ROVINA + PARTNER AG 3953 VAREN
Geologie - Geotechnik - Hydrogeologie **Telephon: 027 473 48 48**
lic. phil. nat. Geologe, dipl. Hydrogeologe SIA **FAX: 027 473 49 40**

Baugrunduntersuchungen, Felsbau, Quell- und Grundwasserstudien, Umweltgeologie
Erschütterungs-, Inklinometer- und div. andere spezifische Messungen

PROJEKT	**Spissibachbrücke Leissigen. Begehung, Sitzung und nachträgliche Auswertung / Interpretation der Ankerversuche**		
PROTOKOLL NR.	**1**		
Sitzungstyp	☐ Koordination	☒ Technisch	☐ Intern
Protokollstatus	☒ definitiv	☐ provisorisch für Kontrolle	
Datum der Sitzung:	24.11.2010	Zeit: 09:00 - 12:00	
Sitzungsort:	Spissibachbrücke Leissigen, Restaurant Meielisalp		
Protokollführer:	Dräyer Bernhard		
Mandat:	rp1057-	Protokolldatum:	Varen, 30.11.2010

Beteiligte	Firma/Behörde	Anwesend	Entschuldigt	Verteiler	Nächste Sitzung
Hr. Andreas Köppel (ka)	Opal Fels- und Steinschlagsicherungs AG, Inden	X		X	
Hr. Bruno Köppel (kb)	Opal Fels- und Steinschlagsicherungs AG, Inden	X		X	
Hr. Helmut Steiger (sh)	Geotechnisches Institut, Spiez	X		X	
Hr. Stefan Weder (ws)	Ingenieurbüro Weder AG, Naters	X		X	
Hr. Guido Lauber (lg)	Emch+Berger AG, Spiez	X		X	
Hr. Bernhard Dräyer (db)	Geologiebüro Rovina+Partner AG, Varen	X		X	

Kontaktdaten:

	Funktion im Projekt	Tel. Büro	Natel	e-mail
A. Köppel	Ausf. Unternehmer	-	079 489 39 08	info@opal-ag.ch
H. Steiger	Prüfingenieur	-		helmut.steiger@geo-online.com
S. Weder	Projektingenieur	-	079 458 20 93	wederag@rhone.ch
G. Lauber	Projektingenieur	033 650 75 71	-	guido.lauber@emchberger.ch
B. Dräyer	Beratung Baugrund / Geologie für Unternehmung	-	076 345 04 73	rovina@rhone.ch

Bitte Protokolländerungen und -ergänzungen innerhalb 2 Tagen melden.

an Sitzung abgegebene Dokumente
-

Protokollbeilagen
- Protokolle Ausziehversuche BL3 und BL45

Inhalt

1. Ausgangslage 1
2. Anker-Ausziehversuche 2
2.1. Versuch + Resultate 3
2.2. Versuchsinterpretation und Vorschlag für Kennwerte Mantelreibung 4
2.2.1. Moräne 4
2.2.2. Umgelagerte Moräne, Hangschutt WL West 4
2.2.3. Flysch-Fels 4
3. Diskussionspunkte an Sitzung und Begehung 5
4. Weiteres Vorgehen 7

1. Ausgangslage

Die Fundamente West und Ost für die 145 m lange Hängebrücke über den Spissibach wurden im Laufe des Herbstes 2010 erstellt. Aufgrund von geologischen Oberflächenbeobachtungen wurde die Felskote für beide Standorte

Text	zuständig/Termin

auf wenigen Metern Tiefe erwartet. In diesem Sinne wurden auch die Fundamente projektiert.

Im Verlaufe der Ausführung hat sich gezeigt, dass einerseits die Felskote insbesondere beim Widerlager Ost bedeutend tiefer liegt (ca. 15 – 17 m) und andererseits grössere Lasten einzurechnen sind, als ursprünglich angenommen (u.a. wegen Schneelasten).

Aus diesen Gründen wurden anstelle einer reinen Flachfundation der Widerlager eine kombinierte Platten – Mikropfahl – Anker – Fundation notwendig. Das Geotechnische Institut Spiez hat als Prüfingenieur den ersten Entwurf dieses neuen Fundationskonzepts anhand einer 3-dimensionalen Tragwerksanalyse untersucht und kam zum Schluss, dass es noch unterdimensioniert ist.

Die Bauausführung wurde daher temporär eingestellt, um das Tragwerksystem anzupassen und durch die notwendigen Nachweise zu belegen.

Das Geologiebüro Rovina+Partner AG wurde durch die Projektgemeinschaft Ende Oktober angefragt, sie bei der Lösungsfindung in Sachen Baugrund zu unterstützen. Folgende Sofortmassnahmen wurden beschlossen und ausgeführt:

- Erstes Ziel sollte sein, die effektiv vorhandene Mantelreibung in der Moräne und im Flyschfels durch Anker-Ausziehversuche zu belegen. Dieser Bodenkennwert τ hat auf die Anker-/Pfahllängen bzw. deren Anzahl einen erheblichen Einfluss. Die Versuche sollen eine möglichst präzise Bemessung der äusseren Tragfähigkeit erlauben.
- Die Zugversuche fanden am 24.11.2010 statt. Sämtliche im Protokoll vermerkten Personen waren beim Zugversuch WL Ost anwesend. Danach fand eine Sitzung statt, wo das angepasste Fundationskonzept und das weitere Vorgehen diskutiert wurde. Im Anschluss daran begaben sich Stefan Weder und Bernhard Dräyer noch zum Widerlager West, um hier dem zweiten Ankerversuch beizuwohnen.

Zweck des vorliegenden Protokolls ist:

- Zusammenfassung der Diskussionspunkte von Sitzung und Begehung vom 24.11.2010.
- Auswertung der Ankerversuche und Empfehlung für daraus abgeleitete Kennwerte der Mantelreibung.
- Vorschlag für das weitere Vorgehen.

Text	zuständig/Termin

2. Anker-Ausziehversuche

2.1. Versuch

Die Anker-Ausziehversuche wiesen folgende Eckdaten auf:

	Versuche	
	WL Ost – BL3	**WL West – BL45°**
Datum der Ankerbohrung	15.11.2010	
Datum der Zugversuche	24.11.2010 (+9 Tage)	
Bohrdurchmesser	120 mm	
Mantelfläche	0.38 m^2 pro lfm‘ Verankerungslänge	
Untergrund	Moräne	0 – 4.1 m: Hangschutt 4.1 – 8 m: Flysch-Fels
Ankertyp	Titan 40/16; e=210 kN/mm2	
Bruchlast	660 kN (Datenblatt Ischebeck)	
Totale Ankerlänge l	9 m	
Überstand	1 m	
Verankerungstiefe	6 – 8 m ab OK-Fundament	
Verankerungslänge	2 m	
Freie Ankerlänge	6 m	
elastische Stahldehnung	ca. 2.7 mm / 100 kN	
Neigung	Vertikal	45° geneigt

Die Versuchsaufzeichnungen der Opal AG sind dem Protokoll als Anhang beigefügt.

Beschrieb Versuchsablauf BL3 (WL Ost): Zuerst wurden in einem Intervall zwischen 2 bis 4 Minuten die Laststufen 100 – 200 – 300 kN aufgebracht. Danach wurden 350 kN aufgebracht und während 15 Minuten gehalten. Die bis hier gemessenen Verschiebungen zwischen den Laststufen entsprachen praktisch der elastischen Stahldehnung. Die zeitliche Verschiebungszunahme auf der jeweiligen Laststufe blieb jeweils gering (<0.2mm).

In einem letzten Schritt wurde die Belastung soweit erhöht, bis es bei 392 kN zu einem langsamen Bruch zwischen der Injektion und dem Boden kam. Die maximal mögliche Belastung reduzierte sich auf 367 kN, was als eine Art Restmantelreibung nach dem Bruch betrachtet werden kann. Auf dieser Stufe wurde die Verschiebung während 30 Minuten gemessen. Sie betrug in diesem Intervall <0.2 mm und verlief weit entfernt von der kritischen Kriechmasslinie k=1 mm.

Beschrieb Versuchsablauf BL45°: Da an diesem Ort keine starre Auflagefläche existierte, waren keine zuverlässigen Verschiebungsmessungen möglich (seitliche Biegung der Anker unter Belastung). Aus diesem Grund wurden nur in 100-kN Schritten Laststufen aufgebracht und beobachtet, ob der Sys-

Text	zuständig/Termin

temdruck in der Pressvorrichtung abfällt. Bis auf 600 kN kam es zu keinem Ausreissen und es gab keine Anzeichen eines Druck-/Lastabfalls. Höher konnte aufgrund der Stahlbruchgrenze nicht getestet werden.

2.2. Versuchsinterpretation und Vorschlag für Kennwerte Mantelreibung

Die Interpretation der Ankerversuche war zum Zeitpunkt der Sitzung noch nicht vorhanden und konnte dementsprechend nicht besprochen werden.

2.2.1. Moräne

Aus unserer Sicht ist es vertretbar, die Kennziffer der Mantelreibung über den Grenzwert beim Bruch zu bestimmen und diesen um 10% auf einen charakteristischen Wert x_k abzumindern. Damit befindet sich der charakteristische Wert leicht unterhalb der nachgewiesenen Restmantelreibung nach dem Bruch, das heisst auf der vorsichtigen Seite liegend.

Die Abminderung der Mantelreibung auf Designniveau erfolgt für Zuganker gemäss SIA267 Ziffer 10.5.2.2.2 über den Widerstandsbeiwert γ_m=1.35. Für Druckpfähle kann der Widerstandsbeiwert gemäss Ziffer 9.5.2.2.4 mit γ_m=1.30 gewählt werden.

Die Übernahme der Mantelreibung aus den Zugversuchen für die Druckpfähle ist natürlich nicht ganz korrekt. Der Tragwiderstand des Untergrundes auf Druck (d.h. Richtung grösserer Tiefe wirkend) ist generell besser als bei Belastung auf Zug.

	kN/m' Verankerungsstrecke	*kN/m² Mantelfläche*
Mantelreibung bei Bruch	(392 kN) / 2 m = 196 kN/m'	(196 kN / 0.38 m²) = 515 kN/m²
Restmantelreibung nach Bruch	367 / 2 = 183.5 kN/m'	(183.5 kN / 0.38 m²) = 483 kN/m²
Vorschlag charakteristischer Wert Mantelreibung τ_k	196 kN *0.9 = 176 kN/m'	τ_k = (176 kN / 0.38 m²) = 467 kN/m²
Vorschlag Designwert Mantelreibung für *Zuganker* τ_d	176 kN /1.35 = 130 kN/m'	τ_d = (130 kN / 0.38 m²) = 345 kN/m²
Vorschlag Designwert Mantelreibung für *Druckpfähle* τ_d	176 kN /1.30 = 135 kN/m'	τ_d = (135 kN / 0.38 m²) = 358 kN/m²

2.2.2. Umgelagerte Moräne, Hangschutt WL West

Für die umgelagerte Moräne/Hangschutt, welche beim WL West dem Fels aufliegt, schlagen wir vor, die Kennwerte der Moräne (WL Ost) um 1/3 abzumindern.

2.2.3. Flysch-Fels

Der vom Prüfingenieur in seinen Berechnungen verwendete Kennwert für die Mantelreibung im Flysch kann durch den Versuch als bestätigt gelten. Wir empfehlen, diesen Wert für die Zuganker weiterzuverwenden. Für die Druckpfähle schlagen wir eine Erhöhung der Mantelreibung um 15% vor. Unabhängig davon, wie lange die Pfähle/Anker aufgrund der Gesamttragfähigkeit bemessen werden, sollten sie mindestens etwa 4 Meter im Fels eingebunden werden.

	kN/m' Verankerungsstrecke	*kN/m² Mantelfläche*
Designwert Mantelreibung für *Zuganker* τ_{dz} (Übernahme von Prüfingenieur).	(500 kN/m² * 0.12 * PI()) = 188 kN/m'	τ_{dz} = 500 kN/m²

Text			zuständig/Termin
Vorschlag Designwert Mantelreibung für *Druckpfähle* τ_{dd}	(575 kN /m^2 * 0.12 * PI()) = 216 kN/m‘	τ_{dd} = 500 kN/m^2 * 1.15 = 575 kN/m^2	

3. *Diskussionspunkte an Sitzung und Begehung*

Konstruktive Anpassung der Fundamente: Der Projektingenieur schlägt vor, die Fundamentplatte allseitig zu erweitern, damit einerseits Platz geschaffen wird für die zusätzlichen Anker und Pfähle und diese andererseits im Untergrund genügend Abstand aufweisen, um eine gegenseitige Beeinflussung auszuschliessen. Der Unternehmer äusserte den Wunsch, dass er die Zusatzanker/-pfähle möglichst frontal und rückwärtig versetzen möchte, da ein seitliches Ansetzen erheblichen Zusatzaufwand verursacht.

Felskote WL West: Andreas Köppel hat die Felskote beim Wiederlager West gemäss 2 Bohrungen im Schnitt aufgezeichnet. Es zeigt sich, dass der Fels auf einer Tiefe von ca. 4 m mit 24° nur relativ flach ansteigt. Die „horizontalen“ Zuganker müssen also mit etwa 20 – 30° fallend gebohrt werden, damit sie genügend im Fels verankert werden können.

Korrosionsschutz + Anker (Begehung WL West): Der Geologe weist darauf hin, dass gemäss SIA 267 Ziffer 11.6.3.2.1 für den Korrosionsschutz der Stufe 2 betreffend Anker und Mikropfähle folgende Massnahmen ausreichend sind:

Schutzstufe 2:
- gerippptes oder gewelltes Hüllrohr aus Kunststoff mit bohrlochseitigem Abschluss
- zwischen Hüllrohr und Bohrlochwand min. 20 mm Zementmörtel oder -stein
- zwischen Zugglied und Hüllrohr Zementmörtel oder -stein mit einer Stärke von:
  - mindestens 5 mm bei werkmässiger Herstellung
  - mindestens 20 mm bei Herstellung auf der Baustelle.

Unter Berücksichtigung oben stehender Randbedingungen ist damit anstelle des ursprünglich geplanten Dywidag dm 43 mm – Anker der Einsatz eines Dywidag 57.5 mm Anker möglich. Rein rechnerisch resultiert ein minimaler Durchmesser des Anker-/Pfahlsystems von (2 x 5 mm + 2 x 20 mm +57.5 mm) = 107.5 mm. Diese Anker lassen sich also bei einem Bohrdurchmesser von 120 mm einbauen. Voraussetzung ist eine werksmässige Herstellung der Mörtelverfüllung zwischen Zugglied und Hüllrohr, sowie den Einsatz von Abstandhaltern.

Die Kenndaten für den GEWI Plus-Stab sind: Nenndurchmesser 57.5 mm; Stahlgüte 670/800 N/mm^2; Last an Streckgrenze: 1740 kN; Bruchlast: 2077 kN.

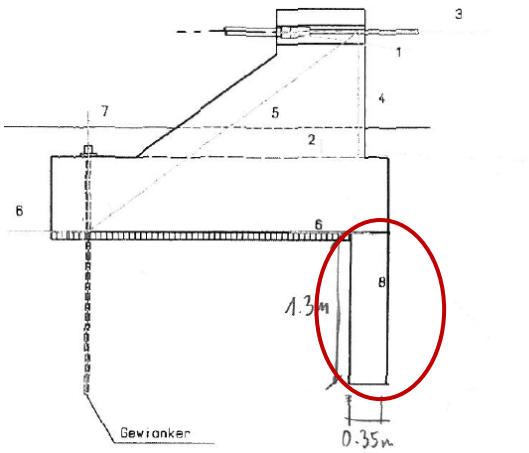
Eine Nachfrage bei Stahlton hat ergeben, dass die 57.5 mm Anker bei einer werksmässigen Vorinjektion mit einem Gesamtdurchmesser von 100 mm lieferbar sind. Das ergibt eine Wandstärke zwischen Zugglied und Hüllrohr von 20 mm, anstelle der minimal geforderten 5 mm, was gegen die Korrosion natürlich umso vorteilhafter ist. Die maximale Lieferlänge am Stück ohne Muffen beträgt 12 m.

Rutschung beim WL West: Die Geländebeschaffenheit beim WL West weist auf gewisse Rutschphänomene hin. Rein visuell kann nicht gesagt werden, ob die Rutschung noch aktiv ist, welchen Tiefgang sie aufweist und ob die Bewegungen allenfalls für das WL West relevant sind. Der Geologe schlägt vor, die Stabilität des Untergrundes in einer angepassten Form messtechnisch zu überwachen. Dies kann zum Beispiel durch ein Inklinometer (l=ca. 10 m) ge-

Text	zuständig/Termin

schehen. Zur Überwachung von Fundamenten werden in ähnlichen Situationen auch Extensometer eingesetzt.

Fundamentriegel WL Ost: Seitens der Planer wird vorgebracht, dass neben der Sohlreibung der Fundamentplatte auch noch der Riegel unterhalb der Platte bei den statischen Berechnungen mitberücksichtigt werden sollte. Einerseits ist der Riegel 1.3 m tief in der Moräne eingebettet (Auflagefläche 0.35 m x 2.7 m) und kann in der Art eines Streifenfundamentes Vertikallasten aufnehmen, andererseits kann durch die gute Verzahnung des Betons mit dem Boden (ohne Schalung) eine gewisse Wandreibung angenommen werden (Fläche: 2 x 2.7 x 1.3 = 7 m^2). Es ist klar, dass dieser Einfluss rechnerisch nicht einfach quantifizierbar ist.



Dimensionierung des Fundaments auf Grenzzugkraft des Kabels: Der Geologe stellt die Frage, wieso das Fundament auf die Grenzzugkraft des Kabels dimensioniert wird und nicht auf die maximal mögliche Einwirkung. Die maximale Einwirkung ist im vorliegenden Fall etwa 7% geringer, als die Grenzzugkraft des Kabels. Die Ingenieure versuchen dieses Vorgehen mit anderen Beispielen aus dem Bauingenieurwesen zu erklären (z.B. Beton + Armierung in einer Decke). Dem Geologen ist das Vorgehen aber trotzdem vom Prinzip her nicht logisch weil:

- Auf die Fundamente kann nie eine grössere Einwirkung erfolgen, als die maximal Berechnete, welche bereits alle normgemässen Sicherheitszuschläge aufweist.
- Eine normgemässe Regelung über die zwingende Reihenfolge des Versagens gibt es offenbar nicht.
- Aus logischen Überlegungen scheint ein Versagen des Fundamentes gegenüber dem Versagen der Tragkabel vorteilhafter. Es ist zu erwarten, dass das das Fundament zuerst sichtbare oder messbare Verkippungen/Verschiebungen erfährt, bevor es zum Bruch kommt (Eingeschränkte Gebrauchstauglichkeit). Hinzu kommt, dass durch die Deformationen die Spannkräfte sofort reduziert werden, was die Stabilität wieder verbessert. Demgegenüber versagen die Kabel (oder die damit verbundenen Betonkonstruktionen) sehr spontan, ohne dass sich das Problem sehr offensichtlich durch eine beeinträchtigte Gebrauchstauglichkeit ankündigt. Es verbleibt eine minimale Reaktionszeit und das Versagen führt ganz sicher zu einer Zerstörung der Brücke. Das Risiko für Personen und Brücke ist also beim Versagen der Kabel grösser als beim Versagen des Fundamentes.

Text	zuständig/Termin

4. Weiteres Vorgehen

Das Projekt ist in dieser zwingenden Reihenfolge weiterzuführen:

1. Der Projektingenieur erstellt zwei angepasste Ausführungspläne für die Wiederlager mit den Fundamenterweiterungen, Pfählen und Ankern. Im weiteren passt er seine statischen Berechnungen an.
2. Der Prüfingenieur verifiziert die Statik mit seinem 3-dimensionalen Rechenmodell.
3. Der Unternehmer erstellt eine Offerte für die Zusatzarbeiten.
4. Der Bauherr entscheidet über die vorgeschlagene, angepasste Variante und die Vergabe der Zusatzarbeiten.

Je nach Lieferfristen und klimatischen Verhältnissen führt der Unternehmer die Arbeiten noch im Dezember oder Januar fort.

Für das Protokoll

Dräyer Bernhard
(dipl. Geologe)

AG 3953 Inden 079 489 39 08 **Qualitätsprüfung**

Stabsystem	Ankertyp Titan 40 /16	Pressentyp Lukas 630	**Baustelle:** Hängebrücke Leissigen
Ankernummer BL3	Verankerungslänge 2 m	kN - bar Umrechnung 0.79	Aufsicht : Hr. H. Stieger/ B. Dräyer
Ankerdurchmesser 40 mm	Freie Ankerlänge 7 m	Prüfkraft in kN 600	
Querschnitt mm2	Ankerlänge 9 m		**Ausziehversuch**
E - Modul (kN/mm2)			

Kraftstufen			Verschiebung	Verschiebungszunahme bei konstanter Kraft gemessen ab Fixpunkt (mm)											Min. Wartezeit auf F1/F2 : 15' auf F prüf. : 30'	Verschieb. Zunahme			Bedingungen
	bar	kN		Messinterval (min.)												2' - 5'	5' - 15'	15'-30'	
Fa	79.0	100.0		0'	1'	2'	5'	10'	15'	20'	25'	30'	45'	60'		0.20	0.20		Bedingung 1 Kontrolle der Verschiebungszunahme (Kriechmass)
F1	79	100		61.91															
F2	158	200		72.3											Elastizität =				Bedingung 1 erfüllt
F3	237	300		82.81											Endlänge - Fa	Kriechmass in mm			☐ ja ☐ nein
F4	277	350		91.01				91.57	91.6	91.63					mm				
max	310	392		Bruch der Mantelreibung											Elastizität =				Bedingung 1 erfüllt
															Endlänge - Fa	Kriechmass in mm			☐ ja ☐ nein
	290	367		93.62	93.68	93.77	93.79	93.79							mm				
max	300	379		Bruch der Mantelreibung											Elastizität =				Bedingung 1 erfüllt
															Endlänge - Fa	Kriechmass in mm			☐ ja ☐ nein
Fo															mm				
Bemerkungen:																			

Freigabe: Visum:	Geprüft am: 24.11.010 Visum	Kontrolle am: Visum:

AG 3953 Inden 079 489 39 08 **Qualitätsprüfung**

Stabsystem	Ankertyp Titan 40 /16	Pressentyp Lukas 630	**Baustelle:** Hängebrücke Leissigen
Ankernummer BL 45°	Verankerungslänge 2 m	kN - bar Umrechnung 0.79	Aufsicht : Hr. H. Stieger/ B. Dräyer
Ankerdurchmesser 40 mm	Freie Ankerlänge 7 m	Prüfkraft in kN 600	
Querschnitt mm2	Ankerlänge 9 m		**Ausziehversuch**
E - Modul (kN/mm2)			

Kraftstufen			Verschiebung	Verschiebungszunahme bei konstanter Kraft gemessen ab Fixpunkt (mm)											Min. Wartezeit auf F1/F2 : 15' auf F prüf. : 30'	Verschieb. Zunahme			Bedingungen
	bar	kN		Messinterval (min.)												2' - 5'	5' - 15'	15'-30'	
Fa	79.0	100.0		0'	1'	2'	5'	10'	15'	20'	25'	30'	45'	60'		0.20	0.20		Bedingung 1 Kontrolle der Verschiebungszunahme (Kriechmass)
F1	79	100		47.31															
F2	158	200		47.98											Elastizität =				Bedingung 1 erfüllt ☐ ja
F3	237	300		48.66											Endlänge - Fa	Kriechmass in mm			☐ nein
F4	316	400		49.51											mm				
F5	395	500		50.32											Elastizität =				Bedingung 1 erfüllt ☐ ja
F6	474	600		51.07	51.11	51.12	51.17	51.23	51.24	51.26					Endlänge - Fa	Kriechmass in mm			☐ nein
															mm				
															Elastizität =				Bedingung 1 erfüllt ☐ ja
															Endlänge - Fa	Kriechmass in mm			☐ nein
Fo															mm				

Bemerkungen: Höher als 600 kN wurde nicht getestet. Stahlgrenze

Freigabe: Visum:	Geprüft am: 24.11.010 Visum	Kontrolle am: Visum: