove in sito	71
21.3	Scavi d'ispezione	72
21.4	Penetrometrie dinamiche	73
21.5	Prove di laboratorio su campioni prelevati	73
21.6	Goelettrica	74
21.7	Misure del livello di falda	74
22	GEOLOGIA DELL'AREA D'INDAGINE	75
22.1	Quadro geologico regionale	75
22.2	Geomorfologia e movimenti in massa	75

22.3	Pericoli naturali	76
22.4	Idrogeologia	77
22.4.1	Idrografia	77
22.4.2	Acque superficiali	77
22.4.3	Acque sotterranee	78
22.4.4	Utilizzazioni idriche e zone di tutela	79
23	MODELLO GEOLOGICO	80
23.1	Generalità	80
23.2	Risultati delle indagini geologico-geotecniche	80
23.3	Terreni sciolti	81
23.3.1	Riporti artificiali	81
23.3.2	Detriti di debris flow e torrentizi (depositi di conoide di deiezione)	81
23.3.3	Sedimenti lacustri	82
23.3.4	Facies di passaggio detrito di debris flow – sedimenti lacustri	83
23.4	Ex-discardie	84
24	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	85
24.1	Generalità	85
24.2	Classe dell'edificio e periodo di riferimento	85
24.3	Categorie di sottosuolo	85
24.4	Amplificazione stratigrafica	87
24.5	Amplificazione topografica	88
24.6	Calcolo dell'azione sismica	89
24.7	Rischio liquefazione dei terreni	90
25	RISULTATI DELLE PROVE IN SITO E DI LABORATORIO	91
25.1	Ghiaie sabbiose ciottolose (detriti di debris flow e torrentizi)	91
25.1.1	Prove di laboratorio	91
25.1.2	Prove in sito	92
25.2	Sabbie limose (passaggio detriti di debris flow – sedimenti lacustri)	92
25.2.1	Prove di laboratorio	92
25.2.2	Prove in sito	93
25.3	Limi (sedimenti lacustri)	93

25.3.1	Curve granulometriche	93
25.3.2	Diagramma di plasticità	94
25.3.3	Altre prove di laboratorio	95
25.3.4	Prove SPT	95
25.3.5	Prove penetrometriche dinamiche	96
25.3.6	Prove pressiometriche	96
26	MODELLO GEOTECNICO	97
26.1	Generalità	97
26.2	Tabella dei parametri geotecnici	97
26.3	Commenti sui parametri geotecnici	98
26.4	Scarpate di scavo	98
27	GEOLOGIA TECNICO-COSTRUTTIVA	100
27.1	Tratto 1 Km 3,1+60 - Km 3,2+61 (tratto a sud della galleria Autogrill)	100
27.2	Tratto 2 Km 3,2+61 – Km 3,5+16 (galleria Autogrill)	100
27.3	Tratto 3 Km 3,5+16 – Km 3,8+00 (rilevato a nord della galleria Autogrill)	100
27.4	Tratto 4 Km 3,8+00 – Km 4,3+90 (galleria Varna)	101
27.5	Tratto 5 Km 4,3+90 – Km 4,6+79 (preintaglio nord della galleria Varna)	102
28	FONDAZIONI E AGOTTAMENTO	103
28.1	Tratto all’aperto a sud della galleria Autogrill (Km 3,1+60 – Km 3,2+61)	103
28.1.1	Terreno ed opera	103
28.1.2	Fondazioni	103
28.2	Galleria Autogrill (Km 3,2+61 – Km 3,5+16)	103
28.2.1	Terreno ed opera	103
28.2.2	Stato in corso d’opera	103
28.2.3	Agottamento	103
28.2.4	Fondazioni	103
28.3	Tratto all’aperto a nord della galleria Autogrill (Km 3,5+16 – Km 3,7+75)	104
28.3.1	Terreno ed opera	104
28.3.2	Fondazioni	104
28.4	Galleria Varna –artificiale ed a tratti sistema con tecnica „cut and cover” (Km 3,8+00 – Km 4,3+90)	104

28.4.1	Terreno ed opera	104
28.4.2	Stato in corso d'opera	105
28.4.3	Agottamento	105
28.4.4	Fondazioni	106
28.5	Intaglio con muri di sostegno (Km 4,3+90 – Km 4,6+79)	107
28.5.1	Terreno ed opera	107
28.5.2	Stato in corso d'opera	107
28.5.3	Agottamento	107
28.5.4	Fondazioni	107
29	RILEVATI	108
29.1	Requisiti relativi al materiale da riportare	108
29.2	Riutilizzo dei sedimenti lacustri	108
30	DEFORMAZIONI	109
30.1	Rilevati	109
30.2	Consolidamenti dello scavo	109
31	VALUTAZIONE DEL RISCHIO	110
31.1	Terreno	110
31.2	Opere	110
32	CONTROLLI E RILIEVI	111
33	CONSIDERAZIONI FINALI	112
34	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	114

ANHANG / ALLEGATI

BV-U-601_a Übersichtskarte M 1:25.000

BV-U-601_b Auszug aus der
„Carta geologica d'Italia“ M 1:50.000

Tabelle der GW-Pegelmessungen und graphische Darstellung der Grundwasserstände

Feldaufnahmeblätter Erkundungsschürfe

Schichtprofile Erkundungsbohrungen

Protokolle Feldversuche

Profile Rammsondierungen

Protokolle Laborversuche

Ergebnisse geoelektrische Untersuchungen

BV-U-601_a Corografia M 1:25.000

BV-U-601_b Estratto dalla
„Carta geologica d'Italia“ Sc. 1:50.000

Tabella delle misure della falda e rappresentazione grafica dei livelli di falda

Protocolli di rilievo degli scavi d'ispezione

Stratigrafie dei sondaggi geognostici

Protocolli delle prove in sito

Profili delle penetrometrie dinamiche

Protocolli delle prove di laboratorio

Risultati delle indagini geoelettriche

BEIGELEGTE PLÄNE / DISEGNI ALLEGATI

				Geologie / Geotechnik	Geologia / Geotecnica	
5-1	BV-U-601	0	22.01.2016	Geologisch-geotechnischer Bericht	Relazione geologico-geotecnica	----
5-2	BV-U-602	0	22.01.2016	Geologisch-geomorphologische Karte	Carta geologico-geomorfologica	1:5000
5-3	BV-U-603	0	22.01.2016	Geologischer Lageplan	Planimetria geologica	1:2000
5-4	BV-U-604	0	22.01.2016	Geologischer Längenschnitt Umfahrung Vahrn	Sezione geologica longitudinale circonvallazione Varna	1:1000
5-5	BV-U-606	0	22.01.2016	Geologisches Querprofil 10	Profilo geologico trasversale 10	1:500
5-6	BV-U-607	0	22.01.2016	Geologische Querprofile 14 u. 23	Profili geologici trasversali 14 e 23	1:500
5-7	BV-U-608	0	22.01.2016	Geologische Querprofile 34 u. 38	Profili geologici trasversali 34 e 38	1:200
5-8	BV-U-609	0	22.01.2016	Geologische Querprofile 41 u. 43	Profili geologici trasversali 41 e 43	1:200
5-9	BV-U-610	0	22.01.2016	Geologische Querprofile 46 u. 50	Profili geologici trasversali 46 e 50	1:500

Die Ergebnisberichte der Feld- und Laborerkundungen (Ergebnisberichte Bohrungen, Rammsondierungen und Bohrlochversuche; Ergebnisbericht geoelektrische Untersuchungen; Laborberichte) sind beim Auftraggeber (Amt für Straßenbau Nord-Ost sowie beim Amt für Geologie) hinterlegt worden.

Le relazioni circa i risultati delle indagini di terreno e di laboratorio (sondaggi, penetrometrie e prove in foro, indagini geoelettriche e prove di laboratorio) sono state depositate presso il committente (Ufficio Strade nord-ovest nonché presso l'Ufficio Geologia).

1 VORBEMERKUNG

1.1 Allgemeines

In der Gemeinde Vahrn soll eine Umfahrungsstraße längs der bestehenden Brennerautobahn A 22 als Variante zur bestehenden Staatsstraße SS 12 errichtet. Die Planungsgemeinschaft ILF-EUT wurde mit der Ausführungsplanung der gesamten Umfahrungsstraße beauftragt. Die geologische und geotechnische Bearbeitung ist Teil dieses Planungsauftrages und wird unter Federführung vom Ingenieurbüro EUT GmbH ausgeführt.

Die geplante Straße bildet die Nord-Fortsetzung der bereits ausgeführten Westumfahrung von Brixen. Die ursprüngliche „Umfahrung Vahrn“ wurde in 2 Baulose aufgeteilt und soll entsprechend in zwei Teilprojekten ausgeführt werden, zum einem mit dem bereits fertig gestellten „Anschluss Brixen Nord“, zum anderen mit dessen nördlicher Fortsetzung, der gegenständlichen „Umfahrung Vahrn“. Im vorliegenden Bericht werden die allgemeinen geomorphologischen, geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse für das gesamte Projektgebiet („Anschluss Brixen Nord“ und „Umfahrung Vahrn“) beschrieben sowie die geotechnischen Aspekte für das gegenständliche Baulos untersucht.

Das gegenständliche Dokument enthält:

- das geologische Gutachten mit seismischer Charakterisierung des Untergrundes
- den geotechnischen Bericht (die geotechnischen Nachweise und Berechnungen gem. NTC finden sich in den Projektunterlagen zur Statik - Projektmappen 6 und 7)

im Sinne des MD 14.12.2008 „Nuove norme tecniche per le costruzioni“, (NTC 2008) auf Grundlage der zur Verfügung gestellten Projektunterlagen und der durchgeführten geologischen und geotechnischen Erhebungen.

1.2 Gegenstand, Ziel und Zweck dieser Untersuchungen

Die Länge des geplanten Straßenabschnittes beträgt ca. 1,5 km. Im Ortsbereich von Vahrn ist ein rd. 590 m langer Tunnel vorgesehen, welcher den Ortsteil „Unterdorf“, den Schaldererbach sowie die Landesstraße Nr. 70 nach Schalders unterquert. Im Norden schließt die Straße an die bestehende SS 12 an. Südlich des Tunnel verläuft die Straße in einem kurzen Einschnitt und anschließend in Dammlage. Diese wird von einem weiteren Tunnel von rd. 255 m Länge bei der Raststätte „Plose“ unterbrochen. Knapp südlich besagter Raststätte „Plose“ erfolgt die Anbindung an das bereits fertiggestellte Teilprojekt „Anschluss Brixen Nord“.

Im Rahmen der bisherigen Planungen erfolgte eine detaillierte Baugrunduntersuchung, aufgeteilt in drei Phasen. Längs der Trasse wurden mehrere Erkundungsbohrungen, Erkundungsschürfe sowie geoelektrische Messungen ausgeführt.

Zusammen mit einer geologischen Feldkartierung und der Einarbeitung von Informationen aus verschiedenen Aufschlüssen der Umgebung (natürliche Geländeanschnitte, Baugruben, Grundwassermessstellen usw.) wurden die gewonnenen Erkenntnisse geologisch ausgewertet. Die Ergebnisse sind in diesem Bericht zusammengestellt und in den Planbeilagen erläutert und dokumentiert.

2 GRUNDLAGEN

2.1 Gesetzliche Grundlagen

- DPR 6 giugno 2001, n. 380, Testo unico delle disposizioni legislativi e regolamentari in materia edilizia (Einheitstext der gesetzlichen und ordnungsrechtlichen Bestimmungen im Bauwesen);
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE: Decreto 14 gennaio 2008, (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - S. O. n. 30) "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- DM 11.03.1988, "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" con Circolare LL.PP. 24/9/1988 n. 30483;

2.2 Unveröffentlichte Berichte, Gutachten und andere eingesehene Dokumente

- Amt für Gewässernutzung (03/2004):
 - Auszug aus der Datenbank der Wassernutzungen mit Karte der Entnahmestellen und Datenblättern der konzessionierten Nutzungen im Projektgebiet;
 - Stratigraphie des Tiefbrunnens von Vahrn – Sportfischereiverein Brixen;
- Monographie der Grundwassermessstellen, errichtet im Rahmen der Gewässerstudie Brixen und Umgebung, SGV 2002, i. A. Amt f. Gewässernutzung, zur Verfügung gestellt und übermittelt von diesem Amt;
- Geologische Untersuchungen für die Umfahrung Brixen, Geoconsulting / Dr. I. Starni, (Auszüge) - i. A. der Auton. Provinz Bozen, April 2003.
- Fotoaufnahmen der ausführenden Fa. vom 8/11/2002 beim Bau der Feuerwehrrhalle in Vahrn;
- Abt. 30 Wasserschutzbauten: Datenblatt Schaldererbach;
- Amt f. Geologie und Baustoffprüfung, 1992: Prüfergebnisse Sondierbohrungen Fischereiverein Vahrn;

- Amt für Abfallwirtschaft: Auszug Altlastenkarte im Bereich Vahrn, erh. 29/7/2003;
- Autostrada del Brennero Spa: Sondaggi e classificazione del terreno, lotto n. 7 Cave-Chiusa;

2.3 Literatur

- [1] Autonome Provinz Bozen, Hydrographisches Amt 1994, Niederschläge 1921 – 1990, 70 Jahre Beobachtungen in Südtirol, historische Daten online verfügbar, Stand Jänner 2016;
- [2] Autonome Provinz Bozen, Hydrographisches Amt 1997, Höchstniederschläge 1921 – 2012;
- [3] Technische Grundkarte der Autonomen Provinz Bozen, M 1:5000, Blatt Nr. 1408 1;
- [4] Klebelsberg, R. v., 1926: Über die Verbreitung interglazialer Schotter in Südtirol, Zeitschrift f. Gletscherkunde XIV;
- [5] Castiglioni G. B. 1964: Osservazioni morfologiche nella conca di Bressanone, CNR Centro di studio per la geografia fisica, Padova;
- [6] Fliri, F., 1973: Der zentralalpine Bänderton von Schabs (Südtirol), Zeitschrift für Gletscherkunde und Glazialgeologie Bd. IX, Heft 1-2;
- [7] Fliri, F., 1978: Die Stellung des Bändertonvorkommens von Schabs (Südtirol) in der alpinen Würm-Chronologie, Zeitschrift f. Gletscherkunde und Glazialgeologie, Bd. 14, Heft 1;
- [8] Carta geologica d'Italia, M 1:100.000, F. n. 1 e 4 - Passo del Brennero e Bressanone con Note illustrative, Firenze 1969;
- [9] Castiglioni G. B., 1997: The Quarternary of the Bressanone Basin, revisited, Geol. Insubr. 2/2;

2.4 Weiterführende Unterlagen

- Ausführungsprojekt „Umfahrung Vahrn“ erstellt: Planungsgruppe Umfahrung Vahrn ILF-EUT, Stand Jänner 2018, i. A. der Auton. Provinz Bozen;
- Geologisch-Geotechnischer Bericht zum Ausführungsprojekt 2011 „Umfahrung Vahrn - Bauarbeiten ohne Anschluss Brixen Nord“, Planungsgruppe Umfahrung Vahrn ILF-EUT, Dr. A. Psenner, 27.05.2011;
- Plangrundlagen (Vermessung, Mappenauszug, Lageplan, Längsschnitt und Querprofile), Verf.: Planungsgruppe Umfahrung Vahrn ILF-EUT, Stand Februar 2006;

- Ergebnisse und Aufzeichnungen von den Erkundungsbohrungen (div. mündliche Mitteilungen und schriftliche Dokumente, Arbeiten i. A. der Auton. Provinz Bozen;
- Eigene Aufzeichnungen und Messungen von den Erkundungsbohrungen und Schürfen (Bohrkernaufnahmen, Schurfgrubenaufnahmen, Grundwassermessungen), EUT 2003/2004 und 2006, Grundwasserstandsmessungen 2004-2008;
- Erkundungsbericht über Geoelektrik-Messungen zur Erkundung des Untergrundes, Fa. Terratec im März 2004;
- Ergebnisse und Auswertungen von den geotechnischen Laboruntersuchungen, GTH Juni 2004, i. A. der Planungsgruppe Umfahrung Vahrn ILF-EUT;
- Geotechnischer Bericht zum Einreichprojekt 2004 „Umfahrung Vahrn“ erstellt: GTH Geotechnik Hammer, Juni 2004, i. A. der Planungsgruppe Umfahrung Vahrn ILF-EUT;
- Ergänzende Geländeerhebungen anlässlich der Umplanungen für den neu trassierten „Anschluss Brixen Nord“, EUT im März / April 2006;
- Ergebnisse und Auswertungen von den geotechnischen Laboruntersuchungen Georicerche s.a.s. Juli 2006, i. A. der Planungsgruppe Umfahrung Vahrn ILF-EUT;
- Bauerfahrungen im Rahmen der Ausführung des Teilloses „Anschluss Brixen Nord“, 2009-2010, ILF-EUT;
- Grundwasserstandsmessungen im Rahmen der Wasserwirtschaftlichen Beweissicherung, EUT GmbH, 2009-2015;
- Abänderung des Bauleitplanes der Gemeinde Vahrn – KG Vahrn I, Richtigstellung Trassenverlauf Umfahrung Vahrn: Prüfung der hydrogeologischen und hydraulischen Gefahr und der Kompatibilität, EUT GmbH, Oktober 2015.

3 KENNTNISSTAND

Der Kenntnisstand für den gegenständlichen Bericht beruht auf den oben angeführten Unterlagen sowie auf der geologischen Auswertung der durchgeführten Feld- und Laborerkundungen.

Das erhaltene Bild vom Untergrund (Baugrundmodell) ergibt eine Unterteilung in vier verschiedene lithologische Einheiten (Formationen), wobei die Grenze zwischen den einzelnen Formationen anhand der direkten Erkundungen (Bohrungen und Schürfe) zunächst punktuell definiert wurde.

Mit Hilfe der geoelektrischen Sondierungen, welche anhand der unterschiedlichen elektrischen Widerstände im Untergrund eine Unterscheidung zwischen Murschutt bzw. Aufschüttungen und Seesedimenten ermöglichen, wurde versucht, in den Bereichen zwischen den direkten Aufschlüssen eine Abgrenzung der lithologischen Einheiten vorzunehmen. Die Qualität der Ergebnisse dieser Erkundungen wurde bereichsweise durch technische Störungen (unterirdische Leitungen etc.) beeinträchtigt.

Die Bewertung der hydrogeologischen Verhältnisse gründet auf den langjährigen Beobachtungszeitraum seit Errichtung der Grundwassermessstellen (teils seit Dez. 2003, teils seit März 2004). Nachdem keine Referenzdaten aus Zeiten mit Grundwasserhochständen (z.B. aus den Jahren 2000 und 2002) vorliegen, ist nur eine vorsichtige Schätzung über die zu erwartenden Grundwasserstände möglich. Diese basiert auf den Wasserstandbeobachtungen in den Pegeln für die Gewässerstudie Brixen und Umgebung (PZ 3 campi da tennis).

4 BAUGRUNDERKUNDUNGEN

4.1 Kartierung

Zwischen Herbst 2003 und Frühjahr 2004 erfolgte eine geologische Kartierung auf Grundlage des Projektlageplanes M 1:1000 sowie der TGK des Landes im Maßstab 1:5000. Bei der Kartierung konnten auch verschiedene Bodenaufschlüsse an Baugruben, Geländeanschnitten usw. eingesehen werden. Die Erkenntnisse wurden in die beiliegenden geologischen Karten und Schnitte eingearbeitet.

Anlässlich der Umplanungen für den neu trassierten „Anschluss Brixen Nord“ wurden im Frühjahr 2006 ergänzende Kartierungen durchgeführt.

4.2 Bohrungen und Feldversuche

Alle Bohrungen wurden als Rotationskernbohrungen ausgeführt. Mit zwei Ausnahmen wurden sämtliche Bohrungen zu Grundwassermessstellen ausgebaut. In der ersten Phase (Dezember 2003) wurden folgende 6 Rotationskernbohrungen durchgeführt:

Bohrung	Ausführung Beginn - Ende		Tiefe (m u. GOK)	Bohr- durchmes- ser (mm)	Durch- messer Pegelrohr	Filterab- schnitte	Anzahl SPT- Versuche
BV 03/1	10/12/03	17/12/03	30	131	101	15.00-30.00	9
BV 03/2	19/12/03	30/12/03	25	131	101	4.00-22.00	7
BV 03/3	15/12/03	18/12/03	30	131	101	3.00-24.00	8
BV 03/4	18/12/04	23/12/03	25	131	101	1.00-19.00	5
BV 03/5	28/11/03	5/12/03	25	131	101	4.00-22.00	5
BV 03/6	9/12/03	12/12/03	25	131	101	3.00-19.00	7

In der 2. Phase (März-April und Oktober 2004) folgten weitere 11 Kernbohrungen sowie 4 (nicht dokumentierte) Vorbohrungen für die Rammsondierungen (s. Tabelle unten).

Bohrung	Ausführung Beginn – Ende		Tiefe (m u. GOK)	Bohr- durchmes- ser (mm)	Durchmes- ser Pegel- rohr	Filterab- schnitte	Anzahl SPT- Versuche
BV 04/1	11/03/04	16/03/04	20	101	51	2.00-20.00	6
BV 04/2	16/03/04	18/03/04	15	101	-	-	4
BV 04/3	01/03/04	02/03/04	15	101	51	2.00-15.00	6
BV 04/4	03/03/04	10/03/04	20	127	51	2.00-8.00	8
BV 04/5	09/02/04	10/02/04	20	101	51	8.00-20.00	3
BV 04/6	24/02/04	26/02/04	25	127	51	2.00-15.00	7
BV 04/7	24/02/04	25/02/04	20	101	51	2.00-20.00	3
BV 04/8	25/02/04	01/03/04	25	101	51	2.00-25.00	3
BV 04/9	11/02/04	20/02/04	35	101	51	5.00-35.00	3
BV 04/10	01/10/04	06/10/04	25	101	-	-	7
BV 04/11	12/10/04	14/10/04	25	101	51	2.50-25.00	8

In der 3. Phase sind schließlich zwei weitere Kernbohrungen im Bereich des Anschlusses Brixen Nord abgeteuft worden (Frühjahr 2006). Beide Bohrlöcher wurden zu Grundwassermessstellen ausgebaut, um die Kenntnisse über die Grundwasserverhältnisse zu ergänzen bzw. eine Überwachung des Grundwassers während der Bauarbeiten zu ermöglichen (s. Tabelle unten).

Bohrung	Ausführung Beginn – Ende		Tiefe (m u. GOK)	Bohr- durchmes- ser (mm)	Durch- messer Pegelrohr	Filterab- schnitte	Anzahl SPT- Versuche
B 06/1	21/06/06	23/06/06	15	101	51	9.00-15.00	3
B 06/2	15/06/06	20/06/06	20	101	51	6.00-20.00	7

Die Lage der Bohrpunkte ist im geologischen Lageplan eingetragen, die Schichtprofile und die Fotoaufnahmen der Bohrkerns sind im Anhang beigefügt. Die Ergebnisse der Bohrungen und Feldversuche sind nachfolgend in diesem Bericht, sowie in den geologischen Längsschnitten und in den Querprofilen eingearbeitet.

SPT-Versuche

Im Zuge des Bohrfortschrittes wurden SPT-Rammsondierungen gem. AGI-Richtlinie durchgeführt (geschlossene Spitze, N_{SPT} .. Anzahl der Schläge zwischen 15 und 45 cm Eindringtiefe).

Pressiometerversuche

In den Bohrungen längs des geplanten Tunnel Vahrn wurden insgesamt 5 Pressiometerversuche zur Ermittlung des Verformungsverhaltens des Lockermaterial-Untergrundes - jeweils im Tiefenbereich des geplanten Tunnel - durchgeführt.

Durchlässigkeitsversuche

Im Zuge des Bohrfortschrittes wurden die Durchlässigkeiten der Böden mit Schluckversuchen und mit Pump-/ Wiederauffüllversuchen abgeschätzt.

4.3 Schürfe

Längs der geplanten Trasse wurden insgesamt 12 Erkundungsschürfe mit einem Greifbagger ausgeführt. Die ersten 3 dienten der Erkundung der Gründungssituation im Bereich jener Stützmauern der Autobahn, für welche keine Pläne vorlagen; sie wurden im Dez. 2003 ausgeführt. Weitere 5 Schürfe am Hang südlich des Tunnel-Südportales dienten der Erkundung des Autobahndammes und dessen Aufstandbereiche.

Für den Anschluss Brixen Nord sind im Frühjahr 2006 insgesamt 4 Schürfe ausgeführt worden. Sie dienen sowohl der Erkundung des Baugrundes einschließlich Voreinschnitt des geplanten Tunnel in offener Bauweise, als auch der Charakterisierung jener Bodenbereiche, in denen größeren Anschüttungen geplant sind.

Die Lage der Schürfe ist im geologischen Lageplan dargestellt, die geologischen Erkenntnisse sind in die Schnitte eingearbeitet worden. Die Schichtprofile und Fotoaufnahmen liegen zusammen mit den Labor- und Felderkundungsberichten beim Auftraggeber sowie beim Planer auf.

4.4 Rammsondierungen

Zur Erkundung des Rammwiderstandes sowie zur Überprüfung der Ergebnisse der SPT-Versuche im Bohrloch wurden längs der Trasse 4 Rammsondierungen mit der superschweren Rammsonde (DPSH) jeweils am Top der Seesedimente ausgeführt. Dazu wurde die Überdeckung aus grobkörnigem Material durchbohrt und verbohrt, sodass die Rammsondierungen innerhalb der Seesedimente erfolgen konnten. Die Rammungen wurden bis zum Überschreiten einer Schlagzahl von 75 pro 29 cm Eindringtiefe ausgeführt.

Folgende Sondierungen wurden ausgeführt:

Bezeichnung	Datum Ausführung	Tiefe Vorbohrung	Endtiefe Rammsondierung
RV04/1	18/03/04	5.00	6.00
RV04/2	18/03/04	5.00	6.20
RV04/3	18/03/04	7.20	8.80
RV04/4	18/03/04	10.20	11.60

Lage und Dokumentation der Rammsondierungen sind im Anhang ersichtlich.

4.5 Laborversuche an ausgewähltem Probenmaterial

Aus den entnommenen Bohrkernen wurden gestörte Bodenproben entnommen und verschiedene Laborversuche ausgeführt. Zudem wurde eine ungestörte Zylinderprobe (Typ Osterberg) entnommen.

Für die anhand der ersten Bohrerergebnisse unterschiedenen Bodenarten (Seesedimente, Übergangsfazies, Murschutt sowie Aufschüttung) wurden u. a. zur Bestätigung der getroffenen Unterscheidung möglichst repräsentative Bodenproben für die Laboranalysen ausgewählt.

4.6 Geoelektrik

Die geoelektrischen Messungen wurden vom 23. bis 27. März 2004 entlang von 5 in der Lage vorgegebenen Profilen gemessen. Weiter wurden zur Klärung der Fragestellung in Bereichen mit technischen Störungen im Untergrund einzelne geoelektrische Tiefenson-
dierungen entlang der Profile durchgeführt.

Die Profile haben folgende Längen:

Profil Nr	Länge [m]
1	348
2	254
3	236
4	510
5	126
gesamt	1474

Die Lage der Profile ist im Geologischen Lageplan ersichtlich, die abgeleiteten Ergebnisse sind in den geologischen Längsschnitt sowie in die Querprofile eingearbeitet worden.

4.7 Grundwassermessungen

Im Bearbeitungszeitraum wurden an den zu Grundwassermesspegeln ausgebauten Boh-
rungen etwa 3-monatlich die Grundwasserstände gemessen.

Daneben wurden auch die verfügbaren GW-Messungen aus anderen Messstellen berück-
sichtigt. Die vorliegenden Erkenntnisse wurden in die geologischen Schnitte eingetragen.
Die Messergebnisse sind in tabellarischer und graphischer Form im Anhang beigefügt.

5 GEOLOGIE DES UNTERSUCHUNGSRAUMES

5.1 Regionalgeologischer Rahmen

Die Ortschaft Vahrn liegt am Westrand des mittleren Eisacktales, nördlich der Stadt Brixen, an der Einmündung des Schalderertales und des Spiluckertales, auf etwa 650 m Mh.

Das Untersuchungsgebiet umfasst den Talbereich längs der geplanten Trasse der Umfahrungsstraße, welche parallel zur Brenner Autobahn verläuft.

Im Projektgebiet treten an der Oberfläche ausschließlich Lockergesteinsablagerungen auf. Diese setzen sich aus einer komplexen Abfolge von glazialen, fluviatilen und lakustrinen Bildungen zusammen.

Die Lage der Festgesteinssohle im Tal ist nicht bekannt. Es wird angenommen, dass diese unterhalb 400 m Mh. anzutreffen ist. Festgesteinsaufschlüsse an der Oberfläche treten erst ab den mittleren Hanglagen am Pfeffersberg oberhalb von Brixen und Vahrn bzw. an den Talflanken der Seitentäler auf. Es handelt sich dabei um Brixner Quarzphyllit, einer altpaläozoischen Gesteinsformation, welche zum Südalpin zählt und an der Basis der permotriassischen Abfolge der Dolomiten steht. Nach Norden wird diese Einheit durch die Periadriatische Störung begrenzt, an welche auch die Vorkommen des Brixner Granits gebunden sind.

5.2 Geomorphologie und Massenbewegungen

Die dominierenden morphologischen Elemente im Untersuchungsgebiet sind der Schwemm-/ Murkegel von Vahrn, der markante Geländerücken von Gols im Osten, zwischen Vahrn und Neustift sowie die mäßig steilen westlichen Talflanken des Eisacktales.

Der Vahrner Schwemmkegel erstreckt sich von der Einmündung des Schalderer- und Spiluckertales ins Eisacktal bis an die südliche Gemeindegrenze von Vahrn und weist im oberen Bereich eine Neigung von rd. 10°, im unteren Abschnitt von 2-3° auf.

Der langgestreckte, bis auf rd. 675 m Mh. reichende Geländerücken von Platten / Gols teilt das Eisacktal in diesem Abschnitt in eine höher gelegene, mäßig steil nach Süd bis Südwest einfallende westliche Hälfte (mit Vahrn und umliegenden Streusiedlungen) und in eine mehrere Zehnermeter tiefer gelegene, vergleichsweise flache östliche Hälfte (ebener Talboden, Bereich Kloster Neustift, Riggerhöfe).

Ein weiteres wichtiges geomorphologisches Element ist der etwa Nord-Süd verlaufende, künstlich errichtete Autobahndamm, an welchen unmittelbar westlich der Eisenbahndamm anschließt. Diese Dämme stehen im nördlichen Projektabschnitt nach beiden Seiten frei und erreichen im Mittel eine Höhe von ca. 5 m über dem Urgelände. Der Schalderer Bach wird von Autobahn und Bahnlinie mit einer Brücke überquert.

Südlich von Vahrn ist der Autobahndamm an den natürlichen Hangfuß – bzw. an den untersten Hangbereich angeschüttet worden. Abschnittsweise (im mittleren Teil bei der Raststätte „Plose“) erreicht die Aufschüttung eine Höhe von bis 15 m über Talboden (Ostfuß). Im Westen ist die Dammhöhe wesentlich geringer bzw. wird der natürliche Hang mit einer Steilböschung angeschnitten. Beim „Blaseggerhof“ verläuft die Autobahn auf einer kurzen Strecke im Einschnitt.

Die geplante Trasse der Umfahrungsstraße verläuft östlich, parallel zum Autobahndamm und schneidet streckenweise in diesen ein bzw. verläuft unterirdisch (vgl. Projekt-Lagepläne).

Große Teile des Projektgebietes sind durch anthropogene Eingriffe nachhaltig verändert worden. Neben den Gebieten längs der Autobahn und der Eisenbahn sind erhebliche Einschnitte und Aufschüttungen im Ortsbereich von Vahrn erfolgt. Für die Errichtung von Gebäuden sind Erdbewegungen durchgeführt worden, ebenso bei der Verbauung des Schaldererbaches. Die Kaserne und der Militärsportplatz im Süden von Vahrn sowie die Gemeinde-Sportplätze weiter südlich davon (Fußball- und Tennisplätze) schneiden jeweils an der Bergseite bis 2-3 m in den natürlichen Boden ein, talseitig sind bis ca. 2 m hohe Anschüttungen errichtet worden. Während des Autobahnbaus lagen im Bereich des heutigen Sportplatzes große Kiesgruben, welche anschließend wieder verfüllt wurden.

Die natürliche Neigung des Kegels von Vahrn beträgt im Ortsbereich rd. 10° und verflacht gegen Süden bis auf wenige Grad. Die Neigung der Autobahnböschung beträgt etwa 35° bei den Geländeanschnitten und 26 bis 35° bei den Aufschüttungen.

Längs des östlichen Dammfußes der Autobahn bestehen Gräben, welche das Oberflächenwasser der angrenzenden Flächen ableiten. Der Autobahndamm ist an mehreren Stellen durch kastenförmige Unterführungen durchbrochen, welche u. a. zur Ableitung von Oberflächenwasser aus den bergseitigen Flächen dienen.

Im Projektgebiet sind keine erwähnenswerten Massenbewegungen (Rutschungen, Stein-schlag o. ä.) festgestellt worden. Der Autobahndamm zeigt keine erkennbaren Verformungen, auch von der Autobahnverwaltung wurden keine entsprechenden Hinweise mitgeteilt.

5.3 Naturgefahren

Für die Gemeinde Vahrn liegt kein gültiger Gefahrenzonenplan vor (derzeit in Ausarbeitung). Für das Projektgebiet wurde eine Prüfung der hydrogeologischen und hydraulischen Gefahr durchgeführt und die Kompatibilität der Maßnahmen mit den vorliegenden Naturgefahren geprüft und bestätigt (vgl. „Abänderung des Bauleitplanes der Gemeinde Vahrn – KG Vahrn I, Richtigstellung Trassenverlauf Umfahrung Vahrn: Prüfung der hydrogeologischen und hydraulischen Gefahr und der Kompatibilität“, EUT GmbH, Oktober 2015).

5.4 Hydrogeologie

5.4.1 Hydrographie

Im Gebiet des Brixner Talkessels beträgt die durchschnittliche Jahresniederschlagsmenge rd. 670 mm, die niederschlagsreichsten Monate sind der Juli und der August mit durchschnittlich je rd. 100 mm (langjährige Aufzeichnungen, siehe [1]). Am wenigsten Niederschlag fällt in den Monaten Jänner - Februar mit durchschnittlich 18-19 mm. Als Tageshöchstwert wurden rd. 105 mm gemessen (24/08/1987 - Aufzeichnungen an der Messstation Brixen, s. nachstehende Tabelle).

Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo di : Stärkste Niederschläge, registriert an den Regenschreiber von :

6960

Bressanone - Brixen

560 m s.m./ü.M.

X_UTM 703889

Y_UTM 5177222

INTERVALLO IN MINUTI ZEITABSTAND IN MINUTEN						INTERVALLO IN ORE ZEITABSTAND IN STUNDEN									
15		30		45		1		3		6		12		24	
mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum
20,6	02.07.1995	35,0	22.07.1928	44,0	02.07.1995	52,8	02.07.1995	68,6	25.05.1947	70,8	25.05.1947	72,8	24.08.1987	104,6	24.08.1987
20,0	11.08.1974	34,8	02.07.1995	33,6	11.08.1974	50,0	25.05.1947	66,8	02.07.1995	67,0	02.07.1995	71,2	25.05.1947	74,0	09.07.2007
18,0	30.08.1994	30,0	11.08.1974	32,6	12.08.1988	45,0	22.07.1928	50,0	27.07.1942	57,2	19.06.2009	67,0	02.07.1995	72,6	18.07.1981
17,2	13.07.1977	26,4	25.05.1947	27,2	17.07.1994	36,4	12.08.1988	49,2	26.08.2005	54,8	09.07.2007	66,2	19.06.2009	72,2	26.07.1965
16,2	28.07.1971	25,4	12.08.1988	27,0	24.06.1979	33,6	11.08.1974	47,4	22.07.1928	51,4	27.07.1942	64,4	31.07.1998	71,2	25.05.1947
15,8	25.08.1993	22,6	17.07.1994	23,2	30.08.1980	31,4	24.06.1979	45,0	09.08.2009	50,0	26.08.2005	57,8	24.08.1996	70,6	02.07.1995
15,8	31.07.1998	21,8	30.08.1980	23,2	22.07.2003	29,0	17.07.1994	42,2	09.07.2007	49,4	22.07.1928	57,6	09.07.2007	66,4	19.06.2009
15,8	22.07.2003	21,6	22.07.2003	22,4	13.07.1977	26,0	27.07.1942	37,4	07.08.1962	49,2	24.08.1996	51,4	27.07.1942	65,0	31.07.1998
15,6	03.06.1992	21,0	13.07.1977	21,8	03.09.1998	26,0	30.08.1980	36,8	11.08.1974	48,4	31.07.1998	50,6	19.05.2006	62,0	08.10.1964
15,0	30.08.1980	20,2	25.08.1993	21,2	15.07.1987	26,0	24.08.2010	36,8	31.07.1998	46,2	24.08.1987	50,2	22.07.1928	60,5	07.07.1942
14,2	25.08.1987	20,0	24.06.1979	21,2	24.08.2010	25,6	21.06.1936	36,4	12.08.1988	44,4	15.08.1961	50,0	26.08.2005	59,0	24.08.1996
13,8	24.06.1979	19,6	19.06.2009	21,0	03.08.1958	25,0	03.09.1998	34,2	21.06.1936	42,8	07.08.1962	48,8	24.08.1979	58,4	26.08.2005
13,6	19.06.2009	18,4	27.07.2006	20,6	27.07.2006	24,0	01.07.2000	34,2	31.07.1966	41,8	30.08.1980	48,0	24.06.1978	57,3	03.11.1966
13,0	12.08.1988	18,0	28.07.1971	20,4	25.08.1993	23,4	22.07.2003	33,8	24.06.1979	41,2	10.08.1974	47,2	15.08.1961	55,2	26.06.1997
12,8	22.08.1973	17,0	13.07.1950	20,4	28.07.1971	23,0	26.08.2005	33,8	17.07.1994	39,6	31.07.1966	45,0	07.07.1946	54,6	17.10.1980

Tab. 5.1: Starkniederschläge in Brixen, Quelle: Hydrographisches Amt.

5.4.2 Oberflächengewässer

Die Gebietsentwässerung erfolgt über die als Wildbäche einzustufenden Wasserläufe Spiluckerbach (öffentl. Gew. Kod. B.400.5, nördlicher Teil von Vahrn) und Schaldererbach (öffentl. Gew. Kod. B.400, Ortsgebiet Vahrn und südlich anschließende Flächen). Am orographisch rechten Talhang (Pfeffersberg) sind mehrere kleine Wasserläufe ausgebildet, die periodisch Wasserführend sind und an der unteren Talflanke bzw. am Hangfuß (im Bereich der Bahnlinie) versickern oder in künstliche Abzugsgräben münden.

Die Eisenbahn bzw. die Autobahn werden von mehreren Durchlässen zur Ableitung der Abzugsgräben unterquert. Diese entwässern den bergseitigen Rückraum des Dammes und führen das anfallende Wasser zu den Vorflutern (im nördlichen Projektgebiet zum Schaldererbach, im südlichen Bereich zum Eisack).

Der Schaldererbach quert als einziger größerer Wasserlauf die geplante Straßentrasse, wobei die Straße den Bach unterirdisch queren soll.

Vom zuständigen Amt für Wildbachverbauung wurde im Rahmen des Berichtes Stand 2004 für den Schaldererbach (Einzugsgebiet rd. 41 km²) eine maximale Hochwasserführung von 60,37 m³/s angegeben, die mittlere Wasserführung beträgt 0,85 m³/s, die Niedrigwassermenge 0,27 m³/s.

Für den wesentlich kleineren Spiluckerbach (Einzugsgebiet 6,5 km²), der die Projekttrasse knapp bergseitig von deren nördlichem Ende quert, lagen keine Angaben vor.

5.4.3 Grundwasserverhältnisse

Ein Teil der Gebietsentwässerung erfolgt unterirdisch innerhalb des durchlässigen Anteiles der Lockergesteine. Die Murschuttablagerungen besitzen eine mittlere Wasserdurchlässigkeit, während die nahezu im gesamten Projektgebiet unterlagernden Seesedimente Wasserundurchlässig sind. Die unterirdische Entwässerung ist somit an die Murschuttsedimente und künstlichen Aufschüttungen - bzw. der Verlauf des Grundwasserspiegels ist an die Oberfläche der Seesedimente gebunden.

Der Grundwasserspiegel ist gemäß Wasserstandsmessungen nahe dem Schaldererbach mit wenigen Meter u. GOK am höchsten und fällt gegen Süden wie gegen Norden relativ zur Oberfläche ab. Im nördlichen Teil des Tunnel Vahrn liegt der Grundwasserspiegel unter dem Niveau der geplanten Umfahrungsstraße (vgl. dazu den geologischen Längenschnitt und die Grundwasserstandsmessungen).

Im Süden reichen der geplante Tunnel und der Voreinschnitt ins Grundwasser. Längs der bergseitigen Hanganschnitte etwa im Bereich der Militärkaserne werden geringe Zusicke- rungen von Hangwasser erwartet; diese sind an die Grenze zwischen natürlichem Unter- grund und Autobahndamm gebunden. Geringe, örtliche Hangwasservorkommen sind bei ähnlichen geologischen Voraussetzungen auch an verschiedenen anderen Stellen zu er- warten.

Generell lässt sich nach dem derzeitigen Kenntnisstand keine kontinuierlich ausgebildeter Grundwasser-Spiegel erkennen. Vielmehr zeigen die gemessenen Wasserstände in den Pegeln lokal stark variierende (an die erosiv geprägte Grenze zwischen See- und Mur- schuttablagerungen gebundene) GW-Gradienten an. Die Grundwasserströmung verläuft etwa in Richtung Südosten.

Die Ergiebigkeit der Grundwasservorkommen im Bereich der geplanten Tunnel wurde aufgrund der Ergebnisse aus den Pumpversuchen als generell gering eingestuft.

5.4.4 Bestehende Wassernutzungen und Schutzzonen

Auf Grundlage der verfügbaren Dokumentation und nach entsprechender Rückfrage bei den zuständigen Landesämtern (Amt für Gewässernutzung, Amt für Gewässerschutz) sind im projektgebiet keine Trinkwasserbrunnen, Trinkwasserquellen und keine Trinkwasserschutzgebiete vorhanden.

Gemeinsam mit den Landesämtern und den lokalen Körperschaften wurden die restlichen Wassernutzungen (Beregnungsbrunnen, Tiefbrunnen für Brauchwasser) im Untersuchungsraum erhoben und laufend aktualisiert. Deren Lage ist in der Geologisch-geomorphologischen Karte im Anhang (BV-U-602) dargestellt.

Für diese Wassernutzungen sowie für die Grundwasser-Messstellen im Untersuchungsgebiet (vgl. Geologischer Lageplan im Anhang BV-U-603) läuft eine Wasserwirtschaftliche Beweissicherung, die 2004 gemeinsam mit den weiter südlich gelegenen und mittlerweile fertig gestellten und für den Verkehr freigegebenen Bauwerken (Anschluss Brixen Nord - Umfahrungsstraße Brixen) begonnen wurde.

6 GEOLOGISCHES MODELL

6.1 Allgemeines

Im Folgenden werden basierend auf den gegenwärtigen Kenntnisstand die geologischen und physikalischen Eigenschaften des bauwerksrelevanten Untergrundes beschrieben und charakterisiert.

Die geometrische Darstellung des geologischen Modells ist in den graphischen Anlagen ersichtlich.

6.2 Ergebnisse der Baugrunderkundung

Die nachfolgende geologische Beschreibung der auftretenden Gesteinseinheiten basiert auf den Erkenntnissen der Baugrunderkundung und den zahlreichen gemeinsamen Projektbesprechungen und Ortsbegehungen mit den beteiligten Sachbearbeitern.

Die Unterteilung der Lockergesteinseinheiten basiert auf den verschiedenen Feld- und Laborerkundungen. Speziell für die Abgrenzung zwischen Murschutt und Seesedimenten wurden längs der Straßentrasse die geoelektrischen Untersuchungen ausgeführt.

Aufgrund von Vergleichsmessungen bei Bohrungen werden die gemessenen geoelektrischen Widerstände folgenden Gesteinen zugeordnet:

spezifischer Gesteinswiderstand [Ohm*m]	geologische Interpretation
> ca. 450	Kies
ca. 450 - ca. 160	Sand
ca. 160 - ca. 80	Schluff, Sand
< 80	Schluff

Die in den geologischen Profilen eingezeichnete Grenze (gestrichelte Linie) zwischen den gemischtkörnigen Bildungen (Murschutt) und den feinkörnigen Seesedimenten (U, s bzw. U, t) wurde anhand der Bohrerergebnisse und den geoelektrischen Widerstandsmessungen interpretiert.

Aus in-situ-Versuchen (Pressiometer- und SPT-Versuche) sowie aus Erkundungsschürfen und Rammsondierungen werden Verformungsverhalten, Lagerungsdichte bzw. Konsistenz ermittelt. Zudem dienen diese Parameter, ebenso wie die aus den Laborversuchen ermittelten Kennwerte, für die Rekonstruktion der geologischen Verhältnisse im Untergrund bzw. für die Interpretation von punktuellen Erkundungsergebnissen.

6.3 Lockergesteine

6.3.1 Künstliche Aufschüttungen

Dazu zählt vor allem der bis rd. 15 m hohe Autobahndamm. Gemäß Erkundungsschürfen an der östlichen Dammböschung besteht dieser aus gemischtkörnigem Lockergestein mit überwiegend Kies und untergeordnet Sanden und Steinen. Als maximale Blockgröße wurden bis rd. 1 m³ beobachtet.

Die Lagerung ist meist dicht, selten mitteldicht. Eine Schichtung ist kaum ausgebildet. Es wird eine mäßige Durchlässigkeit angenommen.

Die Neigung der Dammböschungen liegt durchschnittlich bei 31-32° und erreicht maximal knapp 35°. Örtlich (ostseitig) wird der Autobahndamm durch bis ca. 5 m hohe Stützmauern begrenzt, welche als Schwergewichtsmauern ausgeführt - und seicht (bis ca. 2 m u. GOK) gegründet wurden.

An den Böschungen sind keine sichtbaren Verformungen zu erkennen. Auch vom Straßenbetreiber (Auskunft: Autobahnmeisterei, Ing. Costa) sind keine labilen oder gar instabilen Dammabschnitte genannt worden.

Das Material weist allgemein günstige bodenmechanische Eigenschaften auf, wenngleich eine gewisse Variabilität aufgrund der im Detail nicht bekannten Herkunft und Zusammensetzung sowie der einbaubedingten Inhomogenitäten anzunehmen ist. Aus den Bodenaufschlüssen sind keine Hinweise auf Altlasten (Verunreinigung durch Baureststoffe und Kohlenwasserstoffe, organische Anteile u. a.) bekannt.

6.3.2 Murschutt und Wildbachablagerungen (Murkegelablagerungen)

In den nicht bis gering durch menschliche Eingriffe veränderten Gebieten treten wenige Meter mächtige Murschutt- bzw. Wildbachablagerungen als oberste Lockergesteinseinheit (Deckschicht) auf. Diese Bildungen stammen von den genannten westlichen Seitentälern des Eisacktales. In deren Einzugsgebiet treten überwiegend Brixner Quarzphyllit und untergeordnet Brixener Granit sowie Diorite und Gabbro (an den Nordhängen des Spilucker Tales) auf. Diese Zusammensetzung spiegelt sich im Wesentlichen in den vorliegenden Ablagerungen. Die landwirtschaftlich genutzten Flächen auf den Murschuttkegeln sind künstlich eingeebnet worden. Nach alten Fotoaufnahmen zu schließen, war die ursprüngliche Geländeoberfläche sehr unregelmäßig ausgebildet (hügelig bzw. flache, rinnenförmige Eintiefungen von ca. 1-2 m Tiefe).

Die lithologische Zusammensetzung der Murschuttbildungen weist neben Phylliten und Schiefergneisen einen erheblichen Anteil an Granit auf. Die Korngrößenzusammensetzung zeigt ein sehr weit gestreutes Spektrum mit einzelnen Blöcken bis über 2 m Durchmesser, überwiegenden Anteilen von Steinen und Kieskorn sowie untergeordnet Sand- und wenig Schluffkorn.

Eine Schichtung ist - wenn überhaupt - nur sehr undeutlich ausgebildet, lokale Einschaltungen von gut geschichteten und ausgewaschenen Bachsedimenten (überwiegend Sande und Kiese) sind möglich. Die Lagerung ist überwiegend dicht, die Durchlässigkeit mäßig.

Diese Bildungen erstrecken sich nahezu über das gesamte Projektgebiet und decken das ursprüngliche Geländere Relief ab, welches beim letzten Eistrückzug entstand (postglaziales Relief). Die so entstandene Oberfläche wurde anschließend nur mehr durch kleinere Mureignisse sowie durch Erosionsprozesse der Vorfluter und anthropogene Eingriffe verändert.

Die Entstehung der Murkegel fällt ins Postglazial, wobei katastrophale Ereignisse in Form von Murstößen und Überschwemmungen des Schaldererbaches auch aus historischen Zeiten dokumentiert sind (Vermurung von Vahrn und abschnittsweise Aufstauung / Umleitung des Eisack um 1400, vgl. Meusberger, 1912 in [4]).

In der jüngeren Vergangenheit traten wiederholt kleinere Mur-Ereignisse auf, bei welchen durch reichlich Feststofftransport (v. a. Holz) Brückendurchlässe versperrt wurden und es in der Folge zu Überschwemmungen und Vermurungen längs des Baches und der Verkehrswege kam.

Im südlichen Projektgebiet haben die beiden Seitengräben beim „Blaseggerhof“ einen Murkegel geschüttet, welcher morphologisch deutlich, etwa senkrecht zum Haupttal ausgebildet ist. Die bergseitig zur geplanten Straße liegende Autobahn und die Eisenbahn schneiden in diesen Kegel mehrere Meter tief ein. Von diesen Kegeln sind keine rezenten Ereignisse bekannt.

Bedingt durch die heutige morphologische Situation (Dämme bzw. Einschnitte von Autobahn und Eisenbahn) scheiden Mureignisse als Georisikofaktor für die geplante Straße weitestgehend aus.

6.3.3 Seesedimente

An der Basis der Murschutt- und Wildbachbildungen sind feinkörnige und gut geschichtete Seesedimente aufgeschlossen worden. Diese setzen sich vorwiegend aus Schluffen mit wechselnden Anteilen an Sanden und Tonen sowie einzelnen Kies- und Steinkomponenten (dropstones) zusammen. Den feinkörnigen Seeablagerungen linsenförmig eingelagert oder mit diesen seitlich / randlich verzahnend treten gut ausgewaschene Sande sowie selten (in den Randbereichen des ehemaligen Sees) gemischtkörniger Murschutt auf.

Nach derzeitigem Kenntnisstand werden diese Bildungen einem See am Gletscherrand bzw. in dessen Vorfeld, welcher im Bereich Vahrn – Vahrner See bestand, zugeschrieben. Die Mächtigkeit dieser Bildungen ist aus den durchgeführten Untersuchungen nicht bestimmbar, beträgt jedoch mindestens einige Zehnermeter. Bei Brunnenbohrungen nahe dem Vahrner See wurden lakustrine Sedimente mit einer Mächtigkeit von über 100 m

erbohrt. Diese hängen wahrscheinlich mit den im Straßenbereich erkundeten Vorkommen zusammen. Grundwasserführende (grobkörnigere) Schichten wurden dort erst rund 140 m unter GOK (ca. auf 520 m Mh.) angetroffen.

Weitere Aufschlüsse von feinklastischen Bildungen finden sich lt. [4] ca. 500 m südlich der Vahrner Kirche, auf 640 m Mh. In der weiteren Umgebung des Brixner Beckens sind zahlreiche Vorkommen von lakustrinen Sedimenten bekannt (u. a. die Bändertone von Schabs). Schluffige Bildungen sind auch aus Bohrungen bekannt, welche bergseitig längs der Eisenbahn durchgeführt wurden.

Nach den Ergebnissen der geoelektrischen Erkundungen zu schließen, weist die Oberfläche der Seesedimente ein stark gegliedertes Relief auf, was durch die Einwirkung von Erosionsprozessen (rinnenförmige Eintiefungen durch Bachläufe und Murschuttströme) erklärt werden kann.

Die ermittelten Bodenkennwerte wie auch die visuelle Kernansprache zeigen eine hohe Lagerungsdichte bzw. eine sehr gute Konsolidierung an, was durch eine glaziale Vorbelastung (bedingt durch eine hohe Belastung durch den Eisack-Gletscher während der letzten Vereisungsperiode) erklärt wird.

Generell werden den vorliegenden Seesedimenten gute Festigkeitseigenschaften zugeschrieben. Es ist eine hohe Tragfähigkeit anzunehmen.

Innerhalb dieser Formation sind keine nennenswerten freien Abböschungen oder Geländeeinschnitte vorgesehen. Jedoch liegt ein bedeutender Teil des geplanten Tunnel Vahrn innerhalb der Seesedimente und in den Voreinschnitten binden die Bohrpfahlwände zu meist in diese Formation ein. Dabei ist insbesondere auf folgende Eigenschaften dieser Böden hinzuweisen:

- nicht frostbeständig (hohe Schluffgehalte);
- Empfindlichkeit auf Wasserzutritte (Verminderung der Konsistenz -> Tendenz zu breiigem oder fließendem Verhalten);
- kaum einbaubar bzw. verdichtbar bei zu hohem oder zu geringem Wassergehalt; entsprechend ist ein erhöhter Aufwand beim Einbau von z. B. durch Wasserzutritte aufgeweichtem Material anzusetzen.

6.3.4 Übergangsfazies Murschutt – Seesedimente

Im Bereich südlich des geplanten Tunnel Vahrn treten an die Stelle der überwiegend schluffigen Seesedimente zunehmend sandige Bildungen (vgl. Bohrungen BV 03/2, BV 04/3). Diese umfassen eine +/- deutlich geschichtete Wechsellagerung von schluffigen Sanden, sandigen, steinigen Kiesen sowie selten reine Schluffe. Weiter südlich (Bereiche Raststätte und „Blaseggerhof“) sind ebenfalls sandige Einschaltungen über oder zwischen grobkörnigen Bildungen zu beobachten, welche ebenfalls als Übergangsfazies anzusprechen sind.

Von unten nach oben wird die Abfolge tendenziell grobkörniger, was typisch für eine allmähliche Aufschüttung eines Seebeckens bei starker Sedimentation ist (fächerförmiges Vorschütten von Bach- und Murschutt). Eine Ausnahme bildet die Abfolge beim „Blasegerhof“, wo nach oben sandreiche Bildungen überwiegen.

Die bei geringer Sedimentation zu erwartenden Stillwasserbildungen (Überflutungsbildungen wie Auelehne, Torfmoore etc.) im oberen Bereich eines verlandenden Sees sind nicht angetroffen worden. Es wurden auch keine nennenswerten organischen Komponenten gefunden. Dies belegt neben dem sedimentologischen Befund ebenfalls das glazial geprägte Umfeld bei der Bildung dieser Ablagerungen.

Diese Sedimente weisen eine mitteldichte bis dichte Lagerung auf. Die Festigkeitseigenschaften variieren je nach Korngrößenzusammensetzung und Wassergehalt und werden im Allgemeinen als günstig eingestuft, da in den betreffenden Bereichen nicht mit einer Grundwasserbeeinflussung zu rechnen ist.

6.4 Altlasten

Aus den durchgeführten Erhebungen allgemeiner Art (Altlastenkataster beim Amt für Abfallwirtschaft, Auskunft von der Gemeindeverwaltung) sowie aus den Erkenntnissen der verschiedenen Bodenaufschlüsse (Bohrungen, Schürfe) sind keine Hinweise auf Altlasten festgestellt worden.

Aufgrund der umfangreichen und vielfältigen Tätigkeiten in diesem stark anthropogen veränderten Gebiet sind verschiedene Verunreinigungen jedoch grundsätzlich nicht völlig auszuschließen. Als diesbezügliche Verdachtsflächen sind alle überbauten Flächen bzw. deren unmittelbare Umgebung, die Militärareale sowie die Autobahnareale, besonders die nähere Umgebung der Tankstelle anzunehmen.

In der Militärkaserne werden nach vorliegendem Kenntnisstand keine Kriegsmittel mehr aufbewahrt oder deponiert (mündl. Auskunft Militärdistrikt Trient, Hr. Ten. Col. Mauro, 2004).

Obwohl laut Auskunft von Ortskundigen der Projektabschnitt kein Hauptziel von Bombenangriffen im zweiten Weltkrieg war, muss davon ausgegangen werden, dass generell Bahnhöfe, Eisenbahnlinien sowie Kasernen im ersten wie im zweiten Weltkrieg Zielobjekte von Bombenangriffen waren. Dies wird auch anhand von einzelnen Bombenfunden in Vahrn belegt. Die vom Gesetz vorgesehene Routine-Kriegsmittelortung (bonifica bellica di 2° grado) ist vorzusehen.

7 SEISMISCHE CHARAKTERISIERUNG

7.1 Allgemeines

Die neuen technischen Bauwerksnormen (NTC 2008) sehen eine Definition der seismischen Gefährdung (*pericolosità sismica di base*) des Bauareals vor, um die seismische Einwirkung auf ein spezifisches Projekt zu bestimmen.

Zu diesem Grund müssen folgende Parameter definiert werden:

a_g – maximale Horizontalbeschleunigung

F_o – maximaler Wert des Verstärkungsfaktors für das Spektrum der horizontalen Beschleunigung

T^*C – Periode des Anfangsabschnittes mit konstanter Geschwindigkeit des Spektrums der horizontalen Beschleunigung;

Die Werte von a_g , F_o und TC^* finden sich in Tabelle 1 in Anhang B der NTC 2008 für 10751 Rasterpunkte, in welche das Staatsgebiet unterteilt wurde (aufgelistet nach geographischer Länge und Breite).

7.2 Klassifizierung des Bauwerks und Wiederkehrzeit

Laut NTC 2008, Kapitel 2.4 müssen das Bauwerk klassifiziert - und eine entsprechende Lebensdauer (Kap. 2.4.1) sowie eine Gebrauchsklasse (Kap. 2.4.2) festgelegt werden.

Gemäß Angaben des Planers / Bauherren fällt das Bauwerk in die Klasse 1 (wichtige Bauwerke) mit einer Lebensdauer von $VN \geq 100$ Jahren. Bei der Gebrauchsklasse kommt die Klasse II (normale Menschenansammlungen) zur Anwendung.

7.3 Seismische Baugrundklassen

Ohne über spezifische Untersuchungen zu verfügen, wird ein vorläufiges und vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der seismischen Baugrundklasse angewandt, welches sich auf eine Bodenansprache aufgrund der durchgeführten Erkundungen und daraus abgeleiteten Bodenkategorie gemäß nachfolgender Tabelle stützt (Tabelle 3.2.II aus NTC).

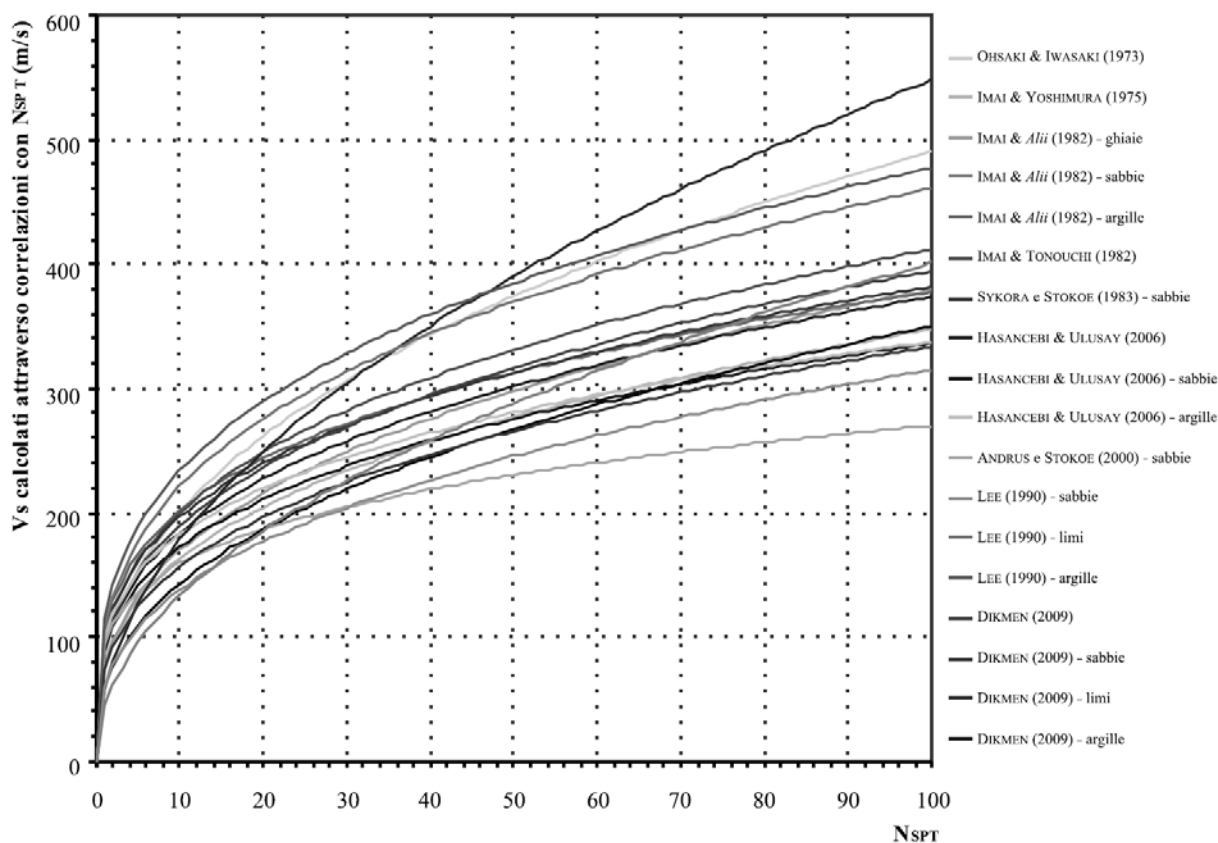
Aufgrund der großen Anzahl an verfügbaren SPT-Versuchen wurde eine Korrelation der dynamischen Eindringwiderstände in den obersten 30 Metern $NSPT_{30}$ mit der Geschwindigkeit der Scherwellen $V_{s,30}$ durchgeführt.

Im Detail (vgl. Kap. 8 und Dokumentation im Anhang) weisen die unterschiedlichen Bodenarten folgenden mittleren Werte von NSPT₃₀ auf:

NSPT ₃₀ - Wert	Min.	Max.	Mittelwert	Standardabweichung	Versuchszahl
Bodenart					
Murschutt- Wildbachablagerungen	9* / 16	Rif.	74	41	43
Seesedimente	39	Rif.	100	50	16
Übergangsfazies	24	Rif.	86	42	12

*Der NSPT-Wert von 9 stellt einen Ausreißer dar, der Mindestwert entspricht in Folge 16

In der Fachliteratur gibt es zahlreiche Korrelationen zwischen NSPT und Vs für verschiedene Böden.



Korrelationen NSPT - Vs in der Fachliteratur, Grafik aus Pietrantoni et al., rivista italiana di geotecnica 1/2013

Unter vorsichtiger Annahme von NSPT₃₀ Werten zwischen 16 - 74 (Mindestwert und Mittelwert) für kiesig-sandige Böden - mit allgemein den niedrigsten NSTP-Werten der vorkommenden Bodenarten, ergeben sich Vs₃₀-Werte zwischen ca. 180 m/s e 360 m/s.

Anhand der durchgeführten Erkundungen wird der Untergrund im untersuchten der Baugrundklasse C zugeordnet.

Klasse	Beschreibung
A	Anstehendes Festgestein oder sehr steife Böden mit $V_{s,30}$ über 800 m/s, eventuell unter maximal 3 m Verwitterungsschicht
B	Weicher Fels und rollige, sehr dicht gelagerte Böden oder bindige, sehr feste Böden mit einer Mächtigkeit >30 m, gekennzeichnet durch eine mit der Tiefe zunehmende Festigkeit und mit $V_{s,30} = 360$ bis 800 m/s (bzw. $NSPT_{,30} > 50$ in den rolligen Böden und $c_{u,30} > 250$ kPa in den bindigen Böden)
C	Rollige, mitteldicht gelagerte Böden oder bindige, halbfeste Böden mit einer Mächtigkeit >30 m, gekennzeichnet durch eine mit der Tiefe zunehmende Festigkeit und mit $V_{s,30} = 180$ bis 360 m/s (bzw. $15 < NSPT_{,30} < 50$ in den rolligen Böden und $70 < c_{u,30} < 250$ kPa in den bindigen Böden)
D	Rollige, locker gelagerte Böden oder bindige, nichtkonsolidierte Böden mit Mächtigkeit >30 m, gekennzeichnet durch eine mit der Tiefe zunehmende Festigkeit und mit $V_{s,30} < 180$ m/s (bzw. $NSPT_{,30} < 15$ in den rolligen Böden und $c_{u,30} < 70$ kPa in den bindigen Böden)
E	Böden der Baugrundklassen C oder D mit einer Mächtigkeit <20 m, über einem steifem Untergrund ($V_s > 800$ m/s)

Baugrundklassen gem. Tabelle 3.2.II (NTC) mit hervorgehobener Klasse im betreffenden Areal

7.4 Stratigraphischer Korrekturfaktor

Für Untergrund der Kategorie A haben die Koeffizienten S_s und C_c den Wert 1, während für die Kategorien B, C, D und E die Koeffizienten S_s und C_c in Abhängigkeit der Werte von F_0 und $T \cdot C$ ermittelt werden - gemäß Ableitung in der nachfolgenden Tabelle (Tab. 3.1.V – NTC), wobei g der Erdbeschleunigung entspricht und die Zeit in Sekunden anzugeben ist.

Kategorie / Categoria	Ss	Cc
A	1.0	1.0
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.5}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Ermittlung der Koeffizienten Ss und Cc gem. Tabelle 3.1.V (NTC)

7.5 Topographischer Korrekturfaktor

Für die Berücksichtigung der topographischen Verhältnisse werden die in der nachfolgenden Tabelle angeführten topographischen Korrekturwerte ST verwendet (Tab. 3.2.VI, NTC).

Die geplanten Bauwerke befinden sich im unteren Hang- bzw. Talbodenbereich, weshalb die topographische Kategorie T1 angesetzt wird.

Kategorie categoria	Lage des Bauwerkes ubicazione	S _T
T1	Ebene, Hänge u. isolierte Erhebungen mit mittl. Neigung $\beta < 15^\circ$ Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con incl. media $i < 15^\circ$	1.0
T2	am Hang mit Neigung $\beta > 15^\circ$ Sommità del pendio con $i > 15^\circ$	1.2
T3	oberhalb Hang, Neigung $15^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$ Cresta del rilievo con $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.3
T4	oberhalb Hang, Neigung $> 30^\circ$ Cresta del rilievo con $i > 30^\circ$	1.4

Koeffizient S_T gem. Tabelle 3.2.VI (NTC)

7.6 Berechnung seismische Einwirkung

Via n°

Comune Cap

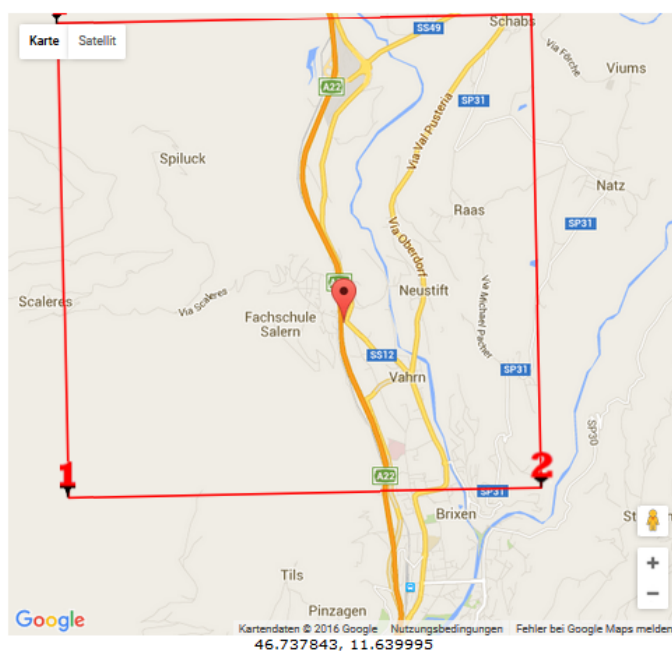
Provincia

WGS84 (°)

Latitudine

Longitudine

Isole



☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.
(2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

(1)* Coordinate WGS84 (°)
Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)
Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 1

Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	\bar{a}_p [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	60	0,024	2,466	0,194
Danno (SLD)	101	0,030	2,450	0,218
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,059	2,677	0,386
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,071	2,777	0,414
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

☐ Muri di sostegno ☐ Paratie

☒ Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
Cc * Coeff. funz categoria	1,80	1,74	1,44	1,40
St * Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,007	0,009	0,018	0,021
kv	0,004	0,004	0,009	0,011
Amax [m/s²]	0,348	0,435	0,874	1,050
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Lokale seismische Parameter, die mit der freien Software GeoStru ermittelt wurden

7.7 Risiko Bodenverflüssigung

Gemäß NTC Abs. 7.11.3.4.2 kann eine Bodenverflüssigung ausgeschlossen werden, wenn eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

- | | |
|--|--|
| 1. erwartete seismische Ereignisse mit Magnitude $M < 5$ | nicht erfüllt |
| 2. maximale Grundbeschleunigung am Baustandort $< 0,1 g$ | erfüllt |
| 3. mittlerer Grundwasserspiegel in $> 15 m$ Tiefe unter GOK | nicht erfüllt |
| 4. sandige Bildungen sind gut verdichtet, Nachweis über Sondierungen ($N_{160} > 30$ bzw. $q_{clN} > 180$) | nicht erfüllt im westl. Bereich bis ca. 10 m Tiefe u. urspr. GOK |
| 5. Korngrößenverteilung liegt außerhalb der Felder gemäß Darstellungen in Abb. 7.11.1 NTC | nicht erfüllt im westl. Bereich bis ca. 10 m Tiefe u. urspr. GOK |

Erläuterungen

1. Große Entfernung zu seismogenetischen Zonen ZS9- INGV (ca. 100 km von Zone 906 Garda-Veronese mit $M_w \max = 6,60$), anhand der Analyse "disaggregazione della pericolosità sismica" (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>) ergibt sich daraus für das Projektgebiet eine mittlere Magnitude von 5,78 bzw. $M \geq 5$.

2. Das Untersuchungsgebiet liegt in einer gering seismischen Zone mit erwarteten Beschleunigungen (s. vorheriges Kapitel, $a_g \max = a_g * S_s * S_t$) unterhalb der Werte (0,1 g), die laut NTC Abs. 7.11.3.4.2 notwendig sind, damit eine Bodenverflüssigung erfolgen kann.

Dadurch ist Punkt 2 erfüllt und gemäß NTC kann eine Bodenverflüssigung ausgeschlossen werden.

3. Es ist kein konsistenter Grundwasserspiegel vorhanden. Allerdings besteht eine Wasserführung und die mögliche Durchfeuchtung durch schwebende Wasserkörper in den obersten 15 m.

4. Die durchgeführten SPT-Versuche (vgl. Kap. 8 und Dokumentation im Anhang) zeigen eine hohe Lagerungsdichte der Böden, insbesondere in den sandigen und sandig-schluffigen Bereichen, sodass mögliche Verflüssigung ausgeschlossen werden kann.

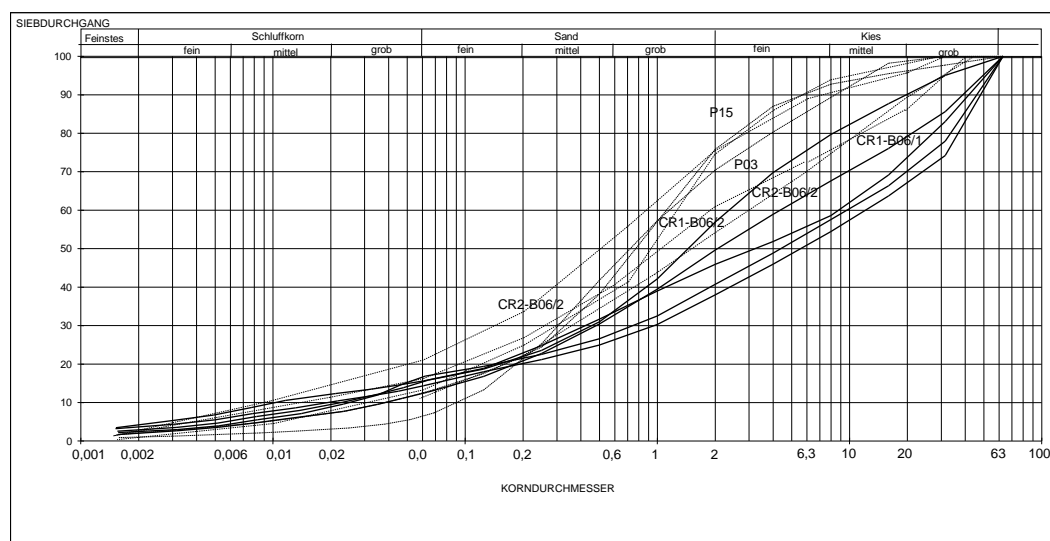
5. Die durchgeführten Korngrößenanalysen a(vgl. Kap. 8 und Dokumentation im Anhang) ergaben Kornsummenkurven, die außerhalb jener Felder liegen, für die laut Abb. 7.11.1 NTC Bodenverflüssigung möglich ist.

8 ERGEBNISSE DER FELD- UND LABORVERSUCHE

Die geologischen und geotechnischen Labor- und Feldversuchsergebnisse werden nachstehend getrennt nach den Bodenarten zusammengestellt.

8.1 Sandig steinige Kiese (Murschutt- Wildbachablagerungen)

Körnungsband



Körnungsband sandig steinige Kiese

Probenanzahl	5	
Bodenart	G, S, u	bis G, s, u
Kies (> 2,0 mm) (%)	62,0	bis 43,1
Sand (0,06 - 2,0 mm) (%)	41,5	bis 23,7
Feinkorn (< 0,06 mm) (%)	16,6	bis 12,4
Feinstes (< 0,002 mm) (%)	6,0	bis 2,0

Proben in der Trasse: P01, 02, 09, 12, 13

Im Körnungsband nicht berücksichtigt: P03, P15, CR1-B06/1, CR1-B06/2, CR2-B06/2, CR3-B06/2

Gemäß den Laborergebnissen handelt es sich um weitgestufte sandig schluffige Kiese bis Sand- Kiesgemische. Der örtlich hohe Stein- und Blockanteil der Murschuttsedimente ist aus den Körnungsbändern der untersuchten Proben nicht zu erkennen.

Es liegt ein Scherversuchsergebnis vor.

Dränierte Scherfestigkeit Rahmenscherversuch					
Reibungswinkel	φ'	Grad	39,9		1
Kohäsion	c'	kN/m ²	5,6		1

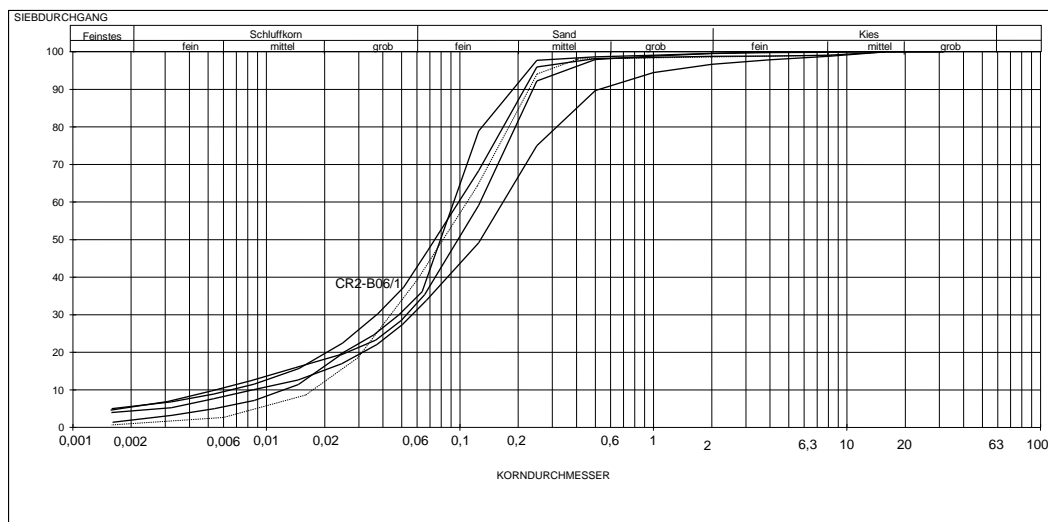
8.1.1 SPT Versuche

Bodenkennwerte Feldversuche	Bez.	Dim.	Mittelwert	Standardabweichung	Versuchsanzahl
Standard-Pentration-Versuch (SPT)					
Schlagzahl (Eindringung 15 - 45 cm)	n_{30}	-	74	41	43

Die Kiese sind überwiegend dicht gelagert.

8.2 Schluffige Sande (Übergangsbereich Murschutt- Seesedimente)

8.2.1 Körnungsband



Körnungsband schluffige Sande

Probenanzahl	4	
Bodenart	S, u* bis	S, u*, t'
Kies (> 2,0 mm) (%)	3,3 bis	0,5
Sand (0,06 - 2,0 mm) (%)	66,5 bis	56,1
Feinkorn (< 0,06 mm) (%)	42,7 bis	31,3
Feinstes (< 0,002 mm) (%)	6,0 bis	1,9

Proben in der Trasse: P07, 08, 10, 20

Im Körnungsband nicht berücksichtigt: CR-B06/1

Die ausgewählten Proben der schluffigen Sande bewegen sich in einem relativ engen Körnungsband.

Es liegt auch ein Scherversuchsergebnis vor.

Dränierter Scherfestigkeit Rahmenscherversuch					
Reibungswinkel	ϕ'	Grad	34,0		1
Kohäsion	c'	kN/m ²	6,8		1

8.2.2 Feldversuche

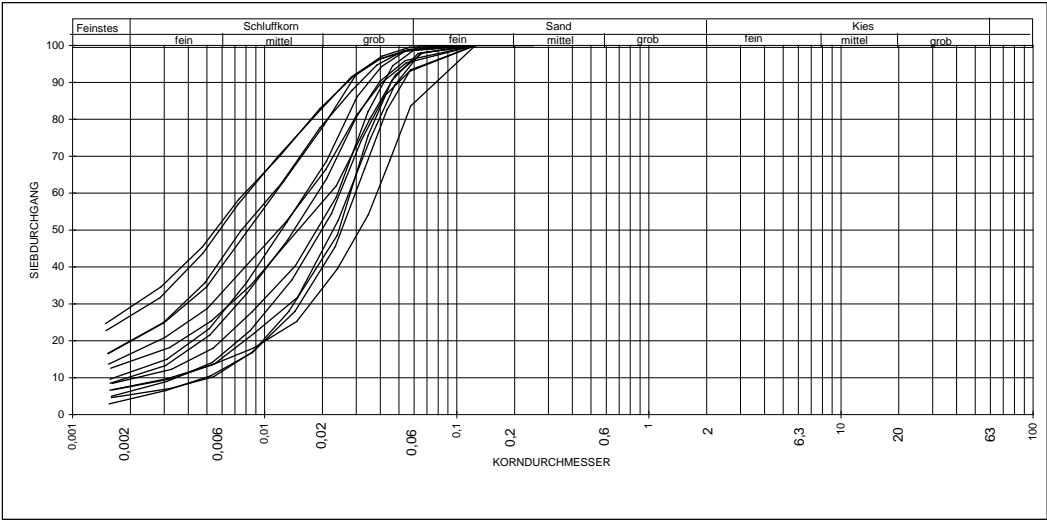
SPT Versuche

Bodenkennwerte Feldversuche	Bez.	Dim.	Mittelwert	Standardabweichung	Versuchsanzahl
Standard-Pentration-Versuch (SPT)					
Schlagzahl (Eindringung 15 - 45 cm)	n_{30}	-	86	42	12

Der Übergangsbereich ist ebenfalls dicht gelagert.

8.3 Schluffe (Seesedimente)

8.3.1 Körnungsband



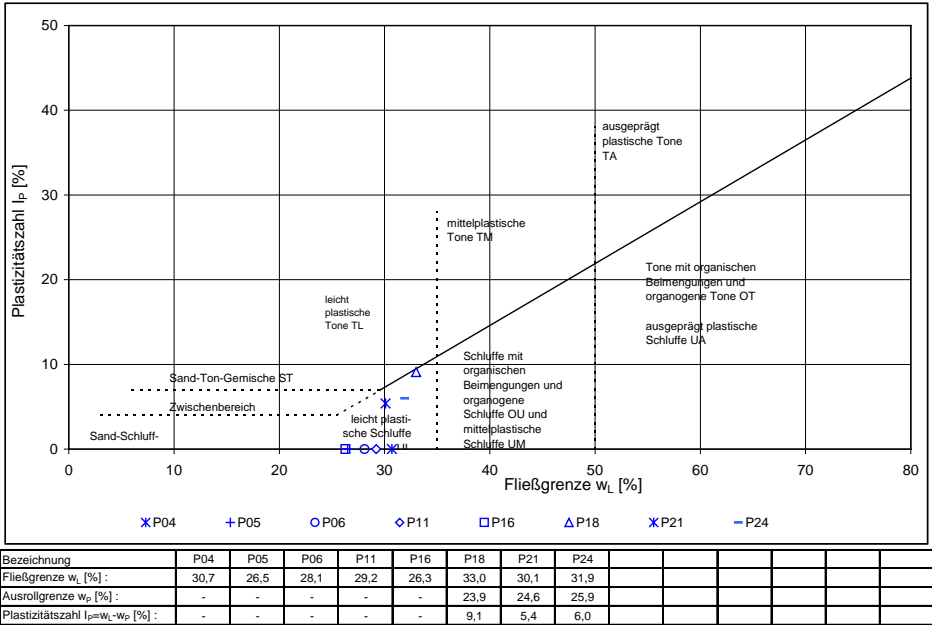
Körnungsband Schluffe

Probenanzahl	14	
Bodenart	U, t* bis	U, s', t'
Kies (> 2,0 mm) (%)	0,0 bis	0,0
Sand (0,06 - 2,0 mm) (%)	0,5 bis	15,5
Feinkorn (< 0,06 mm) (%)	99,5 bis	76,1
Feinstes (< 0,002 mm) (%)	31,0 bis	5,0

Proben in der Trasse: P04, 05, 06, 11, 14, 16, 17, 18, 19, 21, 22, 23, 24, 25

Im Körnungsband nicht berücksichtigt:

8.4 Plastizitätsdiagramm



8.4.1 Weitere Laborergebnisse

Bodenkennwerte Laborversuche	Bez.	Dim.	Mittelwert	Standardabweichung	Versuchsanzahl
Körnung					
Kies > 2,0 mm	G	%	0,0	0,0	14
Sand 0,06 - 2,0 mm	S	%	3,9	3,9	14
Schluffkorn 0,002 - 0,06 mm	U	%	82,6	6,8	14
Feinstes < 0,002 mm	F	%	13,5	7,9	14
Feinkorn < 0,06 mm	U+F	%	96,1	3,9	14
Wassergehalt und Dichten					
Korndichte	ρ_s	g/cm ³	2,75	0,05	7
Wassergehalt	w	%	25,1	2,99	13
Feuchtdichte	ρ_t	g/cm ³	2,03	0,04	8
Trockendichte	ρ_d	g/cm ³	1,65	0,07	8
Porenanteil	n	%	40,0	2,96	8
Sättigung	S_r	%	95,7	5,73	8
Zustandsgrenzen					
Wassergehalt	w	%	26,1	2,7	8
Fließgrenze	w_L	%	29,5	2,4	8
Ausrollgrenze	w_p	%	24,8	1,0	3
Plastizitätszahl	I_p	[]	6,8	2,0	3
Konsistenzzahl	I_c	[]	0,5	0,4	3
Zusammendrückbarkeit					
Steifemodul Erstbelastung	E_{s1}	MPa	6,2	2,3	4
Steifemodul Wiederbelastung	E_{s2}	MPa	13,6	3,5	4
dränierter Scherfestigkeit Rahmenscherversuch					
Reibungswinkel	ϕ'	Grad	30,6	6,4	3
Kohäsion	c'	kN/m ²	21,6	14,0	3
Scherfestigkeit, undrainiert aus einaxialem Druckversuch					
Kohäsion, undrainiert	c_u	kN/m ²	66,6	23,4	6

Die Laborergebnisse zeigen ein relativ breites Körnungsband im Fein bis Grobschluffbereich mit sehr unterschiedlichem Anteil an Feinstkorn > 0,002 mm. Nach der Plastizitätszahl ist der Schluff unplastisch bis maximal gering plastisch. Auffallend ist der hohe aber stark schwankende Sättigungsgrad des Bodens.

Die hohe Bandbreite der ermittelten Scherfestigkeiten dürfte versuchstechnisch bedingt sein. Aus den einaxialen Druckversuchen ergibt sich eine hohe undrainierte Scherfestigkeit an den überwiegend kompakten Kernen. Die Bruchstauchung liegt zwischen 4,6 bis 11,9 %.

8.4.2 SPT Versuche

Bodenkennwerte Feldversuche	Bez.	Dim.	Mittelwert	Standardabweichung	Versuchsanzahl
Standard-Penetrations-Versuche (SPT)					
Schlagzahl (Eindringung 15 - 45 cm)	n_{30}	-	100	50	16

Die anstehenden Schluffe sind sehr dicht gelagert.

8.4.3 Rammsondierungen

Für die Auswertung der Rammsondierungen standen somit insgesamt 7,8m Sondierung zur Verfügung. Jeweils der erste und letzte Wert der ca. 2 bis 4m langen Sondierungen wurde ausgesondert. Angegeben wird der laut Punkt 4.4 errechnete n_{10} Wert der SRS 15 bzw. DPH Sonde. Entsprechend den Versuchsergebnissen sind die Schluffe dicht gelagert.

Bodenkennwerte Feldversuche	Bez.	Dim.	Mittelwert	Standardabweichung	Versuchsanzahl
Rammsondierungen DPSH umgerechnet auf Werte mit DPH					
Schlagzahl (Eindringung 15 - 45 cm)	n_{10}	-	23	8	35

8.4.4 Pressiometerversuche

Die Ergebnisse der Pressiometerversuche sind nachstehend zusammengestellt.

Bohrung	Tiefe	G	E_p	P_l	E_s
	(m)	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
BV04/6	10,2- 10,8	14,00	42,10	3,70	84,20
BV04/6	15,1- 15,7	20,30	60,90	5,50	121,80
BV04/8	11,4- 12,0	14,80	44,40	4,00	88,80
BV04/8	15,1 -15,7	46,70	14,00	3,00	28,00
BV04/4	10,9- 11,5	3,00	9,00	1,50	18,00
Mittelwert		19,76	34,08	3,54	68,16
Standardabw.		16,32	21,92	1,46	43,84
Anzahl		5	5	5	5

Die Auswertung der Versuche der Fa. Georicerche ergibt den Schubmodul (G), den Pressiometermodul E_p den Grenzdruck P_l . Daraus wird entsprechend der DIN 4094-1 der Steifemodul E_s abgeleitet.

Wie ersichtlich ist der Schwankungsbereich der ermittelten Steifigkeiten sehr hoch. Auffallend sind die niedrigen Werte in BV04/8 (15,1 -15,7m) und in BV04/4 (10,9- 11,5m), wobei in letzterer der anstehende Schluff im Bohrprofil mit weicher Konsistenz angesprochen wurde.

9 GEOTECHNISCHES MODELL

9.1 Allgemeines

Die geologischen Grundlagen für das geotechnische Modell sind im Geologischen Bericht (s. vorangehende Kapitel) angeführt und werden für die nachfolgenden Betrachtungen übernommen.

Die geotechnischen Eigenschaften der Lockergesteine werden auf Grundlage der durchgeführten Erhebungen sowie des geologischen Modells für verschiedene Bodenarten abgeleitet. Aufbauend auf die Ergebnisse der Erhebungen werden im Folgenden für die prognostizierten Einheiten charakteristische Kennwerte der geotechnischen Eigenschaften angeführt.

Die geometrische Darstellung des geotechnischen Modells ist in den graphischen Anlagen ersichtlich.

Weiters werden baugelogeische Angaben und Empfehlungen zu den einzelnen Bauwerksabschnitten und den entsprechenden Maßnahmen gegeben.

Die geotechnischen Nachweise und Berechnungen gem. NTC finden sich in den Projektunterlagen zur Statik (Projektmappen 6 und 7).

9.2 Tabelle der charakteristischen Bodenkennwerte

Fazies			Aufschüttung	Murschutt	Übergangsfazies	Seesedimente
Bodenart			steinige Kiese	sandig steinige Kiese	schluffige Sande stark veränderlich	Schluffe
Bodenart ÖN B4401			X,G,s	G,S,u bis G,s,u	S,u* bis S,u*,t	U,t'
Lagerung			mitteldicht	mitteldicht bis dicht	mitteldicht	steif bis halbfest (örtlich weich)
Wichte, feucht	γ_f	kN/m ³	22,0	22,0	21,0	20,0
Wichte unter Auftrieb	γ'	kN/m ³	13,0	13,0	12,0	10,0
Reibungswinkel, dräniert	ϕ'	Grad	35,0	35,0	30,0	27,0
Kohäsion, dräniert	c'	kN/m ²	0,0	0,0	0,0	10,0
Kohäsion, undräniert	c_u	kN/m ²	0,0	0,0	0,0	30,0
Steifemodul	E_{smin}	MN/m ²	50	70	30	30
	E_{smax}		80	100	60	60

Konstruktionsabhängige Kennwerte

Ortbetonpfähle						
Pfahlmantelreibung	τ_{mgrenz}	MN/m ²	0,12	0,12	0,03	0,03
Spitzendruck bei Pfahlkopfsatzung s/D= 0,02	σ_{sgrenz}	MN/m ²	1,50	1,50	0,30	0,30
Vorspannanker						
Vorspannanker Grenzkraft *)	T_{grenz}	KN/m	170,00	170,00	100,00	120,00 **)

**) Werte im Schluff mit Nachverpressen

*) Haftstrecke ca. 8-10 m und Durchmesser der Ankerbohrung 150mm

9.3 Erläuterung zu den charakteristischen Kennwerten

Die **charakteristischen Bodenkennwerte** werden unter Berücksichtigung der Bodenart und der vorhandenen Labor-/ Feldversuche als vorsichtig geschätzte Mittelwerte festgelegt.

Die angegebenen **Wichten** sind in den grobkörnigen Böden Schätzwerte unter Berücksichtigung der Lagerungsdichte. In feinkörnigen Böden liegen zusätzlich Versuchsergebnisse von ungestörten Proben für die Einschätzung der Wichte vor.

Bei den **Scherfestigkeiten** orientiert sich der angegebene charakteristische Wert an den Versuchsergebnisse von Scherversuchen und einaxialen Druckversuchen.

Für die **Steifemoduln** werden untere und obere Werte angegeben. Grundlage für den angegebenen Steifemodul ist die mittlere Schlagzahl der Rammsondierungen in den einzelnen Schichten und die Ergebnisse der Pressiometerversuche.

Anhaltswerte für die angegebenen **konstruktionsspezifischen Kennwerte** geben für die Pfahlkennwerte die DIN 1054 und für die Ankerkennwerte die Tabellen laut Ostermeyer (Grundbau Taschenbuch).

9.4 Baugrubenböschungen

In verschiedenen Bereichen der geplanten Umfahrung sind temporäre Böschungsanschnitt für die Herstellung von Baugruben vorgesehen. Auch im Endzustand sind Böschungen für Geländeanschnitte aber auch für Aufschüttungen vorgesehen. Dazu nachfolgende Standsicherheitsbetrachtungen.

Gemäß Betrachtungen nach Hoek & Brown ergeben sich gem. den jeweils charakteristischen Bodenkennwerten für **temporäre Baugrubenböschungen bis 5 m Höhe ohne Wasserzutritte** folgende Neigungen:

- für die Seesedimente aufgrund der hohen Kohäsion: $\geq 50^\circ$
- für Murschutt und Übergangsfazies: ca. $30-35^\circ$ (entspricht ca. dem Reibungswinkel ϕ)

Nachdem die charakteristischen Bodenkennwerte vorsichtig angenommen wurden, die (wenigen) Scherversuche für Murschutt und Übergangsfazies aber eine erhebliche Kohäsion ($5-7 \text{ kN/m}^2$) ergaben und aus den bisherigen Bauerfahrungen beim Projekt durchaus eine Kohäsion festzustellen war, kann für temporäre Anschnittböschungen bis 5 m Höhe in natürlichen/ungestörten Bodenbereichen eine Kohäsion von $2-5 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt werden.

Dadurch ergeben sich für Murschutt und Übergangsfazies zulässige Böschungsneigungen von $40-45^\circ$. Diese Werte sind aufgrund der Erfahrungen bei den Baugrubenböschungen beim Baulos „Anschluss Brixen Nord“ plausibel.

Diese Angaben sind jedenfalls in der Ausführungsphase vor Ort zu überprüfen und mittels Modellböschung o.a. nachzuweisen. Die freie Standzeit soll auf ein Mindestmaß beschränkt werden, die Böschungen sollen zum Schutz vor Austrocknung/Auswaschung abgedeckt werden.

Für definitive Böschungen im Lockermaterial (Anschnitt wie Aufschüttung) wird eine Neigung von 30° (örtlich bei geringen Böschungshöhen auch bis ca. 35°) empfohlen. Voraussetzung die dauerhafte Standsicherheit (und Erosionssicherheit) ist ein vollständiger und intakter Grasbewuchs.

10 BAUGEOLOGIE

10.1 Abschnitt 1 Km 3,1+60 - Km 3,2+61 (Freie Strecke südl. Tunnel Raststation)

Die Straße verläuft in leichter Dammlage bzw. Anschüttung parallel zur Autobahn.

Der Untergrund setzt sich aus Murschutt bzw. Schwemmfächerablagerungen zusammen, mit oberflächennah sandig-kiesiger Zusammensetzung und nach unten zunehmendem Kies- und Steinanteil. Es wird angenommen, dass das natürliche Gelände beim Autobahnbau örtlich verändert wurde (durch Anschnitte und Aufschüttungen). Der Untergrund ist als gut tragfähig einzustufen.

Der Grundwasserspiegel liegt deutlich tiefer als die Geländeoberfläche. Es sind keine oberflächige Wasseraustritte bekannt.

10.2 Abschnitt 2 Km 3,2+61 – Km 3,5+16 (Tunnel Raststation)

Bei der Autobahn-Raststätte „Plose“ verläuft die geplante Straße in einem 255 m langen Tunnel innerhalb des Aufschüttungsdammes der Raststation. Der Tunnel wird im südlichen Teil in Deckelbauweise und im nördlichen Teil in einer offenen Baugrube errichtet.

Im Bereich der offenen Bauweise sind bergseitig steile Böschungen mit entsprechender Sicherung (Spritzbetonnagelwand und Anker) bzw. Bohrpfählen erforderlich.

Der Autobahndamm besteht gemäß Ergebnissen der Erkundungsbohrungen aus gemischtkörnigen, überwiegend kiesig-steinigen Lockergesteinen mit einem erheblichen Blockanteil. Der Untergrund unter dem Autobahndamm besteht aus Murschutt und Schwemmkegelablagerungen. Bereichsweise stehen unterhalb der Murschutt und Schwemmkegelablagerungen Übergangsschichten von Murschutt zu Seesedimenten an.

Die bodenmechanischen Eigenschaften sind als gut einzustufen, der Boden wird als gut tragfähig eingeschätzt.

Es wurden keine Grundwasservorkommen festgestellt. Lokale Hangwasserzutritte werden nicht ausgeschlossen, sind aber unwahrscheinlich.

10.3 Abschnitt 3 Km 3,5+16 – Km 3,8+00 (Dammsch. nördl. Tunnel Raststation)

Der nördlich der Raststation befindliche Zwickel zwischen SS 12 und A 22 wird bis auf Höhe der A 22 mit Tunnelaushubmaterial aufgefüllt und rekultiviert; in diesem Bereich führt ein neu zu errichtender Geh- und Radweg von der Zufahrt Raststation zum bestehenden Durchlass unterhalb der A 22.

Nach Norden wird die Straße bis zum Beginn des südlichen Voreinschnittes für den Tunnel Vahrn in leichter Dammlage geführt. Der Damm setzt im südlichen Abschnitt auf ge-

mischtkörnige Schwemmkegelbildungen, im nördlichen Abschnitt auf fein- bis gemischt-körnige Verzahnungssedimente auf und nähert sich allmählich an den Autobahndamm an. Der Untergrund wird als gut tragfähig eingeschätzt.

Der Grundwasserspiegel liegt zwischen ca. 10 und 3 m unter GOK und steigt parallel mit der Oberfläche der Seesedimente in Richtung Norden an. Am Fuß der Autobahnböschung sind geringfügige Feuchtstellen festgestellt worden, die vermutlich an die Grenze zwischen natürlichem Untergrund (Seesedimente bzw. Übergangsfazies) und Autobahndamm gebunden sind.

10.4 Abschnitt 4 Km 3,8+00 – Km 4,3+90 (Tunnel Vahrn)

Der 590 m lange Tunnel Vahrn liegt im bebauten Ortsgebiet von Vahrn und verläuft parallel zur Autobahn. Er unterquert dabei die LS Nr. 70 nach Schalderer sowie den Schalderer Bach mit einer Überlagerung von max. ca. 4 m (bei Km 4,11 knapp südlich des Schalderer Baches bzw. bei Km 4,18 westlich vom „Lammwirt“). Die Mindestüberdeckung wird am Zwangspunkt der Unterquerung (beim Schalderer Bach) mit weniger als 0,5 m erreicht.

Im südlichen Tunnelabschnitt kommen die Übergangsfazies sowie in der Folge Schwemmkegelsedimente bzw. Murschuttbildungen vor. Nach Norden steigen die unter dem Murschutt folgenden Seesedimente relativ steil an, um bis auf Höhe des „Falk“-Stadels nahezu den gesamten Tunnelquerschnitt auszufüllen.

Im Tunnelabschnitt nördlich des Schalderer Baches weichen die Seesedimente nach Westen zurück. Entsprechend sinkt die Oberfläche der Seesedimente ca. nach SW ab und der nördliche Tunnelabschnitt liegt nahezu vollständig in Murschutt oder in Übergangsbildungen zwischen Seesedimenten und Murkegelbildungen.

Die physikalischen Eigenschaften der Seesedimente und des Murschuttes entsprechen den in Kap. 6.3 beschriebenen. Aus Baugruben ist für die Seesedimente eine temporäre, freie und annähernd senkrechte Standhöhe von 1-2 m bekannt, vorausgesetzt es tritt kein Wasser zu.

Aufgrund der hydraulischen Eigenschaften der Lockergesteinsformationen ist mit einer Grundwasserführung innerhalb der Murschutt-/ Schwemmkegelbildungen zu rechnen. Es wird eine mäßige, nur örtlich (in ehemaligen Rinnen) hohe Durchlässigkeit angenommen.

Die Grundwasserführung wird wesentlich von der Niederschlagsituation bzw. vom Oberflächenabfluss abhängen und somit jahreszeitlich erheblich schwanken. Nach derzeitigem Kenntnisstand liegen diese Schwankungen in der Größenordnung von einigen Metern. Nach den bisherigen Messungen an den Grundwasser-Messpegeln liegen die GW-Schwankungen in den Bereichen mit seichtem GW-Spiegel (für das Bauwerk relevante Gebiete) unter 2 m, an Pegeln mit tieferliegendem Grundwasser betragen die bis dato gemessenen Schwankungen auch rund 6 m (Pegel BV 03/6).

10.5 Abschnitt 5 Km 4,3+90 – Km 4,6+79 (nördlicher Voreinschnitt Tunnel Vahrn)

Bei km 4,39 endet der Tunnel und die Straße steigt über einen Einschnitt bis auf das Urgelände am nördlichen Projektsende an. Zwischen dem Tunnel und dem Übergang zum Urgelände ist der Einschnitt ostseitig durch Stützmauern gesichert.

Der Einschnitt betrifft voraussichtlich ausschließlich Murschutt- bzw. Schwemmfächer-sedimente.

Die bodenphysikalischen Eigenschaften sind als günstig zu bewerten.

Der Grundwasserspiegel liegt deutlich unter dem geplanten Straßenniveau. Somit sind abgesehen von geringen, örtlichen Hangwasserzutritten keine Grundwasserzutritte zu erwarten.

11 GRÜNDUNGSTECHNIK UND WASSERHALTUNG

11.1 Freie Strecke südlich Tunnel Raststation (Km 3,1+60 – Km 3,2+61)

11.1.1 Bauwerk und Boden

Die Dammschüttung verläuft in leichter Dammlage bzw. Anschüttung, entlang des bestehenden Autobahndammes.

Der Untergrund besteht aus den dicht gelagerten gemischtkörnigen Murschutt- und Schwemmkegelsedimenten.

11.1.2 Gründung

Die anstehenden Böden sind für die Gründung des Dammes bzw. für die Straßenkonstruktion geeignet.

11.2 Tunnel Raststation (Km 3,2+61 – Km 3,5+16)

11.2.1 Bauwerk und Boden

Der Tunnel wird im südlichen Teil in Deckelbauweise und im nördlichen Teil in einer offenen Baugrube errichtet. Der Untergrund unter dem Autobahndamm besteht aus Murschutt und Schwemmkegelablagerungen. Bereichsweise stehen unterhalb der Murschutt und Schwemmkegelablagerungen Übergangsschichten von Murschutt zu Seesedimenten an.

11.2.2 Bauzustand

Im Bereich der offenen Bauweise kann wegen der in unmittelbarer Nähe befindlichen Autobahn mit Raststätte und wegen der damit zusammenhängenden Baufeldgrenze nur bereichsweise eine Baugrubensicherung mit Nagelwand hergestellt werden. In den restlichen Abschnitten ist eine Bohrpfahlwand erforderlich.

11.2.3 Wasserhaltung

Zur Fassung eventueller Hangwasserzutritte kann es erforderlich werden, auf der zur Autobahn zugewandten Seite eine Drainage anzuordnen zu müssen.

11.2.4 Gründung

Der Tunnel kann auf den anstehenden gemischtkörnigen Böden gegründet werden. Es ist eine Gründung mit Fundamentplatte vorgesehen. Schluffig bis feinsandige Böden sind lokal auszutauschen. Die erforderlichen Maßnahmen während der Bauausführung sind durch einen Geotechniker vor Ort unter Beachtung von Konsolidierungsvorgängen zu überprüfen.

11.3 Freie Strecke nördlich Tunnel Raststation (Km 3,5+16 – Km 3,8+00)

11.3.1 Bauwerk und Boden

Der Dammuntergrund besteht bis in ca. 10 m Tiefe aus den überwiegend sandigen Sedimenten im Übergangsbereich vom Murschutt zu den Seesedimenten. Im Liegenden stehen die Seesedimente an. Während in den schluffigen Seesedimenten sehr hohe Steifigkeiten gemessen wurden, ist der Übergangsbereich zu den Seesedimenten nur mitteldicht gelagert.

11.3.2 Gründung

Die anstehenden Böden sind für die Gründung des Dammes bzw. der Straßenkonstruktion geeignet. Für die Stützmauern knapp vor dem Portal des Tunnel Vahrn sind lokal schluffig bis feinsandige Böden auszutauschen.

11.4 Tunnel Vahrn - offene und abschnittsweise Deckelbauweise (Km 3,8+00 – Km 4,3+90)

11.4.1 Bauwerk und Boden

Der 590 m lange Tunnel wird in offener Bauweise errichtet. Gegen die Autobahn und die Brückenbauwerke im Autobahndamm wird als temporäre Baugrubensicherung eine mehrfach verankerte Bohr- bzw. Mikropfahlwand hergestellt. Abschnittsweise kommen auch Spritzbeton-Nagelwände zum Einsatz. Im Bereich des Schaldererbaches (Km 4,087 bis 4,248) wird der Tunnel in Deckelbauweise errichtet. Auf der Talseite erfolgt teils ein freier Aushub, teils ist eine temporäre Baugrubensicherung mittels Spritzbeton-Nagelwand vorgesehen.

Der Tunnel durchörtert in diesem Abschnitt die Schwemmkegel- und Mursedimente im Hangenden und die Seesedimente im Liegenden. Die Schichtgrenze zwischen den beiden Sedimenten schwankt höhenmäßig stark. Sie verläuft vor der Querung des Schaldererbaches zumeist im Bereich der Tunnelfirste bzw. knapp darunter. Nach der Bachquerung sinkt die Schichtgrenze ab und verläuft zumeist im Bereich der Tunnelsohle oder darunter. Vor allem im Süden ist mit Übergangsbildungen zu rechnen.

Im Murschutt wurde der Grundwasserspiegel in unterschiedlicher Höhenlage erkundet. Es ist anzunehmen, dass der Wasserspiegel im Murschutt zumeist wenige Meter über den Seesedimenten liegt. Der angenommen Grundwasserhöchststand liegt daher bis zum Schaldererbach etwa auf Tunnelfirste und sinkt mit den abtauchenden Seesedimenten und ansteigender Gradienten langsam auf Höhe der Tunnelsohle ab. Ab ca. Km 4,3 sinkt er unter die Tunnelsohle ab.

11.4.2 Bauzustand

11.4.2.1 Offene Bauweise

Der Portalbereich Süd wird teils mit einem freien Aushub hergestellt, teils erfolgt die Baugrubensicherung mit einer Spritzbeton-Nagelwand bis ca. Km 3,895. Danach ist eine Baugrubensicherung mittels Mikropfahlwand bis Km 4,051 vorgesehen und schließlich eine Bohrpfahlwand bis Km 4,087 (Übergang zur Deckelbauweise). Im Norden des Schallerer Baches sind ebenfalls Abschnitte in offener Bauweise geplant, die Baugrubensicherung erfolgt mittels Bohrpfahlwand (4,248 - 4,296) und weiter Richtung Norden mit einer Mikropfahlwand bis Km 4,332 und anschließend mit einer Spritzbeton-Nagelwand. Die Baugrube beim Portalbereich Nord wird schließlich frei abgeöschst. Die Mikropfähle werden gegurtet, die Zwischenräume der Pfähle werden mit Spritzbetongewölben gesichert.

Die Pfahlwand liegt im Murschutt und in den Seesedimenten, wobei die Höhenlage der Schichtgrenze sehr unterschiedlich ist und auch Übergangsbildungen vorkommen. Im Murschutt muss mit Erschwernissen bei der Pfahlherstellung infolge von Steinen und Blöcken gerechnet werden. Bei der Bestimmung der passiven Erddrücke und der Einbindelängen der Pfähle sind die Charakteristika der Seesedimente (insbesondere Scherparameter, Mantelreibung und Spitzendruck gem. Abschnitt 9) sowie die ungünstigsten Grundwasserstände zu berücksichtigen.

11.4.2.2 Deckelbauweise

Im Bereich des Deckels wird die Bohrpfahlwand überschritten und mit einem Pfahldurchmesser von 120 cm bis auf Geländeoberkante bzw. bis auf Höhe der anschließenden Bestandsfundamente hochgezogen. Somit ist keine zusätzliche Unterfangung der Bestandsfundamente erforderlich. Der Deckel wird mit einer Ausnehmung in die Bohrpfahlwand eingebunden.

Die Pfahlwand liegt ebenfalls im Murschutt und in den Seesedimenten, wobei die Höhenlage der Schichtgrenze sehr unterschiedlich ist. Im Murschutt muss mit Erschwernissen bei der Pfahlherstellung infolge von Steinen und Blöcken gerechnet werden. Bei der Bestimmung der passiven Erddrücke und der Einbindelängen der Pfähle sind die Charakteristika der Seesedimente (insbesondere Scherparameter, Mantelreibung und Spitzendruck gem. Abschnitt 9) sowie die ungünstigsten Grundwasserstände zu berücksichtigen.

11.4.3 Wasserhaltung

11.4.3.1 Offene Bauweise

Im Bauzustand wird das Wasser zwischen den Pfählen aus der perforierten Spritzbetonsicherung austreten und ist in einer vliesummantelten verrohrten Filterkiesdrainage am bergseitigen Baugrubenrand zu fassen. Im Bauzustand wird das Wasser der fallenden Gradienten folgend in Pumpensümpfe abgeleitet und aus der Baugrube gepumpt.

Im Endzustand wird das Wasser über die Längsdränage zu den Düchern geleitet. Ein Dücker besteht aus einer mindestens 5 m breiten geotextilummantelte Filterkiesdränage in der Sohle und in der Hinterfüllung. Die Stärke dieser Dränage beträgt in der Sohle mindestens 50 cm. Im Bereich der Hinterfüllung entspricht die Stärke der Breite des Arbeitsraumes zwischen Pfahlwand und Tunnelbauwerk. Diese Unterdückerungen sind je nach Wasserzutritt in regelmäßigen Abständen von mindestens 25 m und insbesondere am Beginn und Ende der Deckelbauweisen anzuordnen. Durch das System Längsdränage und Unterdückerung wird der Wasserspiegel beidseitig des Bauwerkes auf dem derzeitigen Niveau gehalten.

11.4.3.2 Deckelbauweise

Im Bereich der Deckelbauweise wird das Hangwasser im Bau- und Endzustand bergseitig aufgestaut. Durch den Aufstau entsteht ein Hangwasserstrom parallel zur Bohrpfahlwand bis zu den im Anschluss an die offene Bauweise mit aufgelösten Pfahlwänden und Pumpensümpfen im Bauzustand bzw. Grundwasserdüchern im Endzustand. Damit auch bei schlechter Längsdränagewirkung kein Aufstau über den Deckel erfolgt, wird die Bohrpfahlwand oberhalb des Deckels in regelmäßigen Abständen von ca. 6 m (jeder 3. unbewehrte Pfahl) durchbrochen. Vorgeschlagen wird jeden dritten unbewehrten Pfahl oberhalb des Deckels mit Filterbeton zu betonieren. In diesem Fall kann ein lokaler Aufstau des Wassers über den Deckel schon im Bauzustand beobachtet werden. Sollte ein Wasseraufstau eintreten, kann das Wasser im Bauzustand mit bergseitig der Pfahlwand herzustellenden Brunnen oder Pumpensümpfen gesammelt und abgepumpt werden. Werden die Filterbetonpfähle nicht vorgesehen, sind im Bauzustand planmäßig zwischen Autobahnbauwerk und Pfahlwand Brunnen vorzusehen. Im Endzustand fließt das Wasser über den Deckel auf die Talseite ab und versickert wieder im Schwemmfächer bzw. wird durch eine Längsdränage abgeleitet. Zur gleichmäßigen Versickerung kann die talseitige Dränage auch als Rigole ausgebildet werden. Bei dieser Variante muss der Wasserdruck auf das Bauwerk in der Standsicherheitsuntersuchung entsprechend berücksichtigt werden.

11.4.4 Gründung

In diesem Abschnitt erfolgt die Gründung des Tunnels über weite Strecken in den anstehenden Seesedimenten. Als Gründungsmaßnahme auf den wasserempfindlichen Seesedimenten ist der Boden in einer Stärke von 60 cm – 100 cm auszuwechseln und durch durchlässiges gemischtkörniges Frostkoffermaterial zu ersetzen, welches mit einem Geotextil vom anstehenden Untergrund getrennt wird. Diese Bodenauswechslung hat abschnittsweise unter Berücksichtigung der stark wasserempfindlichen Seesedimente zu erfolgen. In Bereichen wo die Seesedimente aufgeweicht sind, muss die Auswechslung in größerer Stärke ausgeführt werden. Die erforderlichen Maßnahmen sind durch einen Geotechniker vor Ort festzulegen und zu überwachen.

Die Bodenauswechslung wird im Bereich der offenen Bauweise in regelmäßigen Abständen durch die Dücker aus Filterkies unterbrochen.

11.5 Einschnitt mit Stützmauern (Km 4,3+90 – Km 4,6+79)

11.5.1 Boden und Bauwerk

Im Anschluss an das Nordportal Vahrn ist der Abstand der Umfahrung von der Autobahn ausreichend, sodass der Einschnitt für die Rampe des Tunnelbauwerkes frei abgeböscht bzw. mit Winkelstützmauern gesichert werden kann.

Die zu errichtenden Bauwerke liegen in den dicht gelagerten gemischtkörnigen Murschuttsedimenten. Im Bauwerksbereich sind lediglich lokale Schichtwässer möglich. Der erkundete Grundwasserspiegel liegt weit unter dem Bauwerk.

11.5.2 Bauzustand

Die Baugrubenböschungen werden frei abgeböscht.

11.5.3 Wasserhaltung

Eine Wasserhaltung ist nicht erforderlich. Im Bereich der Stützmauern ist zur Ableitung möglicher lokaler Sickerwässer eine Rückendrainage vorzusehen.

11.5.4 Gründung

Die Stützmauern können in den anstehenden gemischtkörnigen Böden gegründet werden. Schluffig bis feinsandige Böden sind lokal auszuwechseln.

12 DAMMSCHÜTTUNGEN

12.1 Anforderung an das Schüttmaterial

Als Schüttmaterial ist ein gut verdichtbares, gemischtkörniges Material mit einem Feinkornanteil $D < 0,06\text{mm}$ von weniger als 10 % zu verwenden. Das Material soll witterungsunempfindlich beim Einbau sein. Für die unter 2 : 3 geneigten Böschungen muss das Dammschüttmaterial einen Reibungswinkel von mindestens 35 Grad aufweisen. Das Dammschüttmaterial muss keine Kohäsion aufweisen ($c' = 0 \text{ kN/m}^2$), sollte aber im Böschungsbereich nicht zu rollig sein, um die Oberflächenstabilität auch im unbefestigten Zustand (ohne Bepflanzung bzw. Erosionsschutz) durch Kornverzahnung zu gewährleisten.

Hinsichtlich der Verdichtung des Dammschüttmaterials gelten folgende Bestimmungen (RVS. 8.24)

	D_{pr} (%)	E_{v1} (MN/m ²)	E_{v2}/E_{v1} (-)
Unterbauplanum	100	45	2.5
Damm bis 1m unter Unterbauplanum	99	30	2.5
Damm von Dammsohle bis 1m unter Unterbauplanum	97	20	2.8

12.2 Wiederverwertung von Seesedimenten

Hinsichtlich der Wiederverwertung von Seesedimenten in den zu schüttenden Dämmen gilt folgendes:

- Der Wiedereinbau von Seesedimenten in den Dämmen ist bei Wassersättigung nicht möglich. Bei Teilsättigung ist unter Umständen ein Wiedereinbau möglich. Der Wiedereinbau muss ohne Zwischenlagerung erfolgen. Die Sedimente sind in geringer Schichtstärke zwischen durchlässigen Schichten einzubauen.
- Der Einsatz ist möglichst auf Geländeschüttungen außerhalb des Straßenquerschnittes zu beschränken.
- Für die Planung der Wiederverwertung von Seesedimenten sind Eignungsprüfungen im Labor und Feld erforderlich. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse sind die Dammschüttungen, wo Seesedimente zur Anwendung kommen, festzulegen.

13 VERFORMUNGEN

13.1 Dämme

Unter den Dammschüttungen treten bei dem zumeist mitteldicht bis dicht gelagerten Untergrund Setzungen von einigen Zentimetern auf. Als Konsolidierungszeit wird ein Zeitraum von ca. 3 Monaten angegeben. Langandauernde Setzungen (Kriechsetzungen) sind in den vorbelasteten gering plastischen Seesedimenten nicht zu erwarten. Durch die großflächigen Dammschüttungen muss damit gerechnet werden, dass auch der angrenzende Autobahndamm von den Setzungsbewegungen erfasst wird.

13.2 Baugrubenverbau

Bei den hohen mehrfach verankerten Pfahlwänden, Mikropfahlwänden, aber auch im Bereich der Spritzbeton-Nagelwände, welche entlang der Autobahnbauwerke errichtet werden handelt es sich grundsätzlich um verformungsarme Konstruktionen. Dennoch muss infolge der Lastumlagerungen, welche die Konstruktion verursacht, mit Verformungen gerechnet werden. Diese Verformungen können auch Auswirkungen auf die bestehenden Bauwerke und die Autobahn haben.

14 RISIKOBEURTEILUNG

14.1 Boden

Der Untergrund wurde durch Bohrungen; Rammsondierungen, Schürfen und geophysikalische Erkundungsmethoden aufgeschlossen und beprobt. Die Zusammensetzung der Sedimente wurde durch Laborversuche untersucht. Hinsichtlich des Schichtverlaufs insbesondere der erosiv stark veränderten oberen Schichtgrenze der Seesedimente verbleiben Unsicherheiten. Im Murschutt ist mit Inhomogenitäten und im Übergangsbereich mit unterschiedlicher Zusammensetzung der Sedimente zu rechnen.

14.2 Bauwerke

Die geplanten Baugruben und Tunnelbauwerke liegen teilweise im Grundwasser und durchörtern zwei sehr unterschiedliche Lockermaterialeinheiten. Einerseits heterogene, gemischtkörnige steinig, blockige Mursedimente und andererseits erosionsempfindliche schluffige Seesedimente. Die Schichtstärken der beiden Bodenarten und die Lage des Grundwasserspiegels verändern sich in Bauwerkslängsrichtung.

Diese Tatsache ist bei der Herstellung von Bohrpfählen und Verankerungen, beim Aushub von Baugruben und den Vortriebsarbeiten unter dem Deckel besonders zu berücksichtigen.

Die Anforderungen an die Bauverfahren und Gründungsarbeiten können sich daher in Tunnellängsrichtung stark verändern.

15 KONTROLLEN UND MESSUNGEN

Es ist eine Beweissicherung und eine begleitende geodätische Verformungskontrolle entlang der Baugrubensicherung und der Dämme vorzunehmen. Weiter ist eine hydrogeologische Beweissicherung vorzunehmen.

Bei der Herstellung der Bohrpfähle ist der Schichtaufbau in Bohrprotokollen zu dokumentieren und in einem Bauwerkslängsschnitt darzustellen.

Um das Verformungsverhalten der Konstruktion zu überwachen und zu dokumentieren sind insbesondere im Bereich von bestehenden Bauwerken Messquerschnitte mit zusätzlichen Messeinrichtungen (Inklinometer, Ankerkraftmessungen, Extensometermessungen) vorzusehen.

Vor der Herstellung der Anker sind Eignungsprüfungen vorzunehmen. Das gilt insbesondere für die Verankerungen, deren Verpressstrecken in den Seesedimenten liegen. Alle hergestellten Anker sind im Rahmen von Abnahmeprüfungen zu kontrollieren.

Die Dämme und der Straßenunterbau in Damm- und Einschnitt, sowie die Gründungssohle der Tunnelbauwerke sind durch eine geologisch/geotechnische Bauaufsicht abzunehmen und die Untergrundsteifigkeit ist zu dokumentieren.

16 SCHLUSSBEMERKUNGEN

Das gegenständliche Projekt bildet die nördliche Fortsetzung des Projektes „Anschluss Brixen Nord“ und somit indirekt der Westumfahrung von Brixen. Die geplante Trasse verläuft östlich der Autobahn und in etwa parallel zu dieser. Von den knapp 1,5 km Straße verlaufen etwa 850 m im Tunnel (Tunnel Raststation 255 m, Tunnel Vahrn 590 m), etwa 0,38 km werden auf einer Dammschüttung und die verbleibenden, ca. 290 m langen Teilabschnitte im Geländeeinschnitt geführt. Knapp südlich der Raststation „Plose“ zweigt der Anschluss Brixen Nord ab, welcher die Umfahrung Vahrn mit der Westumfahrung Brixen sowie mit der „alten“ SS 12 bzw. mit der SS 49 „Pustertaler-Straße“ verbindet.

Die Baugrundverhältnisse wurden in drei Phasen erkundet. Seit Beginn der Erkundungen werden in periodischen Abständen Grundwassermessungen durchgeführt.

Die durchgeführten Bodenaufschlüsse zeigen einen relativ komplexen Untergrundaufbau für das Projektgebiet, sowohl was die Zusammensetzung und entsprechend die geotechnischen Eigenschaften betrifft, als auch was die Grundwasserverhältnisse anbelangt.

Die Verteilung der verschiedenen Formationen bzw. die Geometrie der Schichtgrenzen wurden in der zweiten Erkundungsphase durch zusätzliche Bohrungen und Schürfe sowie mittels geoelektrischer Messungen längs und quer zur Planungstrasse untersucht. Die Prognosegenauigkeit ist durch verschiedene Störfaktoren (v. a. unterirdische Leitungen) bereichsweise beeinträchtigt. In einigen Gebieten der indirekten Bodenerkundung ist daher keine gesicherte Aussage über den Verlauf der maßgebenden Schichtgrenze (Oberfläche der Seesedimente) möglich. In den Profilen sind die angenommenen Grenzen strichliert eingezeichnet.

Die zunächst festgestellten, günstigen bodenphysikalischen Eigenschaften der Seesedimente (hohe Lagerungsdichte, hohe Konsolidierung) konnten auch im Zuge der Überprüfung durch ergänzende Rammsondierungen sowie Laborversuche bestätigt werden.

Nachdem die Umfahrung Brixen bereits errichtet wurde, ist kein wechselseitiger Materialaustausch vorgesehen. Daher wird das anfallende Aushubmaterial aus den Geländean schnitten und aus dem Tunnel möglichst vollständig in den Aufschüttungsbereichen untergebracht. Es wird ein Einbau in den Dammschüttungen vorgesehen.

Für die Überwachung der Standsicherheit wird eine messtechnische (geodätische) Überwachung von ausgewählten Punkten empfohlen. Diese betreffen den Autobahndamm bzw. dessen Stützmauern und Brückenstützen sowie Brückenwiderlager (an den Stellen mit geringem Abstand zur geplanten Straße, v. a. im Bereich von hohen Böschungsan schnitten, in den Abschnitten der Bohrpfahlwände, im Bereich der Tunnel), sowie angrenzende Gebäude („Volksbankgebäude, Grabner-Haus“).

Ebenfalls primär aus bautechnischen Gründen ist die messtechnische Überwachung der Grundwasserstände an den bestehenden GW-Pegeln sowie ggf. an zusätzlich errichteten Messstellen zweckmäßig.

Im Zuge der Bauausführung ist die geologische Prognose anhand der in den An- und Einschnitten freigelegten Baugruben sowie der Feststellungen bei den Bohrungen sowie beim Aushub für die in offener Bauweise errichteten Tunnel zu überprüfen. Bei signifikanten Abweichungen sind die abgeleiteten geotechnischen Annahmen zu überprüfen und ggf. anzupassen.

* * *

Brixen, im Jänner 2016

17 FOTOANHANG



Foto 1: Übersicht Trassenführung der geplanten Umfahrung Vahrn (durchgezogen die freien Straßenabschnitte, strichliert die im Tunnel verlaufenden Abschnitte).



Foto 2: Nördlicher Projektabschnitt Militärkaserne – Nordende der geplanten Umfahrung Vahrn; die geplante Trasse ist strichliert (Tunnel) bzw. durchgezogen (freie Strecken) eingezeichnet.



Foto 3: Erkundungsschurf SCH1: Durchgang unter Autobahn im Bereich neue Feuerwehrrhalle.



Foto 4: Erkundungsschurf SCH2: östlicher Autobahndamm oberhalb Lammwirt.



Foto 5: Erkundungsschurf SCH3: Gründungsverhältnisse bei westlicher Schwergewichtsmauer der Autobahn oberhalb Volksbankgebäude.



Foto 6: Erkundungsschurf SCH 4



Foto 7: Profil Schurf SCH 5a



Foto 8: Profil Schurf SCH 5b



Foto 9: Profil Schurf SCH 6a



Foto 10: Profil Schurf SCH 6b



Foto 11: Typischer Bodenaufbau im mittleren Trassenabschnitt: oben gemischtkörniger Murschutt, unten feinkörnige Seesedimente; (Aufnahme vom Aushub für die neue Feuerwehrrhalle in Vahrn).



Foto 12: Detail aus dem Baugrund-Aufschluss der Feuerwehrrhalle: Murschutt-Ablagerungen mit über 1,5 m großen gerundeten Granitblöcken (Bilder zur Verfügung gestellt von der ausführenden Baufirma).

18 PREMESSA

18.1 Generalità

Nel comune di Varna è prevista la realizzazione di una strada di circonvallazione a fianco dell'autostrada A 22 del Brennero, come alternativa alla strada statale SS 12 esistente. Il gruppo di progettazione ILF-EUT è stato incaricato con la progettazione esecutiva dell'intera circonvallazione. Lo studio geologico e geotecnico è parte integrante dell'incarico di progettazione ed è diretto dallo studio EUT srl.

La strada in oggetto rappresenta la continuazione a nord della circonvallazione ovest di Bressanone già realizzata ed aperta al traffico. La "Circonvallazione Varna" nella sua forma originaria è stata suddivisa in due lotti e sarà dunque eseguiti in due progettuali distinti, da un lato l'ormai realizzato "Collegamento Bressanone Nord", dall'altro lato la sua prosecuzione verso nord, la "Circonvallazione Varna", oggetto della presente relazione. Nella presente relazione sono trattati gli aspetti geomorfologici, geologici ed idrogeologici generali per l'intera area di progetto ("Collegamento Bressanone Nord" e "Circonvallazione Varna") nonché gli aspetti geotecnici per il presente lotto.

Il presente documento contiene:

- la relazione geologica con la caratterizzazione sismica del sottosuolo
- la relazione geotecnica (le verifiche geotecniche ed i calcoli ai sensi delle NTC sono compresi nei documenti progettuali sulla statica - Mappe di progetto 6 e 7)

ai sensi del DM 14.12.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", (NTC 2008) sulla base della documentazione progettuale messa a disposizione e delle indagini geologiche e geotecniche eseguite.

18.2 Progetto e scopo delle indagini

La lunghezza del tratto stradale in progetto ammonta a circa 1,5 km. In corrispondenza del nucleo del paese di Varna è prevista una galleria di ca. 590 m di lunghezza che sottopassa il quartiere "Unterdorf", il Rio Scaleres nonché la strada provinciale n. 70 verso Scaleres. A nord la strada si collega alla SS 12 esistente. A sud della galleria il tracciato prosegue per poco in intaglio e poi su rilevato. Quest'ultimo è interrotto da un'ulteriore galleria di ca. 255 m di lunghezza presso l'area di servizio „Plose“. Poco a sud della citata area di servizio „Plose“ è previsto l'allacciamento al "Collegamento Bressanone Nord" già aperto al traffico.

Nell'ambito delle fasi progettuali precedenti è stata condotta un'indagine geotecnica dettagliata del sottosuolo, suddivisa in tre fasi. Lungo il tracciato sono stati eseguiti numerosi sondaggi geognostici, scavi d'ispezione nonché misure geoelettriche.

Assieme al rilevamento geologico e considerando varie informazioni dalle vicinanze (intagli nel terreno, scavi, piezometri ecc.), le cognizioni acquisite sono state elaborate con criterio geologico. I risultati sono riassunti nella presente relazione e commentate e documentate negli allegati grafici.

19 DOCUMENTAZIONE DI BASE

19.1 Quadro normativo

- DPR 6 giugno 2001, n. 380, Testo unico delle disposizioni legislativi e regolamentari in materia edilizia;
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE: Decreto 14 gennaio 2008, (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - S. O. n. 30) "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- DM 11.03.1988, "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" con Circolare LL.PP. 24/9/1988 n. 30483;

19.2 Studi, relazioni e documenti vari non pubblicati

- Ufficio gestione risorse idriche (03/2004):
 - Estratto dalla banca dati degli sfruttamenti idrici con carta dei siti di prelievo e schede delle concessioni all'interno dell'area di progetto;
 - stratigrafia del pozzo profondo di Varna - Club Pesca Sportiva Bressanone;
- Monografia dei piezometri, redatta nell'ambito dello studio idrologico Bressanone e dintorni, SGV 2002, su incarico dell'Ufficio gestione risorse idriche, messo a disposizione e fornito dallo stesso ufficio;
- Indagini geologiche per la circonvallazione di Bressanone, Geoconsulting / Dr. I. Starni, (estratti) – su incarico della Provincia Autonoma di Bolzano, aprile 2003.
- Riprese fotografiche della ditta esecutrice del 8/11/2002 per la costruzione del capannone dei Vigili Volontari del Fuoco di Varna;
- Rip. 30 Opere idrauliche: scheda Rio Scaleres;
- Ufficio geologia e prove sui materiali, 1992: risultati delle perforazioni di sondaggio Club Pesca Sportiva Varna

- Ufficio gestione rifiuti: estratto dalla carta delle ex-discariche nella zona di Varna, ric. 29/7/2003;
- Autostrada del Brennero Spa: Sondaggi e classificazione del terreno, lotto n. 7 Cave-Chiusa;

19.3 Bibliografia

- [1] Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio idrografico 1994, Precipitazioni 1921 – 1990, 70 anni di osservazioni in Alto Adige, dati storici disponibili online, stato gennaio 2016;
- [2] Provincia Autonoma di Bolzano, Ufficio idrografico 1997, Precipitazioni massime 1921 – 2012;
- [3] Carta tecnica della Provincia Autonoma di Bolzano, Sc. 1:5000, foglio n. 1408 1;
- [4] Klebelsberg, R. v., 1926: Über die Verbreitung interglazialer Schotter in Südtirol, Zeitschrift f. Gletscherkunde XIV;
- [5] Castiglioni G. B. 1964: Osservazioni morfologiche nella conca di Bressanone, CNR Centro di studio per la geografia fisica, Padova;
- [6] Fliri, F., 1973: Der zentralalpine Bänderton von Schabs (Südtirol), Zeitschrift für Gletscherkunde und Glazialgeologie Bd. IX, Heft 1-2;
- [7] Fliri, F., 1978: Die Stellung des Bändertonvorkommens von Schabs (Südtirol) in der alpinen Würm-Chronologie, Zeitschrift f. Gletscherkunde und Glazialgeologie, Bd. 14, Heft 1;
- [8] Carta geologica d'Italia, M 1:100000, F. n. 1 e 4 - Passo del Brennero e Bressanone con Note illustrative, Firenze 1969;
- [9] Castiglioni G. B., 1997: The Quarternary of the Bressanone Basin, revisited, Geol. In-subr. 2/2;

19.4 Ulteriore documentazione

- Progetto esecutivo „Circonvallazione Varna“ redatto da: gruppo di progettazione circonvallazione di Varna ILF-EUT, data gennaio 2018, su incarico della Provincia Autonoma di Bolzano;
- Relazione geologico-geotecnica per il progetto esecutivo 2008 „Circonvallazione di Varna“ redatto da: gruppo di progettazione circonvallazione di Varna ILF-EUT, Dr. A. Psenner, 29.02.2008;

- Basi cartografiche (Rilievi, estratti mappa, planimetria, sezioni longitudinali, profili trasversali), red.: gruppo di progettazione circonvallazione di Varna ILF-EUT, data febbraio 2007;
- Risultati e registrazioni dai sondaggi geognostici (comunicazioni verbali e documentazione scritta), lavori su incarico della Provincia Autonoma di Bolzano;
- Registrazioni e misure proprie dei sondaggi geognostici e degli scavi d'ispezione (rilievo carote, rilievo scavi, misure di falda), EUT 2003/2004-2006, misure del livello della falda 2004-2008;
- Relazione sulle misure geoelettriche ai fini di indagare il sottosuolo, Fa. Terratec marzo 2004;
- Risultati ed elaborazioni di prove geotecniche di laboratorio, GTH giugno 2004, su incarico del gruppo di progettazione circonvallazione di Varna ILF-EUT;
- Relazione geotecnica per il progetto definitivo 2004 „Circonvallazione di Varna” redatto: GTH Geotechnik Hammer, giugno 2004, su incarico del gruppo di progettazione circonvallazione di Varna ILF-EUT;
- Rilevamenti integrativi per la variante con il Collegamento Bressanone nord, EUT marzo/aprile 2006;
- Risultati ed elaborazioni di prove geotecniche di laboratorio, Georicerche s.a.s. luglio 2006, su incarico del gruppo di progettazione circonvallazione di Varna ILF-EUT;
- Esperienze lavorative nell'ambito della realizzazione del lotto parziale "Collegamento Bressanone Nord", 2009-2010, ILF-EUT;
- Misure del livello di falda nell'ambito del monitoraggio delle risorse idriche, EUT Srl, 2009-2015;
- Variazione al piano urbanistico comunale di Varna - CC Varna I, Rettifica del tracciato della circonvallazione Varna: Verifica del pericolo idrogeologico ed idraulico e di compatibilità, EUT Srl, ottobre 2015.

20 STATO DI CONOSCENZA

Lo stato di conoscenza per la presente relazione si basa sulla documentazione di cui sopra nonché sull'elaborazione geologica delle indagini di terreno e di laboratorio eseguite.

La caratterizzazione (geotecnica) del sottosuolo comporta la suddivisione in quattro differenti unità litologiche (formazioni), dove il passaggio fra le singole formazioni è stato definito dapprima puntualmente, a seguito delle indagini dirette (sondaggi e scavi).

Con l'aiuto dei sondaggi geoelettrici, le quali permettono una distinzione tra detrito di debris flow / riporto artificiale dai sedimenti lacustri attraverso le resistenze elettriche nel sottosuolo, è stata effettuata una ricostruzione dei passaggi tra le unità litologiche nei settori compresi tra i siti indagati direttamente. La qualità di queste indagini è stata ridotta in certi settori da disturbi tecnici (condotte sotterranee ecc.).

La valutazione della situazione idrogeologica si basa sul periodo pluriennale di misurazione a partire dalla messa in posto dei piezometri (in parte dicembre 2003, in parte marzo 2004). In mancanza di dati di riferimento in periodi di livelli alti della falda (p.e. degli anni 2000 e 2004) è solo possibile stimare i livelli di falda da aspettarsi. Tale stima si basa sui dati rilevati nei piezometri dello studio idrologico di Bressanone e dintorni (PZ 3 campi da tennis).

21 INDAGINI GEOLOGICO-GEOTECNICHE

21.1 Rilevamento geologico

Nel periodo tra l'autunno 2003 e la primavera 2004 è stato effettuato un rilevamento geologico su base cartografica di progetto sc. 1:1000 e CTP sc. 1:5000. Durante il rilevamento è stato anche possibile visionare affioramenti del sottosuolo in corrispondenza di scavi, intagli di terreno ecc. Le cognizioni che ne derivano sono integrate nelle carte e sezioni allegate.

In occasione della progettazione di variante del Collegamento Bressanone nord sono stati effettuati rilevamenti integrativi nel periodo di primavera 2006.

21.2 Sondaggi geognostici e prove in sito

Tutti i sondaggi sono stati eseguiti a carotaggio continuo. Ad eccezione di due sono state anche attrezzate tutte le perforazioni con tubi piezometrici. Nella prima fase (dicembre 2003) sono stati eseguiti i seguenti 6 sondaggi a carotaggio continuo:

Sonda- ggio	data inizio - fine		profondi- tà (m p.c.)	diametro perf. (mm)	diametro piez. (mm)	tratto fenestrato	numero SPT
BV 03/1	10/12/03	17/12/03	30	131	101	15.00-30.00	9
BV 03/2	19/12/03	30/12/03	25	131	101	4.00-22.00	7
BV 03/3	15/12/03	18/12/03	30	131	101	3.00-24.00	8
BV 03/4	18/12/04	23/12/03	25	131	101	1.00-19.00	5
BV 03/5	28/11/03	5/12/03	25	131	101	4.00-22.00	5
BV 03/6	9/12/03	12/12/03	25	131	101	3.00-19.00	7

Nella seconda fase (marzo-aprile e ottobre 2004) seguirono ulteriori 11 sondaggi a carotaggio continuo nonché 4 prefiori (non documentati) per penetrometrie (v. tabella sotto).

Sondag- gio	data inizio - fine		profondi- tà (m p.c.)	diametro perf. (mm)	diametro piez. (mm)	tratto fenestrato	numero SPT
BV 04/1	11/03/04	16/03/04	20	101	51	2.00-20.00	6
BV 04/2	16/03/04	18/03/04	15	101	-	-	4
BV 04/3	01/03/04	02/03/04	15	101	51	2.00-15.00	6
BV 04/4	03/03/04	10/03/04	20	127	51	2.00-8.00	8
BV 04/5	09/02/04	10/02/04	20	101	51	8.00-20.00	3
BV 04/6	24/02/04	26/02/04	25	127	51	2.00-15.00	7
BV 04/7	24/02/04	25/02/04	20	101	51	2.00-20.00	3
BV 04/8	25/02/04	01/03/04	25	101	51	2.00-25.00	3
BV 04/9	11/02/04	20/02/04	35	101	51	5.00-35.00	3
BV 04/10	01/10/04	06/10/04	25	101	-	-	7
BV 04/11	12/10/04	14/10/04	25	101	51	2.50-25.00	8

Nella terza fase infine sono stati perforati altri due sondaggi a carotaggio continuo nel settore del Collegamento Bressanone nord (primavera 2006). In entrambi i fori sono stati installati piezometri per l'integrazione della situazione della falda e per un monitoraggio della stessa durante i lavori (v. tabella sotto).

Sonda- ggio	data inizio - fine		profondi- tà (m p.c.)	diametro perf. (mm)	diametro piez. (mm)	tratto fenestrato	numero SPT
B 06/1	21/06/06	23/06/06	15	101	51	9.00-15.00	3
B 06/2	15/06/06	20/06/06	20	101	51	6.00-20.00	7

La posizione dei punti di sondaggio è rappresentata nella planimetria geologica, le stratigrafie e le foto delle carote si trovano negli allegati. I risultati dei sondaggi e delle prove in sito sono integrati nella presente relazione nonché nelle sezioni longitudinali e nei profili trasversali.

Prove SPT

Nel corso delle perforazioni sono state effettuate delle penetrometrie dinamiche SPT sec. Raccomandazioni AGI (punta chiusa, N_{SPT} .. numero di colpi per l'infissione tra i 15 e 45 cm di profondità).

Prove pressiometriche

Nei sondaggi lungo la galleria di Varna prevista sono state eseguite in totale 5 prove pressiometriche per la determinazione del comportamento elasto-deformativo del sottosuolo composto da terreni sciolti, sempre alla profondità prevista per la galleria in progetto.

Prove di permeabilità

Nel corso delle perforazioni è stata valutata la permeabilità dei terreni mediante prove di permeabilità di tipo Lefranc e di pompaggio-risalita.

21.3 Scavi d'ispezione

Lungo il tracciato previsto sono stati eseguiti degli scavi d'ispezione con escavatore idraulico per un totale di 12 trincee. I primi tre servirono per indagare lo stato delle fondazioni nel settore di quei muri di sostegno dell'autostrada, per i quali non esistono disegni a riguardo. Tali scavi sono stati eseguiti nel mese di dicembre 2003. Altri 5 scavi sul versante a sud del portale meridionale della galleria di Varna servirono per indagare il rilevato autostradale e la sua base d'appoggio.

Per il Collegamento Bressanone nord sono stati eseguiti in totale 4 scavi in primavera del 2006. Essi servirono sia all'esplorazione del sottosuolo, incluso il preintaglio della galleria artificiale prevista, sia alla caratterizzazione dei terreni, nei quali sono previsti i maggiori rilevati.

La posizione degli scavi d'ispezione è rappresentata nella planimetria geologica, le informazioni geologiche sono state inserite nelle sezioni. Le stratigrafie e le foto sono state consegnate insieme alle relazioni delle prove di laboratorio ed in sito al committente nonché al progettista.

21.4 Penetrometrie dinamiche

La determinazione della resistenza all'infissione ed il controllo dei risultati delle prove SPT all'interno dei fori di sondaggio sono stati effettuati lungo il tracciato tramite 4 penetrometrie dinamiche con un penetrometro dinamico superpesante (DPSH). Tutte le prove sono state eseguite al top dei sedimenti lacustri. Perciò sono stati perforati e rivestiti i materiali grossolani di copertura, in modo da poter partire con le prove direttamente nei sedimenti lacustri. Le penetrometrie sono state condotte fino al superamento di 75 colpi per 29 cm di infissione.

Sono state eseguite le seguenti penetrometrie:

Sigla	data	prof. rivestimento [m]	prof. finale
RV04/1	18/03/04	5.00	6.00
RV04/2	18/03/04	5.00	6.20
RV04/3	18/03/04	7.20	8.80
RV04/4	18/03/04	10.20	11.60

Posizione e documentazione delle penetrometrie sono rappresentati negli allegati.

21.5 Prove di laboratorio su campioni prelevati

Dalle carote dei sondaggi sono stati prelevati dei campioni disturbati, sui quali sono state effettuate varie prove di laboratorio. Inoltre è stato prelevato un campione cilindrico indisturbato (tipo Osterberg).

Per i tipi di terreno distinti a seguito dei primi risultati di sondaggio (sedimenti lacustri, facies di passaggio, detrito di debris flow nonché riporto artificiale) sono stati scelti campioni possibilmente rappresentativi per le analisi di laboratorio, anche per una conferma della distinzione fatta.

21.6 Geoelettrica

Le misure geoelettriche sono state eseguite dal 23 al 27 marzo 2004 lungo 5 profili definiti in precedenza. Inoltre sono stati eseguiti singoli sondaggi geoelettrici profondi lungo i profili con lo scopo di chiarire la situazione in settori con interferenze tecniche nel sottosuolo.

I profili si estendono per le seguenti lunghezze:

Profilo Nr	lunghezza [m]
1	348
2	254
3	236
4	510
5	126
totale	1474

La posizione dei profili è rappresentata nella planimetria geologica, i risultati derivati dalle prove sono stati considerati nella sezione e nei profili geologici trasversali.

21.7 Misure del livello di falda

Nel periodo di osservazione sono stati misurati nei fori di sondaggio attrezzati come piezometri delle misure di falda all'incirca trimestrali.

Sono state considerate anche misure disponibili da altri piezometri. I risultati presenti sono stati trasposti nelle sezioni geologiche. Una sintesi delle misure è allegata in forma tabulata e grafica alla presente relazione.

22 GEOLOGIA DELL'AREA D'INDAGINE

22.1 Quadro geologico regionale

La località di Varna è situata al margine occidentale della media Val d'Isarco, a nord della città di Bressanone, in corrispondenza della confluenza tra le valli di Scaleres e Spelonca, su ca. 650 m slm.

L'area d'indagine si estende sul settore di fondovalle lungo il tracciato previsto per la circonvallazione, il quale scorre parallelamente all'autostrada del Brennero.

Nell'area di progetto sono presenti in superficie esclusivamente terreni sciolti. Questi sono rappresentati da una successione complessa di depositi glaciali, fluviali e lacustri.

La linea della roccia nel fondovalle non è nota. Si ritiene però che essa si trovi al di sotto dei 400 m slm. Affioramenti di roccia in superficie sono presenti solamente nei tratti medi dei versanti di monte Ponente, al di sopra di Bressanone e Varna, e lungo i fianchi delle valli laterali. Si tratta qui della fillade quarzifera di Bressanone, una formazione paleozoica facente parte del Sudalpino, la quale rappresenta il basamento della successione permo-triassica delle Dolomiti. Verso nord tale unità è delimitata dalla linea Periadriatica, alla quale è legata anche la presenza del granito di Bressanone.

22.2 Geomorfologia e movimenti in massa

Gli elementi morfologici dominanti nell'area d'indagine sono il conoide di deiezione di Varna, la marcata dorsale di Gols ad est, tra Varna e Novacella, nonché i fianchi mediamente ripidi delle valli laterali alla principale dell'Isarco.

Il conoide di deiezione di Varna si estende dalla immissione della valle Scaleres/Spelonca nella Val d'Isarco fino al confine comunale meridionale e presenta nella sua parte superiore una pendenza attorno ai 10°, in quella inferiore di ca. 2-3°.

La dorsale allungata di Platten/Gols, che arriva fino a ca. 675 m slm. divide la Val d'Isarco in questo settore in una parte più alta, inclinata con media pendenza verso sud e sud-ovest (con Varna e dintorni), e una parte orientale più bassa di qualche decametro e più pianeggiante (fondovalle, settore di Novacella, Val di Riga).

Un'ulteriore ed importante elemento geomorfologico è rappresentato dall'argine autostradale diretto circa N-S, al quale si affianca ad ovest l'argine della ferrovia. Questi argini artificiali risultano nell'area di progetto settentrionale liberi su ambi i lati e sopraelevati mediamente di 5 metri rispetto al terreno originario. Il Rio Scaleres è attraversato da autostrada e ferrovia tramite un ponte.

A sud di Varna l'argine autostradale si appoggia al piede naturale del versante ovvero alla parte inferiore del pendio. A tratti (parte media dell'area di servizio „Plose“) il rilevato

raggiunge un'altezza fino a 15 m sopra il fondovalle (scarpata est), ad ovest quest'altezza è ridotta notevolmente oppure è stato anche intagliato il versante naturale con una ripida scarpata. Presso il maso „Blasegger“ l'autostrada scorre in un breve intaglio.

Il tracciato previsto della circonvallazione scorre ad est e parallelamente all'argine dell'autostrada ed a tratti intaglia lo stesso oppure vi scorre in sotterraneo (cfr. planimetrie di progetto).

L'area di progetto è stata ampiamente ed intensamente modificata da interventi antropici. Oltre ai settori presso autostrada e ferrovia vi sono intagli e riporti rilevanti nella zona del paese di Varna. Per la costruzione di edifici ci si è avvalsi di movimentazione terra, come per la sistemazione del Rio Scaleres. La caserma con campo sportivo a sud di Varna nonché i campi sportivi comunali più a sud intagliano il terreno originale sul lato versante di ca. 2-3 m, mentre a valle sono stati riportati fino a circa 2 m di rilevato. Durante la costruzione dell'autostrada vi erano nel settore dell'attuale campo sportivo delle cave di ghiaia, rinterrate successivamente.

La pendenza naturale del conoide di Varna ammonta nel settore del paese a ca. 10° per poi diminuire verso sud fino a pochi gradi. La scarpata autostradale si aggira ai 35° presso gli intagli ed è compresa tra 26 e 35° in corrispondenza di rilevati.

Lungo il piede orientale dell'argine autostradale sono presenti dei fossati, i quali derivano le acque superficiali delle aree circostanti. L'argine autostradale è interrotto in più punti da sottopassi a sezione rettangolare, i quali servono tra l'altro al deflusso delle acque superficiali dalle aree situate a monte.

Nell'area di progetto non sono stati rilevati fenomeni di movimenti in massa rilevanti (frane, caduta massi ecc.). L'argine autostradale non mostra segni di deformazione notevoli, anche dall'amministrazione dell'autostrada non sono state comunicate informazioni a riguardo.

22.3 Pericoli naturali

Per il comune di Varna non si dispone di un valido Piano delle Zone di Pericolo (attualmente in fase di elaborazione). Per l'area di progetto è stata effettuata una verifica del pericolo idrogeologico ed idraulico ed è stata valutata e confermata la compatibilità degli interventi con i pericoli naturali (cfr. "Variazione al piano urbanistico comunale di Varna - CC Varna I, Rettifica del tracciato della circonvallazione Varna: Verifica del pericolo idrogeologico ed idraulico e di compatibilità", EUT Srl, ottobre 2015).

22.4 Idrogeologia

22.4.1 Idrografia

Nella zona della conca di Bressanone le precipitazioni medie annue ammontano a ca. 670 mm, i mesi più ricchi in precipitazioni sono luglio ed agosto con mediamente ca. 100 mm (registrazioni pluriennali, vedi [1]). La quantità più scarsa di precipitazioni si ha nei mesi di gennaio – febbraio con mediamente 18-19. Il valore giornaliero massimale è di circa 105 mm (24/08/1987 – registrazioni presso la stazione di misura Bressanone, v. tabella seguente).

Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo di : Stärkste Niederschläge, registriert an den Regenschreiber von :

6960

Bressanone - Brixen

560 m s.m./ü.M.

X_UTM 703889

Y_UTM 5177222

INTERVALLO IN MINUTI ZEITABSTAND IN MINUTEN						INTERVALLO IN ORE ZEITABSTAND IN STUNDEN									
15		30		45		1		3		6		12		24	
mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum
20,6	02.07.1995	35,0	22.07.1928	44,0	02.07.1995	52,8	02.07.1995	68,6	25.05.1947	70,8	25.05.1947	72,8	24.08.1987	104,6	24.08.1987
20,0	11.08.1974	34,8	02.07.1995	33,6	11.08.1974	50,0	25.05.1947	66,8	02.07.1995	67,0	02.07.1995	71,2	25.05.1947	74,0	09.07.2007
18,0	30.08.1994	30,0	11.08.1974	32,6	12.08.1988	45,0	22.07.1928	50,0	27.07.1942	57,2	19.06.2009	67,0	02.07.1995	72,6	18.07.1981
17,2	13.07.1977	26,4	25.05.1947	27,2	17.07.1994	36,4	12.08.1988	49,2	26.08.2005	54,8	09.07.2007	66,2	19.06.2009	72,2	26.07.1965
16,2	28.07.1971	25,4	12.08.1988	27,0	24.06.1979	33,6	11.08.1974	47,4	22.07.1928	51,4	27.07.1942	64,4	31.07.1998	71,2	25.05.1947
15,8	25.08.1993	22,6	17.07.1994	23,2	30.08.1980	31,4	24.06.1979	45,0	09.08.2009	50,0	26.08.2005	57,8	24.08.1996	70,6	02.07.1995
15,8	31.07.1998	21,8	30.08.1980	23,2	22.07.2003	29,0	17.07.1994	42,2	09.07.2007	49,4	22.07.1928	57,6	09.07.2007	66,4	19.06.2009
15,8	22.07.2003	21,6	22.07.2003	22,4	13.07.1977	26,0	27.07.1942	37,4	07.08.1962	49,2	24.08.1996	51,4	27.07.1942	65,0	31.07.1998
15,6	03.06.1992	21,0	13.07.1977	21,8	03.09.1998	26,0	30.08.1980	36,8	11.08.1974	48,4	31.07.1998	50,6	19.05.2006	62,0	08.10.1964
15,0	30.08.1980	20,2	25.08.1993	21,2	15.07.1987	26,0	24.08.2010	36,8	31.07.1998	46,2	24.08.1987	50,2	22.07.1928	60,5	07.07.1942
14,2	25.08.1987	20,0	24.06.1979	21,2	24.08.2010	25,6	21.06.1936	36,4	12.08.1988	44,4	15.08.1961	50,0	26.08.2005	59,0	24.08.1996
13,8	24.06.1979	19,6	19.06.2009	21,0	03.08.1958	25,0	03.09.1998	34,2	21.06.1936	42,8	07.08.1962	48,8	24.08.1979	58,4	26.08.2005
13,6	19.06.2009	18,4	27.07.2006	20,6	27.07.2006	24,0	01.07.2000	34,2	31.07.1966	41,8	30.08.1980	48,0	24.06.1978	57,3	03.11.1966
13,0	12.08.1988	18,0	28.07.1971	20,4	25.08.1993	23,4	22.07.2003	33,8	24.06.1979	41,2	10.08.1974	47,2	15.08.1961	55,2	26.06.1997
12,8	22.08.1973	17,0	13.07.1950	20,4	28.07.1971	23,0	26.08.2005	33,8	17.07.1994	39,6	31.07.1966	45,0	07.07.1946	54,6	17.10.1980

Tab. 5.1: Precipitazioni intense a Bressanone, fonte: Ufficio idrografico.

22.4.2 Acque superficiali

Il drenaggio dell'area di studio avviene attraverso i corsi d'acqua di Spelonca (acqua pubbl. B.400.5, parte settentrionale di Varna) e di Scaleres (acqua pubbl. B.400, paese di Varna ed aree adiacenti a sud), entrambi classificabili come torrenti. Sul versante in destra idrografica (monte Ponente) vi sono alcuni corsi d'acqua minori che portano acqua periodicamente e si perdono nella parte inferiore del versante o al piede del versante (settore ferrovia) oppure gettano le proprie acque nei canali artificiali di derivazione.

Ferrovia ed autostrada sono sottopassati in più punti da tomboni per la derivazione dei canali. Questi drenano le aree a monte dell'argine e portano l'acqua agli immissari principali (nell'area di progetto settentrionale il Rio Scaleres, nel settore meridionale l'Isarco).

Il Rio Scaleres è l'unico dei maggiori corsi d'acqua ad attraversare il tracciato previsto ed il progetto prevede un passaggio in sotterraneo per la strada.

Il pertinente Ufficio opere idrauliche ha indicato nell'ambito della relazione stato 2004 per il Rio Scaleres (bacino imbrifero di ca. 41 km²) una portata massima di 60,37 m³/s, la portata media è di 0,85 m³/s, mentre in fase di magra si hanno 0,27 m³/s.

Per il Rio Spelonca, notevolmente più piccolo (bacino imbrifero di 6,5 km²), il quale attraversa il tracciato poco a monte della sua terminazione settentrionale, non venivano forniti dati a riguardo.

22.4.3 Acque sotterranee

Una parte del drenaggio della zona avviene in sotterraneo attraverso la parte permeabile dei terreni sciolti. I depositi di debris flow presentano una permeabilità media, mentre i sedimenti lacustri, sottostanti pressoché in tutta l'area di studio, risultano essere impermeabili. Il drenaggio sotterraneo è quindi legato ai depositi di debris flow ed ai rilevati artificiali come l'andamento della falda è legato alla superficie dei sedimenti lacustri.

In base ai rilievi effettuati il livello di falda è più alto in vicinanza del Rio Scaleres con pochi m sotto p.c. e si abbassa poi rispetto alla superficie topografica sia verso S che verso N. Nella parte settentrionale della galleria di Varna il livello della falda sta al di sotto del livello della circonvallazione prevista (cfr. la sezione geologica longitudinale e le misure del livello di falda).

A sud la galleria prevista ed il suo preintaglio raggiungono invece la falda. Lungo gli intagli sul lato monte, per esempio in corrispondenza della caserma militare, sono previste lievi infiltrazioni di acqua di versante, legate al passaggio tra sottosuolo naturale ed argine autostradale. Poche e locali venute di acqua di versante sono da aspettarsi anche in altri punti con le medesime caratteristiche geologiche.

Generalmente e con le conoscenze attuali non è possibile individuare una superficie di falda continua. Bensì i livelli di falda misurati nei piezometri indicano una forte variazione su scala locale dei gradienti della falda (legata al limite erosivo tra sedimenti lacustri e depositi di debris flow). Il flusso della falda scorre in direzione SE.

L'abbondanza di acqua di falda nel settore della galleria prevista è stata valutata a seguito di prove di pompaggio come generalmente ridotta.

22.4.4 Utilizzazioni idriche e zone di tutela

In base alla documentazione disponibile e in seguito a specifica richiesta presso le autorità provinciali competenti in materia (Ufficio Gestione risorse idriche, Ufficio Tutela acque), nell'area di progetto non sono presenti sorgenti o pozzi di acqua potabile né aree di rispetto.

Assieme agli uffici provinciali e alle autorità territoriali locali sono state censite e continuamente aggiornate le utilizzazioni idriche (pozzi per uso agricolo/produttivo) nell'area di studio. Queste sono rappresentate nella carta geologico-geomorfologica in allegato (BV-U-602).

Per queste utenze e per i piezometri presenti nell'area di studio (cfr. planimetria geologica in allegato BV-U-603) è in corso un monitoraggio idrogeologico, avviato nel 2004 in congiunta con le correlate opere più a sud che sono ormai realizzate e aperte al traffico (Svincolo Bressanone Nord - Circonvallazione di Bressanone).

23 MODELLO GEOLOGICO

23.1 Generalità

Basandosi sulle indagini eseguite e sullo stato di conoscenza attuale si descrivono di seguito le caratteristiche geologiche e fisiche del sottosuolo di rilevanza per l'opera.

La rappresentazione geometrica del modello geologico si evince dagli allegati grafici.

23.2 Risultati delle indagini geologico-geotecniche

La seguente descrizione geologica delle unità litologiche presenti si basa sulle conoscenze che derivano dalle indagini del terreno e da numerosi riunioni e sopralluoghi con i tecnici coinvolti.

La distinzione delle unità di terreno sciolto si basa sulle varie prove in sito ed in laboratorio. Specie per la separazione tra detrito di debris flow e sedimenti lacustri sono state eseguite lungo il tracciato delle indagini geoelettriche.

A seguito di misure di comparazione dai sondaggi si attribuiscono le seguenti resistenze elettriche alle varie litologie:

Resistenza litologica specifica [Ohm*m]	Interpretazione geologica
> ca. 450	ghiaia
ca. 450 - ca. 160	sabbia
ca. 160 - ca. 80	limo, sabbia
< 80	limo

Il limite indicato nei profili geologici (linea tratteggiata) tra i depositi a granulometria mista (detrito di debris flow) e sedimenti lacustri (U, s oppure. U, t) è stato interpretato in base ai risultati dei sondaggi e delle misure della resistenza geoelettrica.

Dalle prove in sito (prove pressiometriche e SPT), dagli scavi d'ispezione e dalle penetrometrie dinamiche sono stati determinati il comportamento di deformazione, la densità in sito o consistenza. Inoltre questi parametri servono, come del resto i parametri determinati in laboratorio, alla ricostruzione della situazione geologica nel sottosuolo nonché all'interpretazione dei risultati di indagini puntuali.

23.3 Terreni sciolti

23.3.1 Riporti artificiali

Essi sono costituiti in prima linea dall'argine autostradale, alto fino a ca. 15 m. Secondo gli scavi d'ispezione sulla scarpata orientale, tale argine è composto da terreno sciolto a granulometria mista con prevalente ghiaia e subordinato sabbia e ciottoli. La dimensione massima dei blocchi osservata è di ca. 1 m³.

La densità in sito è generalmente alta, raramente media. Poco sviluppata è una stratificazione. Si presume una permeabilità media.

La pendenza delle scarpate dell'argine è in media di 31-32° e raggiunge massimo quasi 35°. Localmente (lato est) il rilevato autostradale è limitato da muri di sostegno alti fino a ca. 5 m, i quali sono stati eseguiti come muri a gravità e fondati poco profondi (fino a ca. 2 m sotto p.c.).

Sulle scarpate non sono state osservate deformazioni. Anche dal gestore dell'autostrada (informazione dal servizio di gestione e manutenzione, Ing. Costa) non sono stati segnalati tratti di argine labili o addirittura instabili.

Il materiale possiede generalmente buone caratteristiche geotecniche, anche se bisogna tenere conto di una certa variabilità a causa della provenienza e composizione non nota in dettaglio e nonché delle disomogeneità dovute alla messa in posto. Dalle indagini del terreno non si hanno indicazioni su siti contaminati (contaminazione da resti edilizi e idrocarburi, parti organiche ecc.).

23.3.2 Detriti di debris flow e torrentizi (depositi di conoide di deiezione)

Nei settori non o poco modificati dall'azione antropica sono presenti depositi di debris flow e torrentizi, con una potenza di pochi metri, i quali costituiscono l'unità superiore della coltre di terreni sciolti. Questi depositi sono stati generati dalle già citate valli laterali occidentali della Val d'Isarco. Nel loro bacino affiora in prevalenza la fillade quarzifera di Bressanone e in maniera subordinata il granito di Bressanone nonché dioriti e gabbri (versante nord della valle di Spelonca). Questa composizione si rispecchia sostanzialmente nei depositi in questione. Le aree sfruttate agronomicamente sui conoidi di deiezione sono state spianate dall'uomo. A giudicare da vecchie riprese fotografiche l'originaria superficie topografica si presentava molto irregolare (gobbosa e con incisioni solchiformi e poco profondi fino a ca. 1-2 m).

La composizione litologica dei depositi di debris flow presenta oltre alle filladi e gneiss scistososi un notevole contenuto in granito. La composizione granulometrica risulta essere molto ampia con singoli blocchi fin oltre 2 m di diametro, una prevalente frazione di ciottoli e ghiaia nonché subordinata sabbia e poco materiale limoso.

La stratificazione è solitamente assente o sviluppata in modo poco evidente, sono possibili locali intercalazioni di depositi torrentizi ben stratificati e dilavati (in prevalenza sabbie e ghiaie). La densità in sito è prevalentemente alta, la permeabilità modesta.

Questi depositi sono presenti pressoché su tutta l'area di progetto e ricoprono la superficie topografica presente al momento dell'ultimo ritiro glaciale (rilievo postglaciale). La superficie così formatasi è stata modificata in seguito soltanto da piccoli eventi di debris flow, da processi erosivi del corso d'acqua principale nonché da interventi antropici.

La formazione dei conoidi di deiezione risale al postglaciale, tuttavia sono documentati anche in tempi storici degli eventi catastrofici sotto forma di fenomeni di debris flow ed inondazione da parte del Rio Scaleres (debris flow su Varna ed in alcuni tratti dell'Isarco sbarramenti/deviazione attorno al 1400, cfr. Meusberger, 1912 in [4]).

In tempi recenti si sono verificati più volte piccoli eventi di debris flow i quali comportavano sbarramenti di tombini e ponti a causa del loro trasporto solido (soprattutto legno), il che causava a sua volta inondazioni e colate di fango lungo il torrente e sulle strade.

Nell'area di progetto meridionale i canali laterali hanno formato un conoide di debris flow presso il maso „Blasegger“, il quale è diretto morfologicamente marcato circa a 90 gradi rispetto alla valle principale. Autostrada e ferrovia, situate a monte della strada prevista, intagliano questo conoide per alcuni metri. Di questo conoide non sono noti eventi recenti.

A causa della situazione morfologica odierna (argini ed intagli da parte dell'autostrada e della ferrovia) gli eventi di debris flow non rappresentano più un rilevante fattore di rischio per la strada prevista.

23.3.3 Sedimenti lacustri

Alla base dei depositi di debris flow e torrentizi si trovano sedimenti lacustri a grana fine e ben stratificati. Questi sono composti da limi con un contenuto variabile in sabbia e argilla nonché singoli componenti ghiaiosi e ciottolosi (dropstones). Intercalati a forma di lente o interdigitati lateralmente ai sedimenti lacustri fini si trovano sabbie ben dilavate e raramente (nel settore marginale del lago di una volta) detrito di debris flow a granulometria mista.

Secondo le conoscenze attuali questi depositi sono attribuiti ad un lago al margine di un ghiacciaio, che esisteva nel settore Varna – laghetto di Varna, o alla sua avanzata. La potenza di questi depositi non può essere definita con le indagini effettuate. Supera però come minimo qualche decametro. Con perforazioni per pozzi in vicinanza del laghetto di Varna sono stati rinvenuti sedimenti lacustri con una potenza di oltre 100 m. Questi sono probabilmente collegati a quelli indagati nel settore della strada in oggetto. Strati acquiferi (più grossolani) sono stati trovati solamente a ca. 140 m sotto p.c. (ca. 520 m slm.).

Ulteriori presenze di depositi fini si trovano sec. [4] ca. 500 m a sud della chiesa di Varna, a ca. 640 m slm. Nei dintorni della conca di Bressanone sono noti numerosi affioramenti di sedimenti lacustri (tra cui le argille a bande di Sciaves). Depositi limosi sono noti anche dai sondaggi eseguiti lungo la ferrovia sul lato monte.

A giudicare dai risultati delle indagini geoelettriche la superficie dei sedimenti lacustri presenta un andamento articolato, dovuto probabilmente a processi erosivi (incisioni a forma di solco dovuti a corsi d'acqua e colate detritiche).

I parametri geotecnici determinati e l'analisi visuale delle carote di sondaggio mostrano un'alta densità in sito oppure una buona consolidazione, il che può essere spiegato con un precarico glaciale (dovuto al forte carico del ghiacciaio dell'Isarco durante l'ultimo periodo di glaciazione).

Generalmente si attribuiscono delle buone caratteristiche di resistenza ai sedimenti lacustri presenti. Si presume un'alta capacità portante.

All'interno di questa formazione non sono previsti scavi liberi o intagli. Tuttavia una buona parte della galleria di Varna prevista ricade all'interno dei sedimenti lacustri e nei preintagli le pareti di pali poggiano perlopiù in questa unità. A tal riguardo si richiama l'attenzione particolarmente sulle seguenti caratteristiche dei terreni:

- sensibili al gelo (alto contenuto in limo);
- sensibili all'acqua (calo della consistenza -> tendenza ad un comportamento tenero o fluido);
- grosse difficoltà nel posare in opera e nel costipare sia in presenza di troppa acqua che in mancanza di acqua; pertanto si necessita di un maggior dispendio in caso di una messa in opera di materiale rammollito a seguito di venute d'acqua.

23.3.4 Facies di passaggio detrito di debris flow – sedimenti lacustri

Nel settore a sud della galleria Varna prevista i sedimenti lacustri limosi passano a depositi via via più sabbiosi (cfr. sondaggi BV 03/2, BV 04/3). Questi comprendono un'alternanza +/- stratificata di sabbie limose, ghiaie sabbiose ciottolose e raramente limi puri. Ancora più a sud (settori area di servizio e maso „Blasegger“) si osservano altrettanto delle intercalazioni sabbiose al di sopra o in mezzo a depositi grossolani, i quali sono anch'essi da classificare come facies di passaggio.

Dal basso all'alto la successione diventa tendenzialmente più grossolana, cosa tipica per un progressivo riempimento di un bacino lacustre in caso di forte sedimentazione (deposizione progradante di delta-conoidi torrentizi e di debris flow). Un'eccezione è rappresentata dalla successione presso il maso „Blasegger“, dove verso l'alto prevalgono depositi sabbiosi.

I sedimenti di acqua ferma che ci si aspettano in caso di ridotta sedimentazione (sedimenti di piano di esondazione, torbiere ecc.) nella parte superiore di un lago riempito non so-

no stati riscontrati. Non sono neanche stati riscontrati rilevanti quantità di componenti organici. Ciò conferma ulteriormente, oltre al risultato dell'analisi sedimentologica, l'ambiente glaciale durante la formazione di questi depositi.

Questi sedimenti presentano una densità in sito da media ad alta. Le caratteristiche di resistenza variano a secondo della composizione granulometrica e del contenuto d'acqua e sono considerate generalmente buone, visto che nei settori coinvolti non ci si aspetta un'influenza della falda idrica.

23.4 Ex-discardiche

Dalle indagini di tipo generale condotte (catasto ex-discardiche presso l'Ufficio gestione rifiuti, informazioni dell'amministrazione comunale) nonché dalle conoscenze delle diverse indagini di terreno (sondaggi, scavi) non emerge nessuna indicazione circa ex-discardiche.

A causa della molteplice e varia attività in questa zona fortemente antropizzata non si possono però escludere a priori contaminazioni di vario tipo. Le aree di sospetto a tal riguardo sono tutte le aree edificate e le loro immediate vicinanze, le aree militari nonché le aree dell'autostrada, in particolare la zona dell'area di servizio.

Secondo le conoscenze attuali (comunicazione verbale distretto militare di Trento, sig. Ten. Col. Mauro, 2004) non sono più presenti materiali bellici all'interno della caserma militare.

Sebbene persone conoscenti del posto dichiarano che l'area di progetto non sia stato un obiettivo primario di attacchi aerei durante la seconda guerra mondiale, si deve tenere conto che generalmente stazioni dei treni, linee ferroviarie e caserme siano stati presi di mira da parte di attacchi aerei sia nella prima che nella seconda guerra mondiale. Ciò è confermato anche da singoli ritrovamenti di bombe a Varna. Si deve provvedere alla ricerca di ordigni bellici di routine prevista dalla legge (bonifica bellica di 2° grado).

24 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

24.1 Generalità

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) prevedono la definizione della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione ai fini di determinare le azioni sismiche di progetto.

A tale riguardo si devono definire i seguenti parametri:

ag - accelerazione orizzontale massima

Fo - valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T*C - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

I valori di ag, Fo e T*C sono forniti in tabella 1 nell'allegato B delle Nuove Norme Tecniche (NTC 2008) per 10751 punti in cui è suddiviso il territorio nazionale (elencati secondo longitudine e latitudine).

24.2 Classe dell'edificio e periodo di riferimento

Sec. NTC 2008, cap. 2.4 deve essere classificata l'opera con una relativa vita nominale (cap. 2.4.1) nonché definita una classe d'uso (cap. 2.4.2).

Sec. indicazioni del progettista / committente l'opera ricade nella classe 1 (grandi opere) con una vita nominale di $VN \geq 100$ anni. La classe d'uso è definita come classe II (normali affollamenti).

24.3 Categorie di sottosuolo

In assenza di specifiche analisi, nella definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, come indicate qui di seguito (Tabella 3.2.II – NTC).

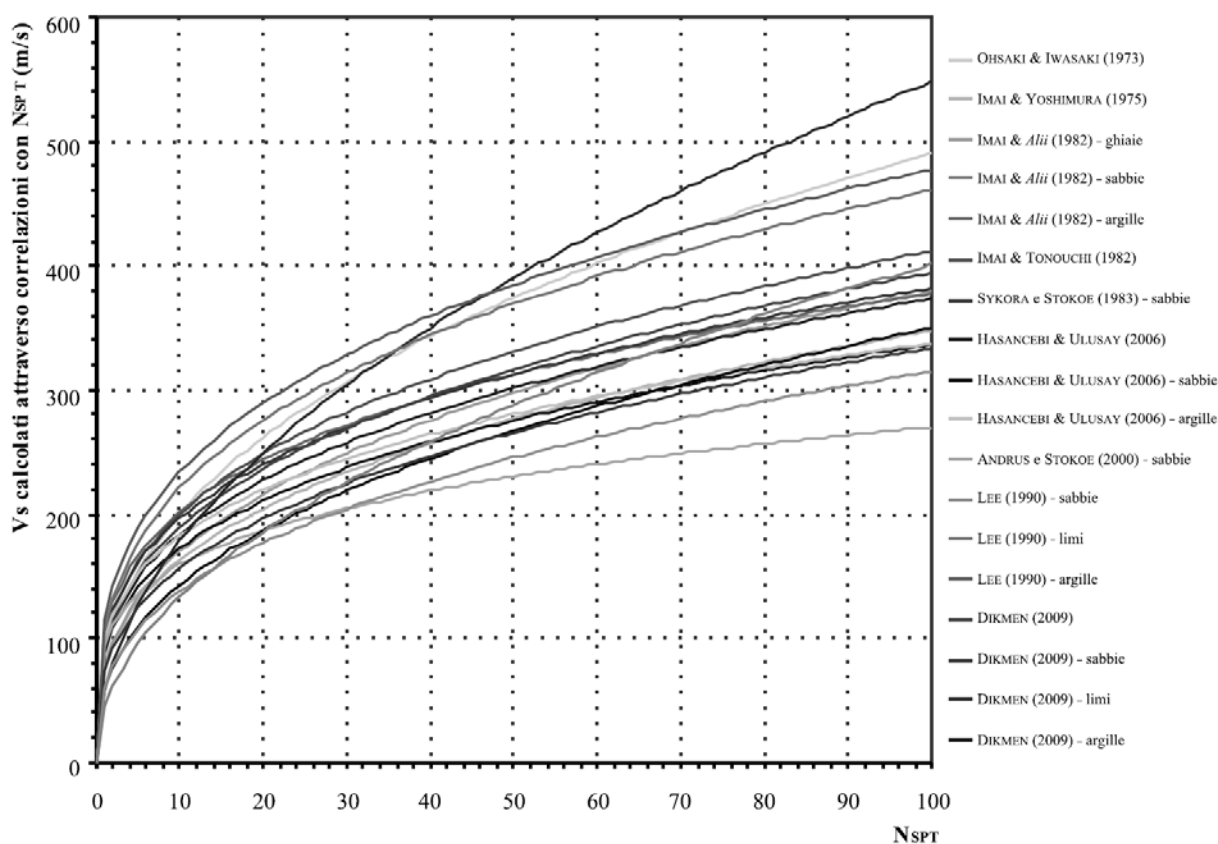
Grazie al numero elevato di prove SPT disponibili, è stata scelta una correlazione dei valori di resistenza penetrometrica dinamica nei primi 30 m di profondità NSPT,30 con le velocità delle onde di taglio Vs,30.

Nel dettaglio (cfr. paragrafo 25 e documentazione in allegato) i tipi di terreno individuati presentano i seguenti valori medi NSPT,30:

Valore NSPT,30	min.	max.	media	deviazione standard	numero prove
Tipo di terreno					
detriti di debris flow e torrentizi	9* / 16	Rif.	74	41	43
sedimenti lacustri	39	Rif.	100	50	16
facies di passaggio	24	Rif.	86	42	12

*Il valore NSPT pari a 9 rappresenta un outlier e viene considerato 16 come valore minimo

In letteratura esistono numerose correlazioni tra NSPT e Vs per diversi tipi di terreno.



Correlazioni NSPT - Vs in letteratura, grafico preso da Pietrantoni et al., rivista italiana di geotecnica 1/2013

Di conseguenza, considerando cautelativamente valori NSPT,30 compresi tra 16 - 74 (minimo e media) per i terreni ghiaio-sabbiosi con valori NSTP generalmente più bassi dei tipi di terreno presenti ne seguono valori di Vs,30 compresi tra ca. 180 m/s e 360 m/s.

Sulla base delle indagini eseguite il sottosuolo del sito in esame può quindi essere attribuito alla categoria C.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categorie di sottosuolo sec. tabella 3.2.II (NTC) con evidenziata la categoria definita per il sito in oggetto

24.4 Amplificazione stratigrafica

Per il sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1, mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T^*C relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella qui di seguito (Tab. 3.1.V – NTC), nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Kategorie / Categoria	Ss	Cc
A	1.0	1.0
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.5}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Espressioni di Ss e Cc sec. tabella 3.1.V (NTC)

24.5 Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tabella qui di seguito (Tab. 3.2.VI – NTC) in funzione delle categorie topografiche.

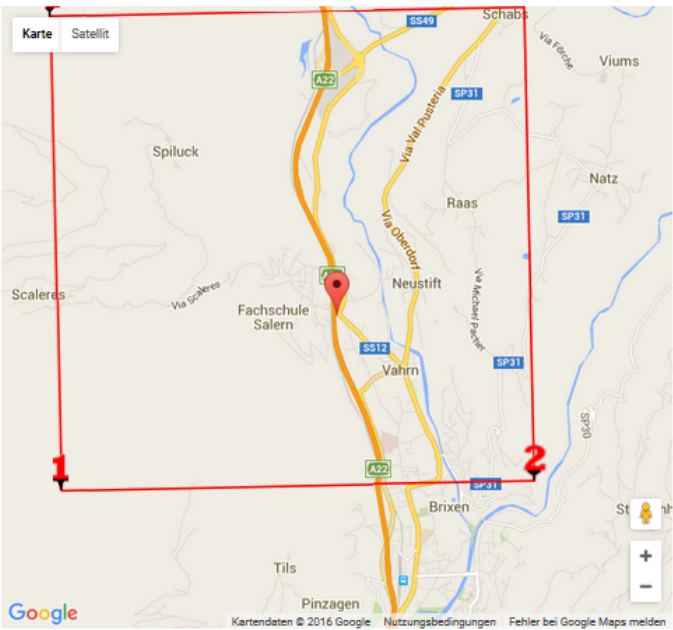
Le opere in progetto ricadono nella parte bassa del versante e nel fondovalle, per cui la categoria topografica risulta essere T1.

Kategorie categoria	Lage des Bauwerkes ubicazione	S_T
T1	Ebene, Hänge u. isolierte Erhebungen mit mittl. Neigung $\beta < 15^\circ$ Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con incl. media $i < 15^\circ$	1.0
T2	am Hang mit Neigung $\beta > 15^\circ$ Sommità del pendio con $i > 15^\circ$	1.2
T3	oberhalb Hang, Neigung $15^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$ Cresta del rilievo con $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.3
T4	oberhalb Hang, Neigung $> 30^\circ$ Cresta del rilievo con $i > 30^\circ$	1.4

Koeffizient S_T gem. Tabelle 3.2.VI (NTC)

24.6 Calcolo dell'azione sismica

Via	<input type="text"/>	n°	<input type="text"/>
Comune	<input type="text"/>	Cap	<input type="text"/>
Provincia	<input type="text"/>	<input type="button" value="Cerca"/>	
WGS84 (°)			
Latitudine	<input type="text"/>		
Longitudine	<input type="text"/>	<input type="button" value="Cerca"/>	
Isole	<input type="text" value="-- Selezione --"/>		



☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.
(2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

(1)* Coordinate WGS84 (°)		
Latitudine	<input type="text" value="46.737843"/>	Longitudine <input type="text" value="11.639996"/>
(1)* Coordinate ED50 (°)		
Latitudine	<input type="text" value="46,738722"/>	Longitudine <input type="text" value="11,641022"/>
Classe dell'edificio		
<input type="text" value="II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali..."/>		
Cu = 1		
Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)		
<input type="text" value="100"/>		
Interpolazione		
<input type="text" value="Media ponderata"/>		
<input type="button" value="Calcola"/>		

Stato Limite	Tr [anni]	α_p [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	60	0,024	2,466	0,194
Danno (SLD)	101	0,030	2,450	0,218
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,059	2,677	0,386
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,071	2,777	0,414
Periodo di riferimento per l'azione sismica:				
<input type="text" value="100"/>				

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

☐ Muri di sostegno ☐ Paratie

☒ Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss *				
Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,50"/>
Cc *				
Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1,80"/>	<input type="text" value="1,74"/>	<input type="text" value="1,44"/>	<input type="text" value="1,40"/>
St *				
Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] <input type="text" value="0.6"/>				

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,007	0,009	0,018	0,021
kv	0,004	0,004	0,009	0,011
Amax [m/s²]	0,348	0,435	0,874	1,050
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Parametri sismici sito-specifici determinati mediante il software libero GeoStru

24.7 Rischio liquefazione dei terreni

In base alle NTC par. 7.11.3.4.2 può essere esclusa una liquefazione dei terreni quando si manifesta una delle seguenti considerazioni:

- | | |
|---|-----------------|
| 1. eventi sismici attesi di magnitudo $M < 5$ | non soddisfatta |
| 2. accelerazioni massime attese al piano campagna $< 0,1 \text{ g}$ | soddisfatta |
| 3. profondità media stagionale della falda $> 15 \text{ m}$ da p.c. | non soddisfatta |
| 4. depositi costituiti da sabbie ben compattate, verifica tramite prove penetrometriche ($N_{160} > 30$ bzw. $q_{clN} > 180$) | soddisfatta |
| 5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nei grafici in figura 7.11.1 NTC | soddisfatta |

Annotazioni

1. elevata distanza da zone sismogenetiche ZS9 - INGV (ca. 100 km da zona 906 Garda-Veronese con $M_w \text{ max} = 6,60$), però con il metodo della disaggregazione della pericolosità sismica (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>) risulta per l'area di progetto un valore medio magnitudo pari a 5,78 ovvero una $M \geq 5$.

2. L'area di studio ricade in una zona poco sismica con accelerazioni attese (cfr. paragrafo precedente, $a_g \text{ max} = a_g * S_s * S_t$) che si collocano al di sotto dei valori critici (0,1 g), che sec. NTC sono necessari per il verificarsi di una liquefazione dei terreni.

Pertanto il punto 2 risulta soddisfatto e in base alle NTC può essere ommessa la verifica a liquefazione dei terreni.

3. Non è presente un corpo continuo di falda. Comunque presenza di acqua e possibilità di terreni bagnati per falde sospese entro i primi 15 m.

4. Le prove SPT effettuate (cfr. paragrafo 25 e documentazione in allegato) indica una buona compattazione dei terreni; in particolare i terreni sabbiosi e sabbio-limosi presentano valori NSPT molto elevati ad escludere una liquefazione.

5. Le analisi granulometriche effettuate (cfr. paragrafo 25 e documentazione in allegato) indicano una distribuzione granulometrica esterna ai campi, per i quali sec. fig. 7.11.1 NTC è possibile una liquefazione.

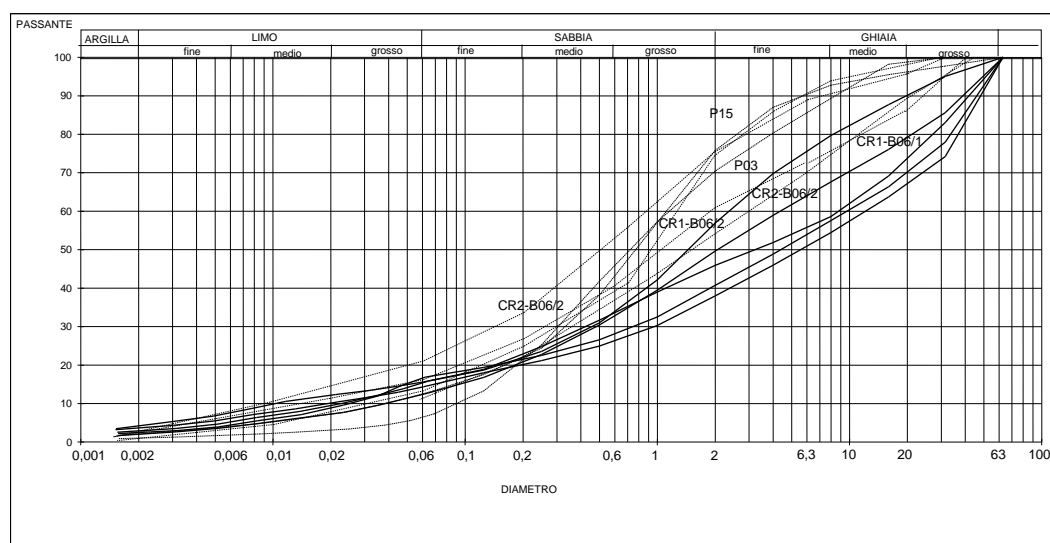
25 RISULTATI DELLE PROVE IN SITO E DI LABORATORIO

I risultati delle prove geologiche e geotecniche di laboratorio e di quelle in sito sono raggruppate di seguito secondo i tipi di terreno.

25.1 Ghiaie sabbiose ciottolose (detriti di debris flow e torrentizi)

25.1.1 Prove di laboratorio

Curve granulometriche



Curve granulometriche ghiaia sabbiosa ciottolosa

Numero campioni	5	
tipo terreno	G, S, u	- G, s, u
ghiaia (> 2,0 mm) (%)	62,0	- 43,1
sabbia (0,06 - 2,0 mm) (%)	41,5	- 23,7
mat. fine (< 0,06 mm)	16,6	- 12,4
argilla (< 0,002 mm) (%)	6,0	- 2,0

Campioni lungo il tracciato: P01, 02, 09, 12, 13

Non considerati nella curva: P03, P15, CR1-B06/1, CR1-B06/2, CR2-B06/2, CR3-B06/2

In base ai risultati delle prove di laboratorio si tratta di ghiaie sabbio-limose ad ampia distribuzione granulometrica fino a miscele sabbio-ghiaiose. Il locale contenuto elevato in ciottoli e blocchi dei detriti di debris flow non si riconosce invece dalle curve granulometriche dei campioni esaminati.

Si dispone di un risultato da una prova di taglio.

Resistenza al taglio drenato – prova di taglio					
angolo d'attrito	φ'	gradi	39,9		1
coesione	c'	kN/m2	5,6		1

25.1.2 Prove in sito

Prove SPT

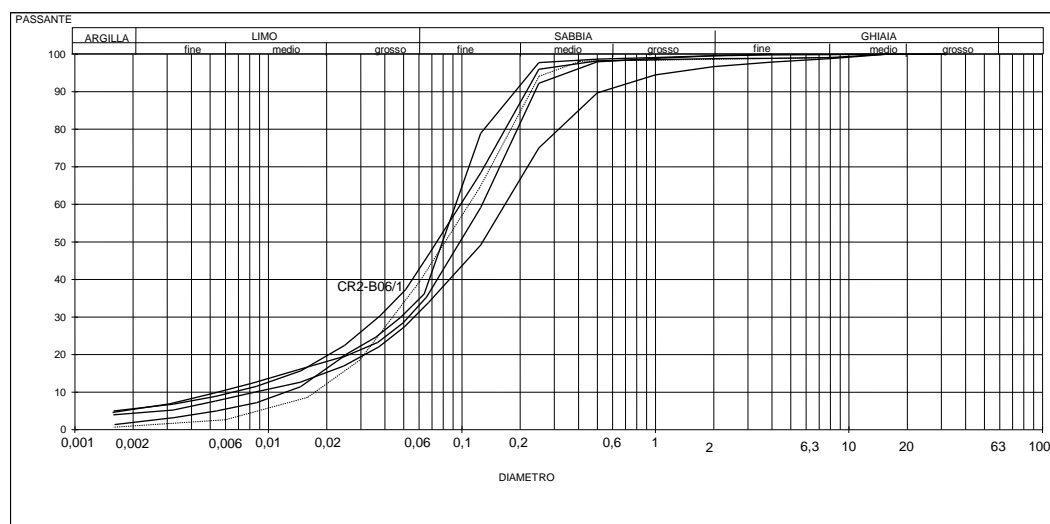
Parametri dei terreni da prove in sito	sigla	dim.	media	deviazione standard	numero prove
Standard-Penetration-Test (SPT)					
numero colpi (infiissione 15 - 45 cm)	n_{30}	-	74	41	43

Le ghiaie presentano generalmente un'alta densità in sito.

25.2 Sabbie limose (passaggio detriti di debris flow – sedimenti lacustri)

25.2.1 Prove di laboratorio

Curve granulometriche



Curve granulometriche sabbie limose

Numero campioni	4	
tipo terreno	S, u* -	S, u*, t'
ghiaia (> 2,0 mm) (%)	3,3 -	0,5
sabbia (0,06 - 2,0 mm) (%)	66,5 -	56,1
mat. fine (< 0,06 mm)	42,7 -	31,3
argilla (< 0,002 mm) (%)	6,0 -	1,9

Campioni lungo il tracciato: P07, 08, 10, 20

Non considerati nella curva: CR-B06/1

I campioni scelti delle sabbie limose presentano curve granulometriche molto vicine.

Si dispone di un risultato da una prova di taglio.

Resistenza al taglio drenato – prova di taglio					
angolo d'attrito	φ'	gradi	34,0		1
coesione	c'	kN/m2	6,8		1

25.2.2 Prove in sito

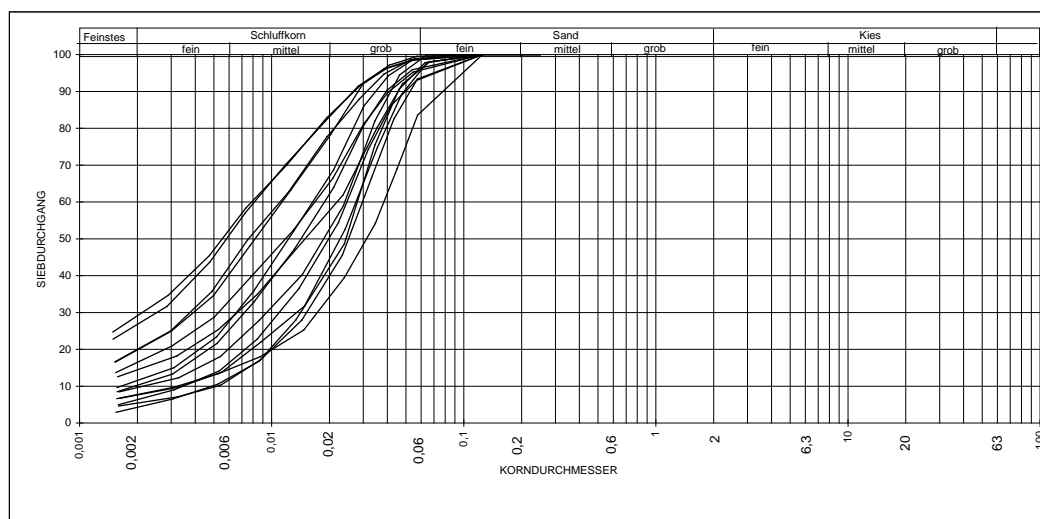
Prove SPT

Parametri dei terreni da prove in sito	sigla	dim.	media	deviazione standard	numero prove
Standard-Penetration-Test (SPT)					
numero colpi (infrisione 15 - 45 cm)	n_{30}	-	86	42	12

Anche la facies di passaggio presenta un'alta densità in sito.

25.3 Limi (sedimenti lacustri)

25.3.1 Curve granulometriche



Curve granulometriche limi

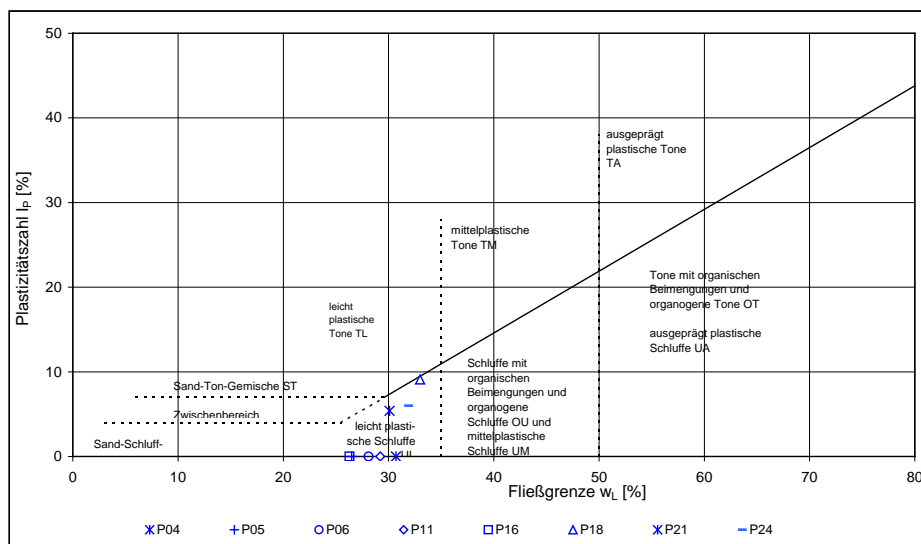
Numero campioni	14		
tipo terreno	U, t*	-	U, s', t'
ghiaia (> 2,0 mm) (%)	0,0	-	0,0
sabbia (0,06 - 2,0 mm) (%)	0,5	-	15,5
mat. fine (< 0,06 mm) (%)	99,5	-	76,1
argilla (< 0,002 mm) (%)	31,5	-	5,0

Campioni lungo il tracciato:

P04, 05, 06, 11, 14, 16, 17, 18, 19,
21, 22, 23, 24, 25

Non considerati nella curva:

25.3.2 Diagramma di plasticità



Denominazione	P04	P05	P06	P11	P16	P18	P21	P24
Limite liquido W_L [%]	30.7	26.5	28.1	29.2	26.3	33.0	30.1	31.9
Limite plastico W_P [%]	-	-	-	-	-	23.9	24.6	25.9
Indice di plasticità $I_p = W_L - W_P$ [%]	-	-	-	-	-	9.1	5.4	6.0

25.3.3 Altre prove di laboratorio

Parametri terreno prove laboratorio	den	dim.	media	deviazione standard	numero prove
Distribuzione granulometrica					
ghiaia > 2.0 mm	G	%	0.0	0.0	14
sabbia 0.06 – 2.0 mm	S	%	3.9	3.9	14
limo 0.002 – 0.06 mm	U	%	82.6	6.8	14
argilla < 0.002 mm	F	%	13.5	7.9	14
mat. Fine < 0.06 mm	U+F	%	96.1	3.9	14
Contenuto d'acqua e peso di volume					
Peso specifico dei grani	ρ_s	g/cm ³	2,75	0,05	7
Contenuto d'acqua	w	%	25,1	2,99	13
Massa umida	ρ_s	g/cm ³	2,03	0,04	8
Massa secca	ρ_s	g/cm ³	1,65	0,07	8
Numero dei vuoti	n	%	40,0	2,96	8
Grado di saturazione	S_r	%	95,7	5,73	8
Limiti di Atterberg					
Contenuto d'acqua	w	%	26.1	2.7	8
Limite liquido	W_L	%	29.5	2.4	8
Limite plastico	W_P	%	24.8	1.0	3
Indice di plasticità	I_P	-	6.8	2.0	3
Indice di consistenza	I_c	-	0.5	0.4	3
Compressibilità					
Modulo edometrico primo carico	E_{S1}	MPa	6.2	2.3	4
Modulo edometrico ricarico	E_{S2}	MPa	13.6	3.5	4
Resistenza al taglio drenato da prova di taglio					
Angolo d'attrito	φ'	gradi	30,6	6,4	3
Coesione	c'	kN/m ²	21,6	14	3
Resistenza al taglio non drenato da prova di compressione uniassiale					
Coesione non drenata	c_u	kN/m ²	66,6	23,4	6

Le prove di laboratorio mostrano un campo delle curve granulometriche relativamente ampio nel tratto tra limi fini e limi grossolani con un contenuto variabile in argilla (materiale < 0.002 mm). Secondo il diagramma di plasticità il limo è non plastico fino al massimo poco plastico. Vistoso è l'alto grado di saturazione del terreno, anche se fortemente variabile.

L'ampia distribuzione della resistenza al taglio potrebbe essere dovuta all'esecuzione delle prove. Dalla prova di compressione uniassiale risulta un'alta resistenza al taglio non drenata su campioni prevalentemente costituiti da carote compatte. Il raccorciamento a rottura è compresa tra 4,6 bis 11,9 %.

25.3.4 Prove SPT

Parametri dei terreni da prove in sito	sigla	dim.	media	deviazione standard	numero prove
Standard-Penetration-Test (SPT)					
numero colpi (infrissione 15 - 45 cm)	n_{30}	-	100	50	16

I limi in questione presentano una densità in sito molto alta.

25.3.5 Prove penetrometriche dinamiche

Per l'elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche si disponeva di un totale di 7,8 m di penetrometria. Il primo e l'ultimo valore di ogni singola penetrometria (con lunghezza tra ca. 2 e 4 m) venivano scartati. Si indica il valore n_{10} per DPH che si calcola dal valore n_{20} fornito dalla sonda del tipo DSH secondo la ENV 1997-3,1999 attraverso il rapporto dell'energia di infissione sulla punta come segue:

$$n_{10(DPH)} = n_{20(DPSH)} \times 238 / (2 \times 167)$$

Secondo i risultati delle prove i limi risultano presentare un'alta densità in sito.

Parametri dei terreni da prove in sito	sigla	dim.	media	deviazione standard	numero prove
Prove penetrometriche dinamiche DPSH trasformate in valori DPH					
numero colpi (infissione 15 - 45 cm)	N ₁₀	-	23	8	35

25.3.6 Prove pressiometriche

I risultati delle prove pressiometriche sono sintetizzati nella tabella seguente.

Sondaggio	Profondità	G	E _p	P _l	E _s
	(m)	MPa	MPa	MPa	MPa
BV04/06	10.2-10.8	14.00	42.10	3.70	84.20
BV04/06	15.1-15.7	20.30	60.90	5.50	121.80
BV04/08	11.4-12.0	14.80	44.40	4.00	88.80
BV04/08	15.1-15.7	46.70	14.00	3.00	28.00
BV04/04	10.9-11.5	3.00	9.00	1.50	18.00
Media		19.76	34.08	3.54	68.16
Dev. Stand.		16.32	21.92	1.46	43.84
Num. Prove		5	5	5	5

L'elaborazione delle prove eseguite dalla ditta Georicerche conduce a modulo di taglio (G), modulo pressiometrico E_p e pressione limite P_l. Da ciò deriva secondo DIN 4094-1 il modulo edometrico E_s.

Si nota che la deviazione standard dei moduli determinati sia molto elevata. Sono vistosi i valori bassi nei sondaggi BV04/8 (15,1 -15,7m) e BV04/4 (10,9- 11,5m), dove per l'ultimo al limo perforato è stato attribuito nelle stratigrafie una consistenza tenera.

26 MODELLO GEOTECNICO**26.1 Generalità**

Le basi geologiche per il modello geotecnico sono descritte nella relazione geologica (v. capitoli precedenti) alla quale si fa riferimento per le seguenti considerazioni.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sciolti sono determinate per i diversi tipi di terreno in base ai rilievi effettuati ed al modello geologico. Partendo dai risultati delle indagini si derivano di seguito per le unità previste dei parametri geotecnici caratteristici. La rappresentazione geometrica del modello geotecnico si evince dagli allegati grafici.

Inoltre, si forniscono indicazioni e raccomandazioni tecnico-costruttive per i singoli tratti dell'opera e gli interventi in merito.

Le verifiche geotecniche ed i calcoli ai sensi delle NTC sono compresi nei documenti progettuali sulla statica (Mappe di progetto 6 e 7).

26.2 Tabella dei parametri geotecnici

Facies			Riporto	Detrito di	Facies di	Sedimenti lacustri
Tipo di terreno			ghiaie ciotto-	ghiaie sabbio-	sabbie limose	limi
Tipo di terreno			X, G, s	G, S, u fino a	S, u* fino a	U, t'
Densità in sito			media	media ad alta	media	plastica a semisoli-
Peso di vol umido	γ_f	kN/m³	22,0	22,0	21,0	20,0
Peso immerso	γ'	kN/m³	13,0	13	12,0	10,0
Angolo d'attrito dr	φ'	gradi	35,0	35,0	30,0	27,0
Coesione drenata	c'	kN/m²	0,0	0,0	0,0	30,0
Coesione non dr.	c_U	kN/m²	0,0	0,0	0,0	30,0
Modulo edometrico	E_{Smin}	MN/m²	50	70	30	30
	E_{Smax}		80	100	60	60
Parametri dipendenti dalla costruzione						
Portate per pali gettati in opera						
Attrito laterale	T_{mgrenz}	MN/m²	0,12	0,12	0,03	0,03
Base con cedi-	σ_{sgrenz}	MN/m²	1,50	1,50	0,30	0,30
Tiranti attivi						
Forza limite *)	T_{grenz}	kN/m	170,00	170,00	100,00	120,00**)
*) tratto aderente di ca. 8-10 m e diametro del foro per l'ancoraggio di 150 mm						
**) valori nel limo con iniezione successiva						

26.3 Commenti sui parametri geotecnici

Considerando il tipo di terreno e le prove in sito e di laboratorio disponibili, i **parametri geotecnici caratteristici** sono stati indicati come valori media stimati con cautela.

I **pesi di volume** indicati nei terreni grossolani sono valori stimati in considerazione della densità in sito. Nei terreni fini si dispone di risultati di prove su campioni indisturbati per la determinazione del peso di volume.

Per le **resistenze al taglio** il valore caratteristico indicato si basa sui risultati dalle prove di taglio e di compressione uniassiale.

Per quanto concerne i **moduli edometrici** si indicano valori minimi e massimi. La base per il modulo indicato consiste nel numero medio di colpi dalle penetrometrie dinamiche per i singoli strati e nei risultati delle prove pressiometriche.

I valori indicativi per i **parametri dipendenti dalla costruzione** si basano per i pali sulla DIN 1054 e per i tiranti sulle tabelle di Ostermeyer (manuale delle fondazioni).

26.4 Scarpate di scavo

In diversi tratti della circonvallazione in progetto sono previste delle scarpate temporanee libere per la realizzazione dello scavo di fondazione. Anche allo stato finale sono previste scarpate di intaglio definitive. A tale riguardo seguono indicazioni sulla stabilità.

In base alla valutazione secondo Hoek & Brown seguono dai rispettivi parametri geotecnici caratteristici per **scarpate temporanee fino a 5 m di altezza e senza la presenza di acqua** i seguenti angoli di scarpata ammissibili:

- per i sedimenti lacustri - grazie alla elevata coesione $\geq 50^\circ$
- per il detrito di debris flow e per la facies di passaggio ca. $30-35^\circ$ (corrisponde ca. all'angolo d'attrito ϕ)

Poiché i parametri geotecnici caratteristici sono stati stimati in maniera cautelativa, le (poche) prove di taglio per il detrito di debris flow e per la facies di passaggio hanno però indicato una coesione rilevante ($5-7 \text{ kN/m}^2$) ed anche gli scavi di progetto già effettuati indicano comunque una coesione, si può considerare per scarpate temporanee fino a 5 m di altezza all'interno di terreni naturali / indisturbati una coesione di $2-5 \text{ kN/m}^2$.

Pertanto seguono per il detrito di debris flow e per la facies di passaggio pendenze ammissibili di $40-45^\circ$. Questi valori risultano plausibili anche alla luce delle esperienze nella realizzazione delle scarpate di scavo per il lotto "Collegamento Bressanone Nord".

Queste indicazioni sono in ogni caso da controllare e da verificare in fase esecutiva sul posto con una scarpata di prova. La durata di apertura della scarpata libera deve essere minimizzata, si raccomanda di coprire le scarpate temporanee come protezione contro l'essiccamento / dilavamento.

Per le scarpate definitive in terreno sciolto si raccomanda una pendenza di 30° (localmente con altezze di scarpata ridotte anche fino a ca. 35°). Una condizione per la stabilità duratura (e contro l'erosione) è un manto erboso continuo ed intatto.

27 GEOLOGIA TECNICO-COSTRUTTIVA

27.1 Tratto 1 Km 3,1+60 - Km 3,2+61 (tratto a sud della galleria Autogrill)

In questo settore la strada scorre su modesto rilevato oppure appoggiandosi sul rilevato esistente in parallelo all'autostradale.

Il sottosuolo è formato da depositi di debris flow e di conoide alluvionale con una composizione sabbio-ghiaiosa nella parte superficiale, mentre verso il basso aumenta la frazione ghiaiosa e ciottolosa. Si ritiene che il terreno naturale sia stato modificato localmente in occasione della costruzione dell'autostrada (intagli e riporti). Il sottosuolo presenta una buona capacità portante.

Il livello della falda si trova molto al di sotto del piano campagna. Non sono note emergenze superficiali d'acqua.

27.2 Tratto 2 Km 3,2+61 – Km 3,5+16 (galleria Autogrill)

Presso l'area di servizio Plose la strada prevista scorre in una galleria di 255 m di lunghezza all'interno del rilevato dell'area di servizio stessa. La galleria viene realizzata a sud con il metodo cut and cover, a nord all'interno di uno scavo aperto.

Per il tratto a scavo aperto è necessario ricorrere a scarpate ripide sul lato monte, messe in sicurezza con parete chiodata in spritzbeton e tiranti di ancoraggio e con pali trivellati.

L'argine autostradale è costituito secondo i risultati dai sondaggi da terreni sciolti a granulometria mista e maggiormente ghiaioso-ciottolosa, con un elevato contenuto di blocchi. Il sottosuolo al di sotto dell'argine autostradale è costituito da detrito di debris flow e di conoide alluvionale. A tratti al di sotto di questi detriti vi sono sedimenti di passaggio ai sedimenti lacustri.

Le caratteristiche geotecniche sono da considerarsi buone, il terreno è considerato con una buona capacità portante.

Non è stata rilevata la presenza della falda acquifera. Anche se improbabili, non si possono escludere del tutto venute locali di acqua di versante.

27.3 Tratto 3 Km 3,5+16 – Km 3,8+00 (rilevato a nord della galleria Autogrill)

L'area a nord della stazione di servizio tra la SS12 e l'autostrada A22 sarà riempita fino a quota dell'A 22 con il materiale di scavo della galleria e poi rinverdita. In questa zona sa-

ranno realizzate una strada pedonale e di una pista ciclabile che condurranno dall'accesso all'area di servizio all'esistente sottopassaggio dell'A22.

Verso N la strada scorre fino al preintaglio della galleria di Varna su un modesto rilevato. Questo poggia nel settore meridionale su depositi di conoide alluvionale a granulometria mista, nel settore settentrionale invece su sedimenti d'indentazione con granulometria da fine a mista. In concomitanza il tracciato si avvicina verso N progressivamente all'argine autostradale. Il sottosuolo è ritenuto presentare una buona capacità portante.

Il livello della falda si trova tra ca. 10 e 3 m sotto p.c. risalendo in concordanza con la superficie dei sedimenti lacustri in direzione nord. Al piede della scarpata autostradale sono presenti piccole zone umide, collegate presumibilmente al limite tra terreno naturale (sedimenti lacustri e facies di passaggio) e argine autostradale.

27.4 Tratto 4 Km 3,8+00 – Km 4,3+90 (galleria Varna)

La galleria di Varna passa il paese di Varna con una lunghezza complessiva di 590 m e scorre parallelamente all'autostrada. Essa sottopassa quindi la SP n. 70 verso Scaleres nonché il Rio Scaleres con una copertura massima di ca. 4 m (al Km 4,11 poco a sud del Rio Scaleres ed al Km 4,18 ad ovest dell'albergo Lamm). La copertura minima sarà raggiunta al punto fisso del sottoattraversamento del Rio Scaleres e sarà di meno di 0,5 m.

Nel tratto meridionale della galleria sono presenti facies di passaggio nonché successivamente depositi di conoide alluvionale e detriti di debris flow. Procedendo verso N i depositi lacustri che si trovano al di sotto dei detriti di debris flow s'innalzano relativamente fino ad occupare presso il fienile Falk l'intera sezione di scavo della galleria.

Nel settore di galleria a nord del Rio Scaleres i sedimenti lacustri scompaiono progressivamente verso ovest. Anche la superficie dei sedimenti lacustri si abbassa in direzione SW ed il tratto nord della galleria ricade quasi per intero nei detriti di debris flow o nei depositi di passaggio tra sedimenti lacustri e di conoide di deiezione.

Le caratteristiche fisiche dei sedimenti lacustri e dei detriti di debris flow corrispondono a quelle descritte nel par. 22.2. Da scavi si è potuto osservare per i sedimenti lacustri una scarpata libera e pressoché verticale stabile fino a 1-2 m, a prescindere dal fatto che non vi siano infiltrazioni d'acqua.

A causa delle caratteristiche idrauliche delle formazioni di terreno sciolto si deve tenere in considerazione una portata di acqua di falda all'interno dei depositi di debris flow / di conoide alluvionale. La permeabilità è considerata in generale media, localmente (in vecchi canali) alta.

La falda idrica dipenderà fortemente dalle precipitazioni e dal deflusso superficiale e può dunque variare sensibilmente durante il corso dell'anno. Secondo le conoscenze attuali queste variazioni sono dell'ordine di grandezza di pochi metri. Le misure effettuate sinora

sui piezometri di progetto indicano per i settori con un livello di falda poco profondo (settori rilevanti per il progetto) un'oscillazione inferiore ai 2 m, nei piezometri che monitorano la falda a profondità maggiore invece le variazioni osservate finora raggiungono anche ca. 6 m (piezometro BV 03/6).

27.5 Tratto 5 Km 4,3+90 – Km 4,6+79 (preintaglio nord della galleria Varna)

Al Km 4,39 finisce la galleria di Varna e la strada sale in intaglio progressivamente fino a congiungersi alla quota del terreno attuale alla fine del progetto. Tra la galleria ed il passaggio alla quota del terreno originale l'intaglio sarà sostenuto da muri sul lato est.

L'intaglio interessa con ogni probabilità esclusivamente detriti di debris flow e di conoide alluvionale.

Le caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni sono da ritenersi favorevoli.

Il livello di falda si trova molto al di sotto del livello di strada previsto. Pertanto non sono da aspettarsi scavi in acqua, ad esclusione di modeste e locali infiltrazioni di acqua di versante.

28 FONDAZIONI E AGOTTAMENTO

28.1 Tratto all'aperto a sud della galleria Autogrill (Km 3,1+60 – Km 3,2+61)

28.1.1 Terreno ed opera

La strada scorre su leggero rilevato e appoggiandosi sull'argine autostradale, lungo il quale si snoda.

Il sottosuolo è costituito da detriti di debris flow e di conoide alluvionale con un'alta densità in sito.

28.1.2 Fondazioni

I terreni affioranti sono adeguati per la fondazione del rilevato e della costruzione stradale.

28.2 Galleria Autogrill (Km 3,2+61 – Km 3,5+16)

28.2.1 Terreno ed opera

La galleria viene realizzata a sud con il metodo cut and cover, a nord all'interno di uno scavo aperto. Il sottosuolo al di sotto dell'argine autostradale è costituito da detriti di debris flow e di conoide alluvionale. A tratti vi sono al di sotto di questi dei sedimenti di passaggio tra detriti di debris flow e sedimenti lacustri.

28.2.2 Stato in corso d'opera

Per il tratto a scavo aperto, a causa della vicinanza di autostrada ed area di servizio e della conseguente area ridotta a disposizione, si può provvedere solo parzialmente ad una messa in sicurezza dello scavo con parete chiodata. Nei tratti restanti si necessita di una paratia di pali trivellati la cui esecuzione occupa meno spazio.

28.2.3 Agottamento

Per la captazione di eventuali infiltrazioni di acqua di versante può risultare necessario di posare dei drenaggi sul lato dell'autostrada.

28.2.4 Fondazioni

La galleria può essere fondata sui terreni a granulometria mista. Si prevede una fondazione a platea. Terreni limosi fino a quelli costituiti da sabbia fine sono da bonificare localmente. Gli interventi necessari durante i lavori sono da verificare da un geotecnico presente in cantiere tenendo in considerazione i processi di consolidazione.

28.3 Tratto all'aperto a nord della galleria Autogrill (Km 3,5+16 – Km 3,7+75)

28.3.1 Terreno ed opera

Il sottosuolo dell'argine è costituito fino a ca. 10 m di profondità dai sedimenti prevalentemente sabbiosi della zona di passaggio tra i detriti di debris flow ed i sedimenti lacustri. Al di sotto si hanno i sedimenti lacustri stessi. Mentre nei sedimenti lacustri limosi è stata misurata una rigidità molto alta, nella facies di passaggio la densità in sito è solamente di media entità.

28.3.2 Fondazioni

I terreni affioranti presentano caratteristiche adeguate per la fondazione del rilevato e della costruzione stradale. Per i muri di sostegno poco prima della galleria Varna sono da bonificare localmente i terreni limosi fino a quelli costituiti da sabbia fine.

28.4 Galleria Varna –artificiale ed a tratti sistema con tecnica „cut and cover“ (Km 3,8+00 – Km 4,3+90)

28.4.1 Terreno ed opera

La galleria di una lunghezza di 590 m sarà costruita in artificiale. Verso l'autostrada e per le opere d'arte di ponte all'interno dell'argine autostradale sarà eseguita una paratia di pali trivellati o micropali pluritirantata come sostegno dello scavo. A tratti si ricorre anche a pareti chiodate in spritzbeton. Nel settore del Rio Scaleres (Km 4,087 fino a Km 4,248) la galleria sarà eseguita con il sistema cut and cover. Sul lato valle è previsto in parte una scarpata di scavo libera ed in parte un consolidamento mediante parete chiodata in spritzbeton.

La galleria attraversa in questo settore i detriti di conoide di deiezione e di debris flow nella parte alta nonché i sedimenti lacustri nella parte bassa. Il limite tra le due unità varia fortemente in termini di quota. Esso scorre prima dell'attraversamento del Rio Scaleres nel settore della calotta o poco sotto. Una volta passato il rio il limite si abbassa e scorre nel settore di fondo della galleria o addirittura sotto. Specialmente nella parte meridionale è presente una facies di passaggio.

All'interno dei depositi di debris flow il livello della falda è stato riscontrato a vari livelli altimetrici. C'è da aspettarsi che la superficie freatica in questi depositi si trovi pochi metri al di sopra dei sedimenti lacustri. Il livello massimo della falda presunto si trova quindi fino al Rio Scaleres all'incirca in calotta per poi scendere all'altezza del suolo, in concordanza con i sedimenti lacustri che si abbassano mentre la livelletta sale lentamente. A partire dal Km 4,3 ca. il livello di falda si abbassa fin sotto il fondo della galleria.

28.4.2 Stato in corso d'opera

28.4.2.1 Tratto in artificiale

La zona di imbocco sud sarà realizzata in parte con uno scavo libero ed in parte con la messa in sicurezza dello scavo attraverso una parete chiodata in spritzbeton fino ca. al Km 3,895. Di seguito si prevede un sostegno con paratia in micropali fino al Km 4,051 ed infine una paratia di pali trivellati fino al Km 4,087 (passaggio a sistema cut and cover). A nord del Rio Scaleres sono previsti ancora tratti in artificiale consolidati con paratia di pali trivellati (4,248 - 4,296) seguiti verso nord da una paratia in micropali fino al Km 4,332 ed una parete chiodata in spritzbeton. Infine, gli scavi per l'imbocco nord saranno realizzati con uno scavo libero. I micropali saranno cinturati, gli spazi aperti tra i pali saranno sostenuti con spritzbeton.

Le scarpate di scavo / paratie si trovano nei depositi di debris flow e nei sedimenti lacustri, con il limite tra i due molto variabile e sono presenti anche sedimenti di passaggio. Nei detriti di debris flow si devono tenere in considerazione delle difficoltà nell'esecuzione dei pali dovute alla presenza di ciottoli e blocchi. Nella determinazione delle spinte passive dei terreni e della profondità di interrimento dei pali si devono considerare le caratteristiche dei sedimenti lacustri (in particolare i parametri di taglio, l'attrito laterale e la portata alla base sec. paragrafo 26) nonché i livelli di falda sfavorevoli.

28.4.2.2 Tratto con tecnica cut and cover

Nel settore del coperchio sarà eseguita una paratia di pali secanti con un diametro dei pali di 120 cm che arriveranno fino alla superficie topografica o fino alla quota delle fondazioni delle strutture esistenti adiacenti. Perciò non è necessario un ulteriore sostegno delle fondazioni di strutture esistenti. Il coperchio sarà inserito in una nicchia nella paratia stessa.

La paratia si trova anch'essa nei detriti di debris flow e di conoide alluvionale, con il limite tra i due molto variabile. Nei detriti di debris flow si devono tenere in considerazione delle difficoltà nell'esecuzione dei pali dovute alla presenza di ciottoli e blocchi. Nella determinazione delle spinte passive dei terreni e della profondità di interrimento dei pali si devono considerare le caratteristiche dei sedimenti lacustri (in particolare i parametri di taglio, l'attrito laterale e la portata alla base sec. paragrafo 26) nonché i livelli di falda sfavorevoli.

28.4.3 Agottamento

28.4.3.1 Tratto in artificiale

Durante i lavori le acque usciranno nei campi tra i pali o nelle pareti chiodate attraverso perforazioni nel sostegno di spritzbeton e saranno raccolte in un drenaggio di ghiaia avvolta in geotessile che sta sul lato monte. L'acqua sarà derivata lungo la livelletta in disce-

sa e raccolta in pozzetti d'agottamento per poi essere allontanata dal cantiere attraverso pompe.

Allo stato finale le acque saranno derivate lungo un drenaggio longitudinale fino ad un dreno a sifone. Un sifone è composto da un dreno in ghiaia di larghezza minima di 5 m ed avvolto da geotessile. La potenza del dreno raggiunge nel tratto del suolo almeno 50 cm. Nel settore di rinterro la dimensione corrisponde allo spazio di lavoro tra paratia di pali e galleria. Questi sottopassi a sifone sono da provvedere a secondo delle venute d'acqua a distanza regolare di minimo 25 m ed in particolare all'inizio ed alla fine dei tratti eseguiti con tecnica cut and cover. Con tale sistema di drenaggi longitudinali e dreni sottopassanti la galleria a forma di sifone, il livello dell'acqua può permanere sul livello attuale.

28.4.3.2 Tratto con tecnica cut and cover

Nei settori eseguiti con la tecnica cut and cover l'acqua di versante sarà bloccata sul lato monte sia durante i lavori che in fase post operam. A seguito dello sbarramento si formerà un flusso d'acqua lungo la paratia di pali secanti fino al passaggio ai tratti eseguiti in maniera aperta, con paratie di pali discontinue e pozzetti d'agottamento nella fase esecutiva e dreni a sifone allo stato finale. Per evitare uno sbarramento dell'acqua a tergo della paratia ed un innalzamento del livello dell'acqua al di sopra del coperchio a causa di un drenaggio longitudinale poco efficace, la paratia di monte che sta al di sopra del coperchio sarà interrotta ogni 6 m circa (ogni terzo palo non armato). Si consiglia però di eseguire ogni terzo palo non armato al di sopra del coperchio con calcestruzzo drenante. In questo caso può essere osservato un eventuale innalzarsi del livello della falda sopra il coperchio già durante i lavori. In caso di un innalzamento, l'acqua può essere raccolta in pozzi o pozzetti di agottamento sul lato monte della paratia e derivata mediante pompe. Se non si eseguono dei pali in cls drenante, si deve provvedere durante i lavori secondo progetto a dei pozzi ubicati tra autostrada e paratia di pali. Allo stato finale l'acqua scorre a valle al di sopra del coperchio e s'infiltra di nuovo nei depositi di conoide di deiezione o sarà derivata dai drenaggi longitudinali. Per un'infiltrazione più regolare il drenaggio sul lato valle può essere eseguito anche come rigola. In questo caso la pressione idrostatica sull'opera deve essere considerata negli studi di stabilità.

28.4.4 Fondazioni

In questo settore le fondazioni della galleria ricadono per tratti estesi nei sedimenti lacustri. Come intervento per le fondazioni sui sedimenti lacustri sensibili all'acqua si deve quindi provvedere ad una sostituzione dei stessi per 60 cm – 100 cm di profondità con un materiale stabilizzato permeabile ed a granulometria mista, il quale sarà separato dal sottosuolo tramite un geotessile. Tale bonifica deve avvenire a tratti in dipendenza dei sedimenti lacustri che risultano molto sensibili all'acqua. In settori, dove i sedimenti lacustri risultano rammolliti, la sostituzione deve riguardare uno spessore maggiore. Gli interventi necessari sono da decidere e sorvegliare da un geotecnico presente in cantiere.

La bonifica del terreno sarà interrotta nel settore eseguito a scavo libero ad intervalli regolari dai dreni in ghiaia a forma di sifone.

28.5 Intaglio con muri di sostegno (Km 4,3+90 – Km 4,6+79)

28.5.1 Terreno ed opera

In seguito all'imbocco nord della galleria Varna la distanza dall'autostrada è tale da permettere uno scavo libero ed in parte un sostegno dell'intaglio per la rampa della galleria mediante muri a sostegno a mensola.

Le opere da costruire ricadono nei detriti di debris flow con un'alta densità in sito. Nel settore delle opere si ipotizzano solamente locali infiltrazioni d'acqua lungo gli strati. Il livello di falda indagato si trova di molto al di sotto dell'opera.

28.5.2 Stato in corso d'opera

Gli intagli avvengono a scarpata libera.

28.5.3 Agottamento

Non è necessario un agottamento. Nel settore dei muri di sostegno si deve provvedere ad un drenaggio a tergo per allontanare possibili infiltrazioni locali.

28.5.4 Fondazioni

I muri di sostegno possono essere fondati sui terreni a granulometria mista affioranti. Terreni limosi fino a quelli costituiti da sabbia fine sono da bonificare localmente.

29 RILEVATI

29.1 Requisiti relativi al materiale da riportare

Il materiale da utilizzare nei rilevati deve essere un materiale ben compattabile a granulometria mista con un contenuto in fine $D < 0,06$ mm inferiore al 10%. Il materiale deve essere insensibile alle condizioni atmosferiche durante la posa in opera. Per le scarpate, che sono da eseguire con una pendenza di 2 : 3, il materiale da riporto deve presentare un angolo d'attrito di almeno 35 gradi. Una coesione non è necessaria per il materiale di riporto ($c' = 0$ kN/m²), ma sulla scarpata è opportuno che non sia del tutto incoerente, per garantire mediante l'indentazione dei granuli la stabilità superficiale delle scarpate anche senza protezione (senza rinverdimento o protezione dall'erosione).

Per quanto concerne la compattazione del materiale per i rilevati valgono le seguenti disposizioni (RVS. 8.24)

	D_{pr} (%)	E_{v1} (MN/m ²)	E_{v2}/E_{v1} (-)
Piano di appoggio	100	45	2.5
Rilevato fino ad 1m sotto il piano di appoggio	99	30	2.5
Rilevato dalla base fino ad 1m sotto piano di appoggio	97	20	2.8

29.2 Riutilizzo dei sedimenti lacustri

Riguardo ad un riutilizzo dei sedimenti lacustri nei rilevati vale quanto segue:

- Il riutilizzo dei sedimenti lacustri nei rilevati è impossibile in condizioni di saturazione d'acqua. In caso di una saturazione parziale un riutilizzo è possibile in certe circostanze. Il riutilizzo deve avvenire senza stoccaggio intermedio. I sedimenti sono da posare con potenza ridotta all'interno di strati permeabili.
- L'utilizzo è da limitare possibilmente a rinterri al di fuori della sezione stradale.
- Per la progettazione del riutilizzo dei sedimenti lacustri sono da effettuarsi prove di idoneità in laboratorio ed in sito. In base ai risultati delle prove sono da definire le zone dei rilevati, dove è possibile un impiego dei sedimenti lacustri.

30 DEFORMAZIONI

30.1 Rilevati

Al di sotto dei rilevati si avranno dei cedimenti di alcuni cm nei terreni che presentano perlopiù una densità in sito da media ad alta. Il tempo di consolidamento è indicato con ca. 3 mesi. Cedimenti prolungati nel tempo (del tipo creep) non sono da aspettarsi nei sedimenti lacustri precaricati e poco plastici. A seguito delle estese zone sottoposte a rilevati si deve tenere in conto che anche l'argine autostradale sarà soggetto ai cedimenti.

30.2 Consolidamenti dello scavo

Le alte paratie di pali e micropali pluritirantate ma anche le pareti chiodate in spritzbeton che saranno costruite lungo le opere autostradali, rappresentano generalmente strutture a ridotta deformazione. Tuttavia ci si devono aspettare deformazioni a seguito dell'alterata distribuzione dei carichi causata dalla costruzione. Queste deformazioni possono avere riscontro anche sulle strutture esistenti e sull'autostrada.

31 VALUTAZIONE DEL RISCHIO

31.1 Terreno

Il sottosuolo è stato indagato e campionato con sondaggi, penetrometrie, scavi e prove geofisiche. La composizione dei sedimenti è stata determinata mediante prove di laboratorio. Permangono alcuni dubbi sull'andamento degli strati, in particolare sulla superficie dei sedimenti lacustri che è stata intensamente alterata da processi erosivi. Si devono tenere in considerazione nei depositi di debris flow delle disomogeneità e nella facies di passaggio una diversa composizione dei sedimenti.

31.2 Opere

Gli scavi di fondazione e le gallerie in progetto raggiungono talora la falda idrica e interessano due unità di terreno sciolto molto diverse tra di loro. Da un lato i detriti di debris flow eterogenei ed a granulometria mista con ciottoli e blocchi e dall'altro lato sedimenti lacustri limosi e sensibili all'erosione. La potenza dei due tipi di terreno ed il livello di falda varia in direzione longitudinale dell'opera progettata.

Tali fatti sono da tenere particolarmente in considerazione per la messa in opera dei pali e degli ancoraggi, negli scavi di fondazione e negli scavi di avanzamento in galleria sotto il coperchio.

Le richieste ai metodi costruttivi ed ai tipi di fondazione possono perciò fortemente variare in direzione longitudinale delle gallerie.

32 CONTROLLI E RILIEVI

Si deve provvedere ad un monitoraggio e ad un controllo geodetico delle deformazioni per quanto riguarda gli scavi ed i rilevati. Inoltre si deve provvedere ad un monitoraggio idrogeologico.

Durante la trivellazione dei pali deve essere documentata la successione stratigrafica riscontrata e poi rappresentata in una sezione longitudinale dell'opera.

Specie nei settori con strutture esistenti si deve provvedere a sezioni di misura con strumentazione aggiuntiva (inclinometri, misure della tenuta degli ancoraggi, estensimetri), per poter controllare e documentare il comportamento deformativo della costruzione.

Prima della messa in posto degli ancoraggi sono da effettuare delle prove di idoneità. Ciò vale in particolare per i tiranti, i cui tratti da cementare ricadono nei sedimenti lacustri. Tutti gli ancoraggi installati sono da sottoporre ad un collaudo.

I rilevati ed i piani di appoggio delle strade, sia su rilevato che in intaglio, nonché il piano di fondazione delle opere di galleria sono da sottoporre ad un collaudo da parte della DL geologico-geotecnica, nel corso del quale va documentata la rigidità del sottosuolo.

33 CONSIDERAZIONI FINALI

Il presente progetto rappresenta la continuazione nord del progetto "Collegamento Bressanone Nord" e dunque della circonvallazione ovest di Bressanone. Il tracciato previsto scorre ad est dell'autostrada ed all'incirca in parallelo ad essa. Dei quasi 1,5 km complessivi della strada circa 850 m sono in galleria (galleria Autogrill 255 m, galleria Varna 590 m), circa 0,38 km poggiano su rilevato ed i restanti tratti di ca. 290 m complessivi scorrono in intaglio. Poco a sud dell'area di servizio "Plose" si allaccia il "Collegamento Bressanone Nord", che collega la circonvallazione di Varna alla circonvallazione di Bressanone nonché alla SS 12 esistente e alla SS 49 della Pusteria.

La situazione del terreno interessato è stato indagato in tre fasi. Sin dall'inizio delle indagini sono state effettuate periodiche misure del livello di falda.

Le indagini effettuate indicano una struttura relativamente complessa del sottosuolo nell'area di progetto, sia in termini di composizione e conseguenti caratteristiche geotecniche, sia per quanto riguarda la situazione delle acque sotterranee.

La distribuzione delle diverse formazioni e la geometria dei loro limiti sono state studiate nella seconda fase d'indagini attraverso sondaggi aggiuntivi e scavi d'ispezione nonché mediante un'indagine geoelettrica in senso longitudinale e trasversale rispetto al tracciato previsto. La precisione della prognosi è a tratti molto scarsa a causa di vari fattori disturbanti (soprattutto condotte sotterranee). Perciò per alcuni settori non è possibile indicare con certezza il limite di strato fondamentale (superficie dei sedimenti lacustri) limitandosi alle sole indagini indirette. Nei profili sono rappresentati i limiti presunti con una linea tratteggiata.

Le buone caratteristiche geotecniche dei sedimenti lacustri individuate in un primo momento (alta densità in sito, alto grado di consolidamento) sono state confermate nel corso delle verifiche con penetrometrie dinamiche e prove di laboratorio.

Siccome la circonvallazione di Bressanone è già stata realizzata, non è previsto uno scambio di materiale tra i due cantieri. Perciò si cercherà di riutilizzare possibilmente tutto il materiale di scavo da gallerie ed intagli stradali nei settori con riporto di materiale. È previsto un utilizzo nei rilevati stradali.

Per il controllo della stabilità si raccomanda un monitoraggio geodetico di punti scelti. Questo riguarda l'argine autostradale ed i suoi muri di sostegno e pilastri dei viadotti nonché le spalle di questi ultimi (nei punti che distano poco dalla strada in progetto, soprattutto nel caso di scarpate alte, presso i tratti con paratia di pali e nei settori di galleria), più gli edifici adiacenti (edificio della Banca Popolare, casa Grabner).

Dal punto di vista geotecnico-costruttivo è altrettanto importante il monitoraggio idrogeologico sui piezometri esistenti ed eventualmente su ulteriori punti di misura da aggiungere.

Nel corso dell'esecuzione dei lavori è da verificare la prognosi geologica in base agli affioramenti diretti del terreno che si hanno dagli scavi per gli intagli e per le gallerie in artificiale nonché alle cognizioni derivanti dalle perforazioni. Nel caso di significanti discostamenti si deve provvedere ad un controllo dei parametri geotecnici ed eventualmente ad un adeguamento degli stessi.

* * *

Bressanone, gennaio 2016

34 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: Panoramica con il tracciato previsto della Circonvallazione Varna (linea continua per tratti all'aperto, tratteggiati per i tratti in galleria)

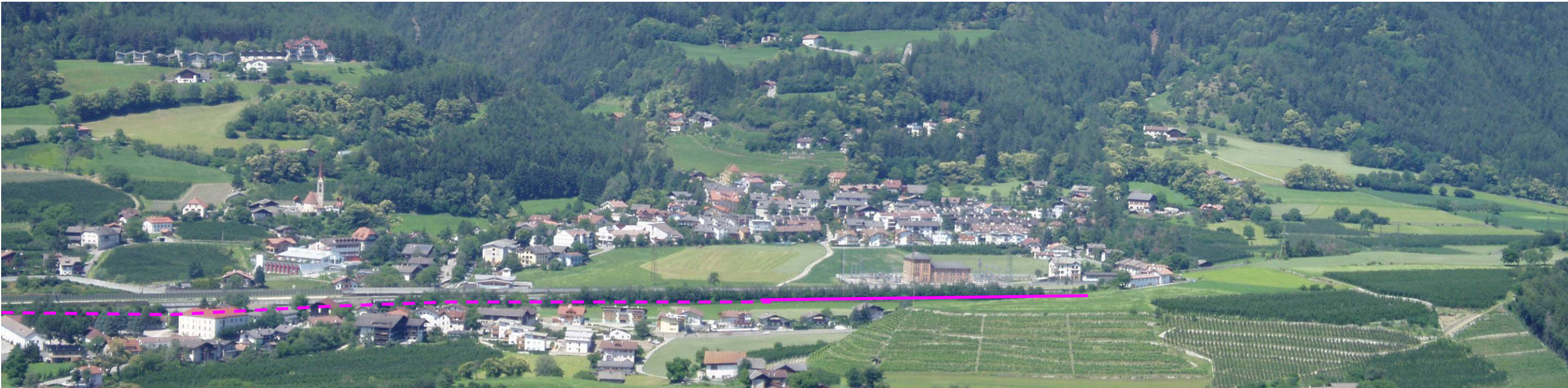


Foto 2: Settore settentrionale di progetto, caserma militare – terminazione nord della circonvallazione prevista; il tracciato e tratteggiato (galleria) o continuo (tratti all'aperto).



Foto 3: Scavo d'ispezione SCH1: sottopasso autostradale nel settore del nuovo capannone VVFF



Foto 4: Scavo d'ispezione SCH2: argine autostradale orientale sopra albergo Lamm



Foto 5: Scavo d'ispezione SCH3: situazione delle fondazioni del muro di sostegno occidentale dell'autostrada sopra l'edificio della Banca Popolare



Foto 6: Scavo d'ispezione SCH 4



Foto 7: Profilo scavo d'ispezione SCH 5a



Foto 8: Profilo scavo d'ispezione SCH 5b



Foto 9: Profilo scavo d'ispezione SCH 6a



Foto 10: Profilo scavo d'ispezione SCH 6b



Foto 11: Assetto tipico del terreno nella parte media del tracciato: sopra detrito di debris flow a granulometria mista, sotto sedimenti lacustri fini; (foto dello scavo per il nuovo capannone VVFF)



Foto 12: Dettaglio dallo scavo del capannone VVFF: detrito di debris flow con blocchi granitici arrotondati di oltre 1,5 m (foto messe a disposizione dalla ditta esecutrice).

ANHANG / ALLEGATI

BV-U-601_a Übersichtskarte M 1:25.000

BV-U-601_b Auszug aus der
 „Carta geologica d'Italia“ M 1:50.000

Tabelle der GW-Pegelmessungen und graphi-
 sche Darstellung der Grundwasserstände

Feldaufnahmeblätter Erkundungsschürfe

Schichtprofile Erkundungsbohrungen

Protokolle Feldversuche

Profile Rammsondierungen

Protokolle Laborversuche

Ergebnisse geoelektrische Untersuchungen

BV-U-601_a Corografia M 1:25.000

BV-U-601_b Estratto dalla
 „Carta geologica d'Italia“ Sc. 1:50.000

Tabella delle misure della falda e rappresen-
 tazione grafica dei livelli di falda

Protocolli di rilievo degli scavi d'ispezione

Stratigrafie dei sondaggi geognostici

Protocolli delle prove in sito

Profili delle penetrometrie dinamiche

Protocolli delle prove di laboratorio

Risultati delle indagini geoelettriche

BEIGELEGTE PLÄNE / DISEGNI ALLEGATI

				Geologie / Geotechnik	Geologia / Geotecnica	
5-1	BV-U-601	0	22.01.2016	Geologisch-geotechnischer Bericht	Relazione geologico-geotecnica	----
5-2	BV-U-602	0	22.01.2016	Geologisch-geomorphologische Karte	Carta geologico-geomorfologica	1:5000
5-3	BV-U-603	0	22.01.2016	Geologischer Lageplan	Planimetria geologica	1:2000
5-4	BV-U-604	0	22.01.2016	Geologischer Längenschnitt Umfahrung Vahrn	Sezione geologica longitudinale circonvallazione Varna	1:1000
5-5	BV-U-606	0	22.01.2016	Geologisches Querprofil 10	Profilo geologico trasversale 10	1:500
5-6	BV-U-607	0	22.01.2016	Geologische Querprofile 14 u. 23	Profili geologici trasversali 14 e 23	1:500
5-7	BV-U-608	0	22.01.2016	Geologische Querprofile 34 u. 38	Profili geologici trasversali 34 e 38	1:200
5-8	BV-U-609	0	22.01.2016	Geologische Querprofile 41 u. 43	Profili geologici trasversali 41 e 43	1:200
5-9	BV-U-610	0	22.01.2016	Geologische Querprofile 46 u. 50	Profili geologici trasversali 46 e 50	1:500