

Beilage Nr. 10.05.06

Kanton Bern

Gemeinde Grosshöchstetten

BLS-Strecke 15 BTB (Hasle) - (Konolfingen) - (Thun)

Grosshöchstetten

Erneuerung Grosshöchstettentunnel

km 13.475 - 14.533

IC/003635

Auflageprojekt 2026

Detaillierte Einordnung der geotechnischen Verhältnisse

BLS Netz AG Projekte & Technologie Freiburgstrasse 130, CH-3001 Bern	Verfasst: Name: Ernst Bratschi	Geprüft: Name: Alexandre Roulin
Yves Zollinger Leiter Multiprojekte & Ingenieurbau BLS Simon Peter GPL BLS	Rev. Bemerkungen	Datum:
	Erstausgabe	01.07.2026
	A	
	B	
	C	
	D	
VERFASSTER: CSD Ingenieure AG Belpstrasse 48 3007 Bern Projektallianz Grosshöchstettentunnel      	E	
	F	

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung, Veranlassung	2
2	Grundlagen	2
3	Auswertung Baugrunduntersuchung	3
4	Rückrechnung Graben Erneuerung Tunnelentwässerung	5
5	Rückrechnung Baggersondierungen	7
6	Rückrechnung Böschungen Einschnitt	7
7	Erfahrungswerte Moräne	7
8	Mantelreibung Bodennägel	8
9	Zusammenfassung, Schlussfolgerung	8
10	Projektorganisation	9
11	Grundlagen	10

1 Einleitung, Veranlassung

Im Rahmen der geplanten Erneuerung der beiden Grosshöchstettentunnel sind verschiedene Tiefbau- bzw. Erdbauarbeiten vorgesehen, so u.a.:

- Unterfangung des Tunnelgewölbes zur Neufundierung
- Verlegen neuer Entwässerungsleitungen am Böschungsfuss im Bereich des Einschnitts zwischen den Tunnel
- Oberflächliche Anpassung dieser Böschung.

Für die dazu erforderlichen erdstatischen Berechnungen sind die Bodenkennwerte der anstehenden Moräne von wesentlicher Bedeutung. Die Moräne wurde durch Baugrunduntersuchungen aufgeschlossen. Es wurden verschiedene Feld- und Laborversuche ausgeführt und darauf sowie auf eigenen Erfahrungswerten des Berichtverfasser Geotechnisches Institut AG basierend die Bodenkennwerte festgelegt.

Ergänzende Erfahrungen und Rückrechnungen des Planungsteams für das vorliegende Projekt ermöglichen eine Überprüfung und gegebenenfalls Anpassung dieser Kennwerte. Im Vordergrund steht dabei insbesondere die Kohäsion der anstehenden Moräne.

Der folgende Bericht erläutert diese Betrachtungen und gibt eine Empfehlung aus geotechnischer Sicht für die anzunehmenden Kennwerte.

2 Grundlagen

Die Moräne wird vom Verfasser der Baugrunduntersuchung wie folgt beschrieben (folgende Seite). Von Bedeutung sind für die erdstatischen Berechnungen insbesondere der Reibungswinkel φ' sowie die Kohäsion c' . Der Reibungswinkel ist mit $34 - 40^\circ$ angegeben, die Kohäsion mit $0 - 10 \text{ kN/m}^2$ bzw. als charakteristische Kennwerte für Tragfähigkeitsberechnungen mit 38° bzw. 4 kN/m^2 .

Der vorliegende Bericht Baugrunduntersuchung wird von den Planern des vorliegenden Projekts als korrekt und aussagekräftig beurteilt. Die erforderlichen Untersuchungen wurden ausgeführt und interpretiert und die Ergebnisse übersichtlich zusammengefasst. Die Festlegung der Bodenkennwerte stützt sich auf die Feld- und Laboruntersuchungen sowie eigene Erfahrungen. Die angegebenen charakteristischen Werte werden wie folgt beurteilt:

Parameter	Grösse	Beurteilung
Raumgewicht	$\gamma = 21.5 \text{ kN/m}^3$	OK angesichts der dichten Lagerung
Reibungswinkel	$\varphi' = 38^\circ$	OK, stimmt mit Kornverteilung überein
Kohäsion	$c'_k = 4 \text{ kN/m}^2$	Tief für in-situ vorliegende Moräne
Erstbelastungsmodul	$M_{E,k} = 40 \text{ MN/m}^2$	Tief für in-situ vorliegende, dichte Moräne
Verhältnis Erst-/Wiederbelastung	$M'_E/M_E = 2$	OK für dicht gelagertes Material

4.3 Schicht b: Moräne				
Zusammensetzung	Mehrheitlich: Kies, sandig – stark sandig, schwach siltig bis siltig, mit Steinen (GM, GW-GM) Untergeordnet: Sand, schwach kiesig bis kiesig, sauber bis siltig mit Steinen (SM) Lokal: Silt, mehrheitlich sandig und kiesig, mit Steinen (ML)			
Mächtigkeit und Verbreitung	Flächig unterhalb der Schicht a In allen Bohrungen RB1/P/24 – RB5/P/24 unterhalb der Deckschicht/künstlichen Auffüllungen angetroffen			
Lagerungsdichte resp. Konsistenz	Gemäss SPT-Versuchen: überwiegend sehr dicht, lokal dicht gelagert Oberflächennah bis ca. 2 – 4 m unter OKT aufgelockert/aufgeweicht			
Geschätzte, mittlere bodenmechanische Kennwerte	γ	=	19 – 22.5	kN/m ³
	ϕ'	=	34 – 40	°
	c'	=	0 – 10	kN/m ²
	M_E	=	20 – 100	MN/m ²
	M'_E/M_E	=	1.5 – 3	
Empfohlene, charakteristische Kennwerte für Tragfähigkeits- und Setzungsberechnungen	γ_k	=	21.5	kN/m ³
	ϕ'_k	=	38	°
	c'_k	=	4	kN/m ²
	$M_{E,k}$	=	40	MN/m ²
	M'_E/M_E	=	2	
Allgemeine geotechnische Beurteilung	Sehr gut tragfähig, gering setzungsempfindlich (oberflächlich aufgelockert) bis setzungsunempfindlich (zur Tiefe) Vernachlässigbar bis mittel frostempfindlich (G1 bis G3 nach VSS 70 140b) Bohrbar, baggerbar erschwert bis nicht rammbar Erschwernisse infolge von Blöcken sind möglich Kiesige und sandige Abschnitte ggf. nach Aufbereitung zur Wiederverwendung geeignet.			

Abbildung 2-1: Schichtbeschreibung Moräne aus Bericht Baugrunduntersuchung Geotechnisches Institut AG, 20.03.25 (Beilage 10.05.02)

Die Werte Kohäsion und Erstbelastungsmodul sind nach unserer Einschätzung für dicht gelagertes, überkonsolidiertes, in-situ (ungestört) anstehendes Moränenmaterial als zu tief zu beurteilen. Im vorliegenden Bericht soll dies überprüft und eine Empfehlung gegeben werden.

3 Auswertung Baugrunduntersuchung

Im erwähnten Baugrundgutachten wird die Lagerungsdichte mit «überwiegend sehr dicht, lokal dicht gelagert» beschrieben. Die Kornform wird als «angerundet bis gerundet» oder «kantig / kantengerundet bis gerundet» beschrieben, was typisch ist für Moränenmaterial. Der Kiesanteil liegt überwiegend bei 50%, teilweise sogar darüber. Selbst in den feinkörnigen Proben (vgl. Baugrundgutachten, Kornverteilungsdiagramme im Anhang) liegt der Kiesanteil teilweise noch bei hohen 30%. Diese Kornverteilung mit der festgestellten Kornform bietet grundsätzlich die Möglichkeit für einen dichten Verbund des Korngefüges.

Die maximale Vergletscherung im Raum Grosshöchstetten reichte bis ca. 900 m ü.M.

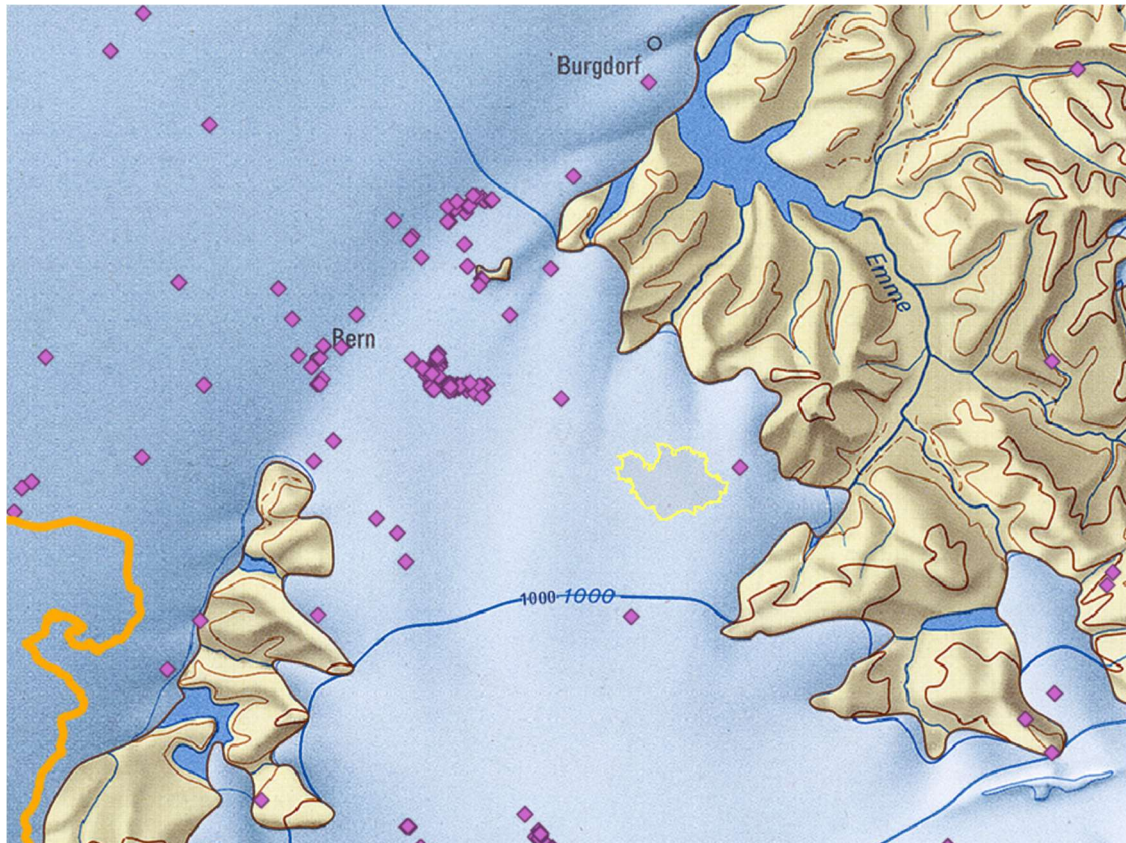


Abbildung 3-1: Karte der maximalen Vergletscherung der letzten Eiszeit (aus [2])

Bei einer ungefähren Terrainkote von 750 m ü.M. ist damit eine maximale Eisbedeckung von ca. 150 m, entsprechend ca. 1.5 MN/m^2 maximaler Auflast gegeben. Diese bedeutet, dass die Moräne stark überkonsolidiert ist. Zusammen mit der oben beschriebenen Kornverteilung und Kornform ergibt sich die im Baugrundgutachten aufgeführte sehr dichte Lagerung. An der Oberfläche – durch Entspannungseffekte – ist die Lagerungsdichte teilweise als dicht einzustufen. Bestätigt wird dies durch folgende Beobachtungen / Messungen:

- Baggersondierungen sind bis auf die Endtiefe von 4.0 m absolut standfest ohne jegliche Nachbrüche, Abschalungen, lokale Ausbrüche oder dergleichen
- Die SPT-Versuche zeigten in der Moräne ab ca. 4 m Tiefe durchwegs sehr hohe Werte, meistens schon mehr als 50 Schläge in den ersten 10 cm (Abbruchkriterium)
- Die Rammsondierungen standen meist schon in geringer Tiefe auf oder zeigten sehr hohe Schlagzahlen (Spitzendruckwert, Einfluss Mantelreibung = Nachrammwiderstand gering)
- Der Wassergehalt (bei Anlieferung) ist gering, meist $< 5\%$. Dies deutet auch auf ein sehr dichtes Korngefüge mit geringer Porosität hin.

Die Dilatometer-Messwerte deuten ebenfalls auf eine – für ein Lockergestein – sehr harte Lagerung hin. Die Entlastungsmodul (Eu bzw. Young Modul) liegt bei 110 / 53 / 240 / $> 160 \text{ MPa}$. Ein einziger Wert mit 8 MPa beurteilen wir als untypischen Ausreisser, der nicht weiter beachtet wird. Die beim Versuch aufgebrachten Drücke liegen bei 0.1 – 0.2 MPa, also deutlich unter der maximalen (Über-)Belastung während der letzten Eiszeit.

Der Triax-Versuch an drei Moränenproben ergab Werte für die Kohäsion von 8.9 / 3.8 / 8.0 kN/m². Darauf basierend wurde dann vom Berichtsverfasser des Baugrundgutachtens der charakteristische Wert für die Kohäsion zu 4 kN/m² festgelegt. Aufgrund der Versuchsdurchführung beurteilen wir die Triax-Versuche allerdings als nicht repräsentativ für das in-situ vorliegende Moränenmaterial. Die Proben wurden zwar als kompakte, harte, Bohrkern angeliefert. Diese mussten wegen der Austrocknung aber aufgeschlämmt (d.h. vollständig zerstört) werden und anschliessend wurde die Fraktion >20 mm abgetrennt (durch Siebung). Die restliche Fraktion <20 mm, d.h. Fein- / Mittelkies, Sand und Feinanteil wurde anschliessend wieder zu einem Prüfkörper zusammengemischt und im Proctor-topf verdichtet. Es handelt sich dabei nicht mehr um das ursprüngliche Material, sondern ein – wesentlicher – Anteil an Grobkies fehlt. Gemäss Kornverteilungskurven beträgt dieser Anteil >20 mm etwa 15 – 25% des Gesamtmaterials. Er ist damit entscheidend für die Festigkeitseigenschaften bzw. das Reibungsverhalten des Materials. Der Mittelwert der so ermittelten Kohäsion beträgt 7 kN/m². Tatsächlich dürfte die Kohäsion jedoch aufgrund des Grobkiesanteil und der in-situ sehr dichten Lagerung deutlich höher liegen.

Insgesamt bestätigen die Baugrunduntersuchungen die sehr dichte, harte Lagerung und die Versuche deuten auf eine Kohäsion des in-situ-Material von deutlich über dem angegebenen charakteristischen Wert hin. Gleiches gilt für den ME-Wert, welcher auch eher tief bzw. vorsichtig im Vergleich zu den gemessenen Dilatometerwerten angegeben wird.

4 Rückrechnung Graben Erneuerung Tunnelentwässerung

Im Jahr 2013 wurde die Entwässerung des Grosshöchstettentunnel erneuert. Dies erfolgte «im offenen Graben» soweit bekannt ohne weitere Sicherungsmassnahmen.

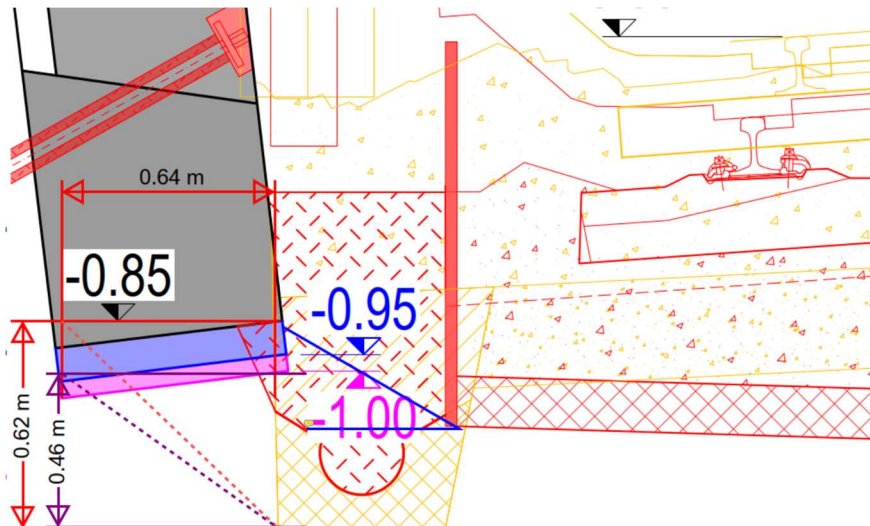


Abbildung 4-1: Erneuerung Tunnelentwässerung 2013

Je nach Unterkante des bestehenden Fundamentfusses war dazu ein Graben mit einer Tiefe von 0.46 – 0.62 m erforderlich. Stabilitätsprobleme im Bereich des Fundamentfusses bzw. des Paraments des Tunnelgewölbes traten offensichtlich nicht auf. Eine Rückrechnung der Standfestigkeit dieses Gleitkeils zwischen Fundamentfuss und dem offenen Graben erfolgte durch Gähler Partner (Projektverfasser).

Die Rückrechnung erfolgt mit dem folgenden Modell:

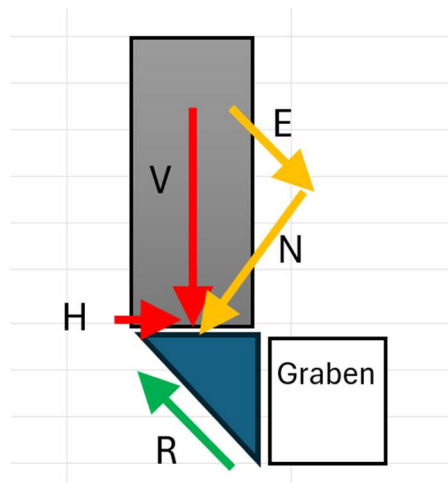


Abbildung 4-2: Erneuerung Tunnelentwässerung 2013

Die horizontale Komponente H der Gewölbekraft wird konservativ zu 0 gesetzt. Um eine Ausnutzung von 1.0 zu erreichen, errechnet sich die dafür notwendige Kohäsion auf der sicheren Seite liegend zu $c_{\text{erf}} = 28 \text{ kN/m}^2$.

Grobe Abschätzung Gleitkeil bei Erstellung Tunnelentwässerung				
Graben für Einbau Entwässerung				
Breite Fundament	b		0.65 m	
Höhe Graben	h		0.6 m	
Neigung Bruchfläche	α	$\arctan(h/b)$	42.7 °	
Länge Bruchfläche	l	$\sqrt{(b^2 + h^2)}$	0.885 m	
Vertikale Last	V		235 kN/m	
Horizontale Last	H		0 kN/m	
Normalkraft auf Gleitfuge	N	$\cos \alpha \cdot V + \sin \alpha \cdot H$	172.7 kN/m	
Treibende Kraft (parallel)	E	$\sin \alpha \cdot V + \cos \alpha \cdot H$	159.4 kN/m	
Reibungswinkel	φ	°	38 °	
Notwendige Kohäsion	c	kN/m2	28 kN/m2	
Reibung	R φ	$N \cdot \tan(\varphi)$	134.9 kN	
Kohäsion	R c	$l \cdot c$	24.8 kN	
Totale Rückhaltende Kraft	R tot		159.7 kN	
Ausnutzung (ohne Beiwert)	E / R		0.998 -	

Abbildung 4-3: Erneuerung Tunnelentwässerung 2013

5 Rückrechnung Baggersondierungen

Mit einer ähnlichen Betrachtung wurden die abgeteuften Baggerschlitzte zurückgerechnet. Effektiv wurden sie auf eine Sondiertiefe bis maximal 4.0 m ausgehoben. Für die Rückrechnung wurde von einer rechnerischen Sondiertiefe von 4.0 – 6.0 m bei intakter Standfestigkeit ausgegangen. Im anstehenden, sehr dichten Material dürften sogar grössere Tiefe ohne Nachbrüche / Einsturzerscheinungen möglich sein. Für die Rückrechnung wurden folgende Methoden angewendet (vgl. [1]):

- Rückrechnung mittels Stabilitätsfaktoren NS nach Taylor
- Eine Bilanzierung des Erddrucks in einem Schnitt ($E_a < 0$, damit standfest)
- Gleitkeilberechnung analog dem vorangehenden Kapitel.

Alle drei Berechnungsarten zeigen, dass bei darüber hinaus vorsichtig gewählten Annahmen erforderliche Kohäsionswerte von 14 – 21 kN/m² resultieren. Bei der Rückrechnung der Baggerschlitzte von 4.0 m Tiefe ist zusätzlich eine Sicherheitsreserve von 20% (Faktor 1.20) eingerechnet, da die senkrechten Wände keinerlei Anzeichen von Instabilitäten zeigten. Es resultiert daraus eine erforderliche Kohäsion von mindestens knapp 14 kN/m². Bei Rückrechnung eines – hypothetischen – Baggerschlitzes von 6.0 m Tiefe würde eine mindestens erforderliche Kohäsion von 15 kN/m² resultieren (ohne Sicherheitsreserve) bzw. von 20 kN/m² mit Sicherheitsreserve 20%

6 Rückrechnung Böschungen Einschnitt

Wiederum durch den Projektverfasser Gähler Partner erfolgte eine Rückrechnung der bestehenden Böschung zwischen den beiden Grosshöchstettentunnel. Die Böschung weist eine Höhe von gut 9 m auf bei einer Neigung im unteren und mittleren Bereich von rund 40° bzw. ca. 5:6. Bei den derzeitigen Böschungen liegen keinerlei Anzeichen von Instabilitäten, Anrissen oder Ausbrüchen vor. Es wird deshalb davon ausgegangen, dass die Böschung aktuell eine Standsicherheit von 1.20 aufweist.

Die Rückrechnung zeigt, dass bei Annahme von $\varphi = 38^\circ$ eine Kohäsion von 6.2 kN/m² notwendig ist, um die Standfestigkeit zu gewährleisten.

Nach unserer Einschätzung ist für die Stabilität der Böschung jedoch zur Hauptsache die Schichtfuge zwischen der Moräne und der Deckschicht bzw. humosen künstlichen Auffüllung (Boden) massgebend, insbesondere bei nasser Witterung. Dies bedeutet, dass die tatsächliche Standsicherheit der Moräne selbst vermutlich höher ist bzw. die der Berechnung zugrunde gelegte Sicherheit von 1.2 grösser sein dürfte. Dementsprechend resultiert auch eine rückgerechnete, erforderliche Kohäsion, die eher im Bereich von 10 – 12 kN/m² oder sogar noch höher liegen dürfte.

7 Erfahrungswerte Moräne

Versuche zur Festigkeit von Lockergesteinen an ungestörten Proben werden sehr selten ausgeführt. Dem Berichtsverfasser ist ein Versuch bekannt, bei dem an einem Moräneblock, kompakt und dicht gelagert, die Druckfestigkeit geprüft werden konnte. Diese lag im Bereich von gut 30 kN/m². Daraus resultiert, dass – vereinfacht – die Kohäsion im Bereich von gut 15 kN/m² gelegen hat.

8 Mantelreibung Bodennägel

Im Bericht über die Baugrunduntersuchungen sind Mantelreibungswerte von 80 kN/m^2 (Böschungssicherung gestörte Moräne beim Nordportal) bzw. 100 kN/m^2 für Stützmauern am Böschungsfuss an. Diese Angaben beziehen sich auf eher oberflächliche Lagen. Für natürlich anstehende (nicht umgelagerte) Moräne im Tunnelfussbereich kann man im Sinne dieser Werte mindestens 120 kN/m^2 ansetzen. Dies sind allerdings sehr vorsichtige Werte. Ein Wert von $150 - 180 \text{ kN/m}^2$ ist als durchaus realistisch zu beurteilen. Dies wird durch die Angaben in EA-Pfähle [3] (Mantelreibung für Bohrpfähle in dicht bis sehr dicht gelagerten Lockergesteinen) wie auch durch verschiedene Ausziehversuche in vergleichbaren Baugrundverhältnissen bestätigt. Auf ähnliche Werte kommen man mit dem Überlagerungsdruck des Bodens σ_v multipliziert mit $\tan(\varphi)$, was die Reibung rund um den Nagelkörper repräsentiert. Diese Annahmen sind dann vor oder während der Ausführung mittels Versuchs nails zu belegen.

Es stellt sich darüber hinaus die Frage, welcher Durchmesser des Injektionskörpers der Bodennägel für die Berechnungen angenommen werden kann. Aus geologischer Sicht dürfte hier eine Aufweitung um 50% bzw. ein Aufweitung- / Vergrösserungsfaktor von 1.5 gegenüber dem Bohrdurchmesser anzusetzen sein. Eine grössere Aufweitung mit entsprechend dickem Injektionskörper – wie er z.B. bei locker gelagerten Kiessanden zu erwarten wäre – ist bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen mit harter Moräne nicht realistisch. Dies ist auch in Übereinstimmung mit entsprechenden Angaben der Herstellerdokumentation der Bodennägel.

9 Zusammenfassung, Schlussfolgerung

Verschiedene Auswertungen, Rückrechnungen (Graben Erneuerung Tunnelentwässerung, Baggersondierungen, bestehende Böschungen im Einschnitt) und Indizien deuten darauf hin, dass die im Gebiet der Grosshöchstettentunnel vorliegende Moräne eine höhere Kohäsion aufweisen dürfte als der im Bericht über die Baugrunduntersuchungen genannte charakteristische Wert von $c_k = 4 \text{ kN/m}^2$. Unter Berücksichtigung dieser Auswertungen empfiehlt der Verfasser des vorliegenden Berichts für die Nachweise der Grundbruchstabilität in den Tunnel, von einer **Kohäsion von $c_k = 20 \text{ kN/m}^2$** auszugehen. Voraussetzung dafür ist, dass die Moräne nicht oberflächlich liegt und nicht künstlich umgelagert oder ausgehoben wurde, sondern «in-situ» und ungestört ansteht. Für solches Moränenmaterial kann für geomechanische Nachweise der **M_E -Wert mit $150 - 200 \text{ MN/m}^2$** angenommen werden, da aufgrund der Überkonsolidation (durch Gletschereis) das Deformationsverhalten einem Wiederbelastungsverhalten entspricht.

Für Bodennägel kann eine charakteristische **Mantelreibung von $150 - 180 \text{ kN/m}^2$** angesetzt werden. Diese ist durch Ausziehversuche zu bestätigen.

10 Projektorganisation

Bauherrschaft

BLS Netz AG
Freiburgstrasse 130
3001 Bern

vertreten durch

Multiprojekte & Ingenieurbau

Leiter Multiprojekte & Ingenieurbau

Vorname Name	Yves Zollinger
Tel.	Tel. 058 / 327 40 83
E-Mail	yves.zollinger@bls.ch

Projektleiter

Vorname Name	Simon Peter
Tel.	Tel. 058 / 327 27 22
E-Mail	simon.peter@bls.ch

Berichtverfasser

Firma	CSD Ingenieure AG
Vorname Name	Ernst Bratschi
Tel.	+41 79 942 03 11
E-Mail	e.bratschi@csd.ch

Fragen und Korrespondenz während des Plangenehmigungsverfahrens sind an den zuständigen Projektleiter zu richten.

11 Grundlagen

- [1] Bodenmechanik und Grundbau, Lang / Huder / Amann / Puzrin, Springer-Verlag 2011, Berlin, Heidelberg
- [2] Geodatenportal des Kantons Bern, Karte Vergletscherung, Kanton Bern, Amt für Geoinformation, Bern
- [3] Empfehlungen des Arbeitskreises «Pfähle» EA-Pfähle, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V, Ernst & Sohn 2012, Berlin