Geotechnisches Institut

Geotechnisches Institut AG Seestrasse 7 Postfach 474 3700 Spiez Telefon 033 650 72 82 Fax 033 650 72 88
E-mail info.sp@geo-online.com www.geo-online.com

Aktennotiz

Aktennotiz	02
Projekt	Hängebrücken Thunersee – Spissibachbrücke, Leissigen
Projekt Nr.	33.0248.001
Datum	15.10.2010
Betrifft	Dimensionierung Fundation Widerlager Ost, geotechnische Nachweise

---

Verteiler
A. Köppel, OPAL
S. Weder, WEDER AG
U. Sommer, Emch + Berger AG
P. Dütschler, Präsident Thunersee Tourismus
M. Dietrich, technischer Berater

Verwendete Unterlagen, Normen und Literatur

[1] Geotechnisches Institut AG, geologische Kartierung Spissibach Leissigen, 13.7.09
[2] Geotechnisches Institut AG, geotechnische Detailuntersuchungen (Rammsondierungen) Spissibach Leissigen, E-Mail vom 10.6.10
[3] Geotechnisches Institut AG, ergänzende Sondierungen und Kartierungen, E-Mail vom 30.9.10
[4] OPAL, Bohrprotokolle sowie Protokolle Zugversuche, 27.9., 25.10.10
[5] WEDER AG, Statik, 14.6. und 6.10.10
[6] Norm SIA 260:2003, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
[7] Norm SIA 261:2003, Einwirkungen auf Tragwerke
[8] Norm SIA 267:2003, Geotechnik
[9] Karl Josef Witt (Hrsg.): Grundbautaschenbuch Teil 2: Geotechnische Verfahren. 7. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin 2009. ISBN: 978-3-433-01845-3

1 Baugrundmodell

Das Widerlager Ost der Hängebrücke Spissibach Leissigen gründet auf einer sehr kompakten, blockreichen Seitenmoräne (braun), welche eine Mächtigkeit von ca. 11 m aufweist, vgl. Abbildung 1. Dann folgen die Mergelkalke des Flyschfels (grau).

In der nachstehenden Tabelle sind die geomechanischen Parameter, welche in die nachfolgenden Berechnungen eingehen, zusammengestellt.

Bodenschichten

Die Geländeoberkante ist 1.00 m über Unterkante Pfahlkopfplatte.

Name	Dicke	Bett-Xo	Bett-Xu	Bett-Yo	Bett-Yu	Bett-Lo	Bett-Lu	γ	φ	δa	δp
	m	kN/m3		kN/m3		kN/m3	kN/m3	kN/m3	Grad	Grad	Grad
Moräne	11.000	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0	230.0	230.0	21.00	40.00	26.68	-13.32
Flysch	200.000	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0	500.0	500.0	21.00	40.00	26.68	-13.32

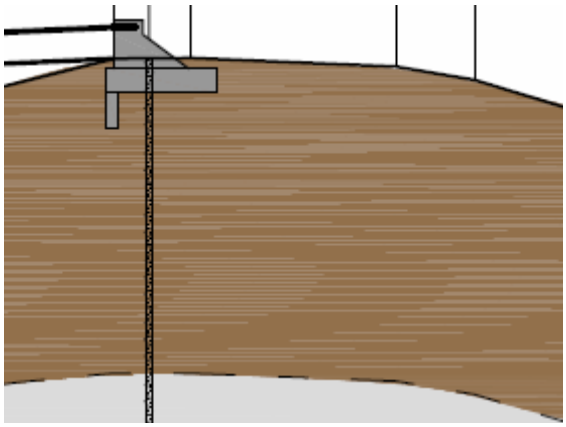

Abbildung 1: Baugrundmodell, grau: Flysch, braun: Moräne

2 Statisches System

Für die Ermittlung der Schnittkräfte der Anker und Pfähle wurde das Programm „4h-Pfahl“ verwendet. Für die Schnittkraftberechnung wurde von dem in Abbildung 2 aufgezeigten System ausgegangen.

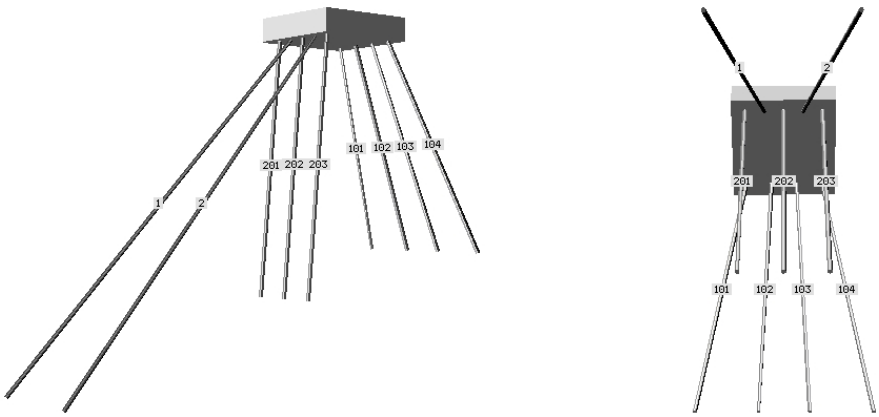

Abbildung 2: Anker und Mikropfahlanordnung, links: Ostansicht, rechts: Ansicht von unten

2.1 Anordnung der Anker/Pfähle

Bei der Anordnung der Anker/Pfähle ist darauf zu achten, dass die Durchstosspunkte an der Fundamentunterseide mindestens immer 0.5 m von den Aussenkanten entfernt liegen (Koordinate x = 0.5 bzw. x = 4).
Anker 1 - 2 sind Zugpfähle die um 50 Grad um die Horizontale geneigt sind. Zudem sind sie um je 5 Grad nach aussen verdreht.
Die Druckpfähle 101 – 104 sind um 20 Grad aus der Vertikalen geneigt, um einen Horizontalkraftabtrag zu ermöglichen. Um ein Überschneiden der Verpresskörper zu verhindern, sind die beiden Äusseren um 10 Grad und die beiden inneren Pfähle um 2.5 Grad nach aussen verdreht.
Die schon vorhandenen 3 Anker (201 – 203) sind um 85 Grad zur Horizontalen geneigt. Er wird davon ausgegangen, dass diese noch vollständig ausinjinziert werden.
Die Anordnung der Anker / Pfähle kann aus Abbildung 3 entnommen werden.

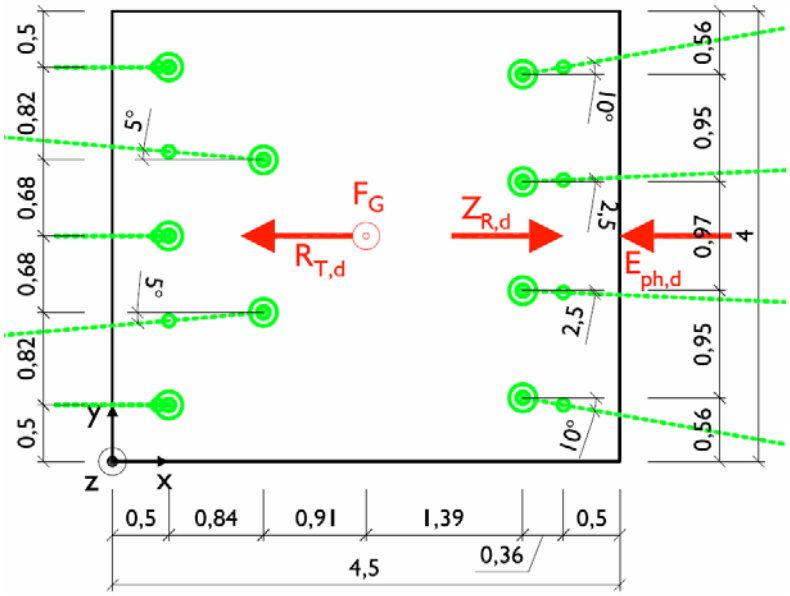

Abbildung 3: Fundamentdraufsicht. Kennzeichnung der Durchstosspunkte an der Fundamentunterseite durch ○

2.2 Belastung

Als Bemessungswert der Einwirkung $Z_{R,d}$ wurde die Grenzzugkraft der beiden Tragseile angesetzt (2 x $Z_{R,d}$ = 4352 kN) [5], welche bei den Koordinaten (4/2/-2.7) angreift.
Das Eigengewicht des Fundaments wurde aus [5] übernommen und mittig als charakteristischer Wert (durch günstige Wirkung γ_G = 1.0) angesetzt.
Für die Berechnung der Sohlreibung $R_{T,d}$ dürfen nur ständige Lasten angesetzt werden. Günstig wirkende Verkehrslasten sind zu vernachlässigen.
Die Sohlreibung $R_{T,d}$ sowie der passive Erdwiderstand $E_{ph,d}$ wurden auf sicherer Seite liegend als Designwerte eingeführt.

In der nachstehenden Tabelle und in der Abbildung 4 bis Abbildung 7 sind nochmals alle Einwirkungen/Widerstände aufgeführt/abgebildet.

Belastung

Lastfalltypen: 1 ständig, 2 veränderlich, 30-36 alternative Lastfallgruppe

LF	Typ	Bezeichnung	X0	Y0	Z0	P-X	P-Y	P-Z	M-X	M-Y	M-Z
-			m	m	m	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
1	1	Seilzug	4.00	2.00	-2.70	4352.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1	Sohlreibung	2.25	2.00	1.00	-429.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1	Eph	4.50	2.00	0.50	-109.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1	G Fundament	2.25	2.00	0.00	0.00	0.00	561.00	0.00	0.00	0.00

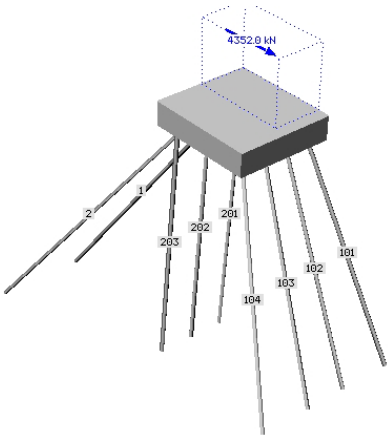

Abbildung 4: Angriffspunkt der Grenzzugkraft der Tragseile 2 x $Z_{R,d}$ = 4352 kN

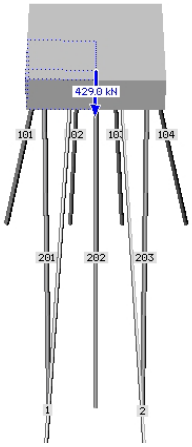

Abbildung 5; Angriffpunkt der Sohlreibung $R_{T,d}$ = 429 kN

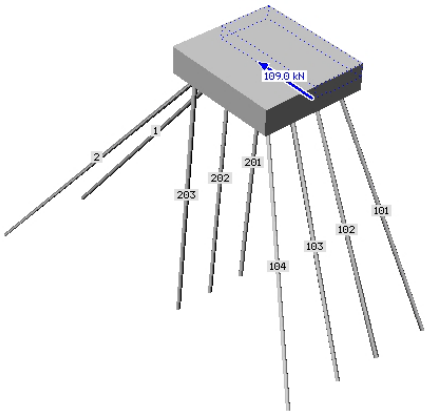

Abbildung 6: Angriffspunkt des passiven Erdwiderstands $E_{ph,d}$ = 109 kN

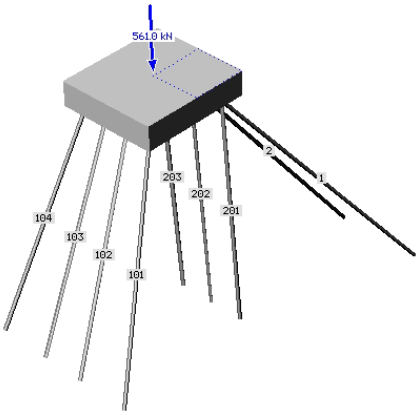

Abbildung 7: Angriffspunkt des Fundamenteigengewichts F_G = 561 kN

3 Schnittkräfte

Für die Berechnung wurde angenommen, dass die Pfahlkopfplatte ideal starr ist und nur als Lastverteilung für die Anker/Pfähle dient. Nachfolgend sind in der Abbildung 8 - Abbildung 16 die Schnittkraftverläufe der Anker/Pfähle dargestellt.

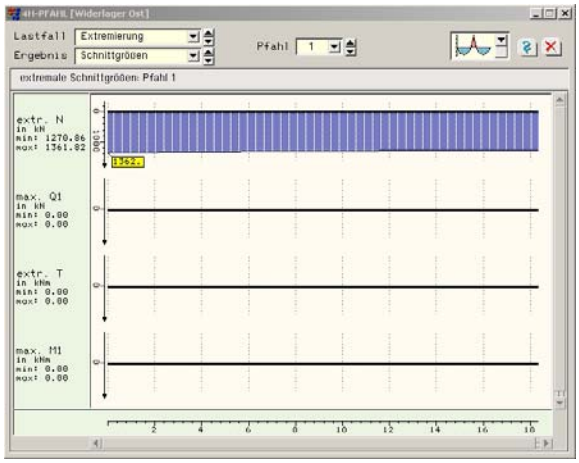

Abbildung 8: Verlauf der Schnittkräfte vom Anker 1

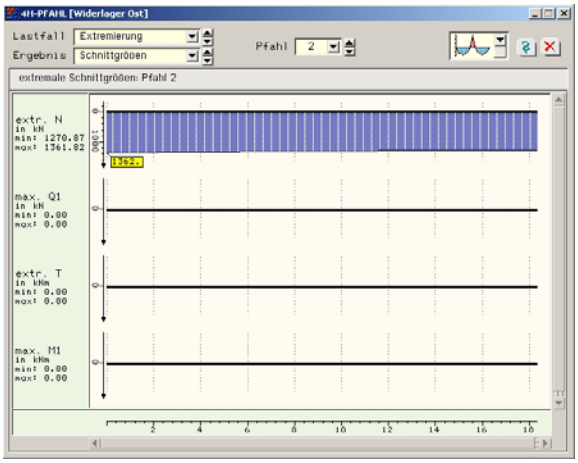

Abbildung 9: Verlauf der Schnittkräfte vom Anker 2

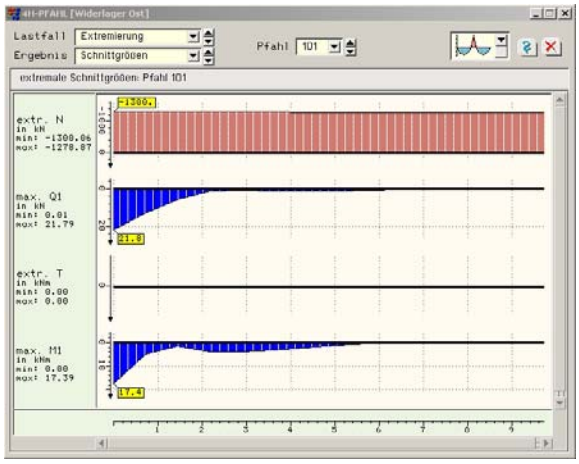

Abbildung 10: Verlauf der Schnittkräfte von Pfahl 101

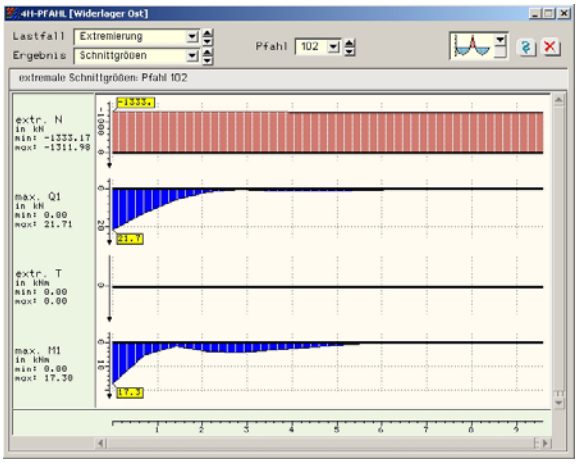

Abbildung 11: Verlauf der Schnittkräfte von Pfahl 102

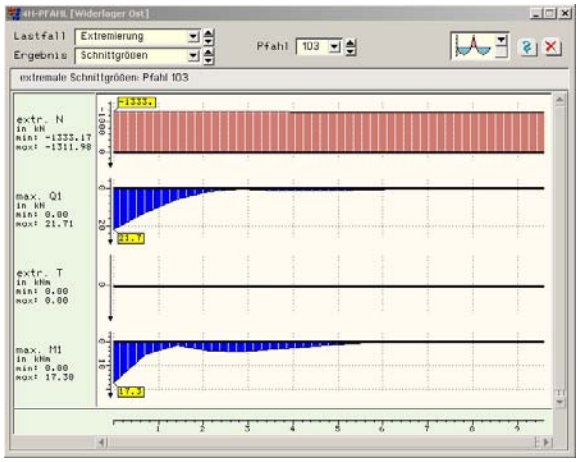

Abbildung 12: Verlauf der Schnittkräfte von Pfahl 103

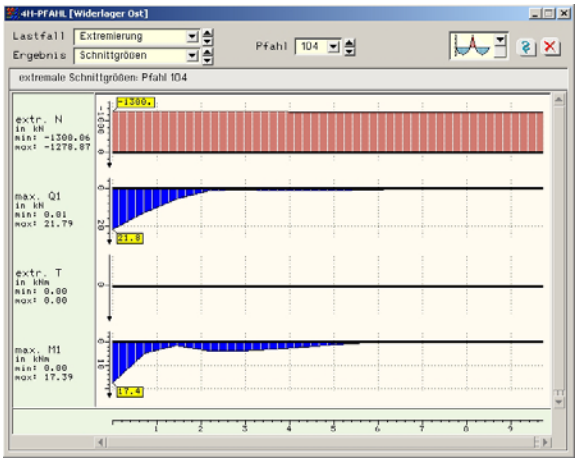

Abbildung 13: Verlauf der Schnittkräfte von Pfahl 104

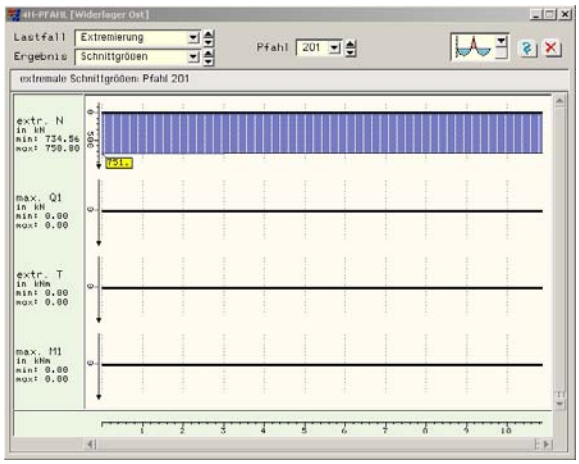

Abbildung 14: Verlauf der Schnittkräfte vom Anker 201

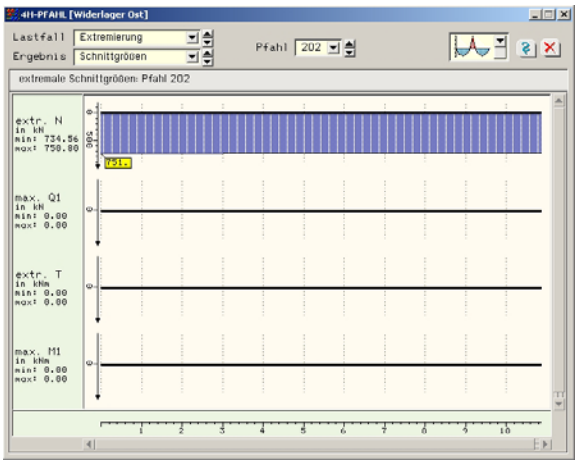

Abbildung 15: Verlauf der Schnittkräfte vom Anker 202

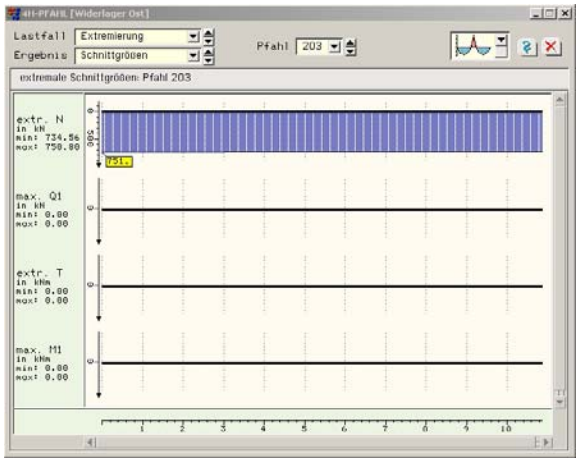

Abbildung 16: Verlauf der Schnittkräfte vom Anker 203

Durch die symmetrische Anordnung der Anker 1 & 2, erfahren beide die gleiche Zugbelastung von 1362 kN, welche in der Moräne bzw. im Flyschfels verankert werden muss.
Die grösste Duckbeanspruchung von N = -1333 kN erfahren die beiden innen liegenden Pfähle 102 & 103. Zusätzlich sind diese noch mit einer Querkraft V = 22 kN und einem Moment von M = 18 kNm belastet.
Die geringste Belastung liegt bei den bereits vorhandenen subvertikalen Ankern 201 – 203 an, deren Zugkraft von 751 kN nach vollständigem Ausinjizieren über 12 m in die Moräne abgetragen werden kann.

4 Tragfähigkeitsnachweise

Die folgende Nachweise sind mit dem Anker/Pfahlsystem GEWI-Plus, Stahldurchmesser d = 63.5 mm geführt. Es können aber auch vergleichbare Systeme zur Ausführung kommen.

4.1 Nachweis des inneren Tragwiderstands

Gemäss den Angaben der des Herstellers beträgt die Bruchlast $R_{i,k}$ der Anker/Pfähle 2540 kN.

4.1.1 Anker 1 & 2

$$1362\,\text{kN} = E_d \leq R_{i,d} = \frac{R_{i,k}}{\gamma_M} = \frac{2540\,\text{kN}}{1.35} = 1881\,\text{kN}$$

4.1.2 Pfahl 102 & 103

– Prüfung der Querkraft-Momenten-Interaktion nach EC 3

$$V_{E,d} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 0.5 \cdot A \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_M}$$

$$22\,\text{kN} \leq 0.5 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (6.35\,\text{cm})^2 \cdot \frac{67\,{}^{\text{kN}}\!/_{\text{cm}^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{1.1} = 1113\,\text{kN}$$

$\Rightarrow$ Eine Querkraft-Momenten-Interaktion kann entfallen.

– Normalkraft-Momenten-Nachweis:

$$\frac{N_{E,d}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

$$\frac{1333\,\text{kN}}{\frac{\pi}{4} \cdot (6.35\,\text{cm})^2} + \frac{1800\text{kNcm}}{\frac{\pi}{4} \cdot (6.35\,\text{cm})^3} \leq \frac{67\,{}^{\text{kN}}\!/_{\text{cm}^2}}{1.1}$$

$$51.1\,{}^{\text{kN}}\!/_{\text{cm}^2} \leq 61\,{}^{\text{kN}}\!/_{\text{cm}^2}$$

– Rückrechnung der Belastung für den Nachweis gemäss SIA 267
(Annahme: konstante Spannungsverteilung)

$$E_d = 51.1\,{}^{\text{kN}}\!/_{\text{cm}^2} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (6.35\,\text{cm})^2 = 1618\text{kN}$$

– Nachweis nach SIA 267:

$$1618\,\text{kN} = E_d \leq R_{i,d} = \eta_i\, R_{mat,d} = 0.80 \cdot 2540\,\text{kN} = 2032\,\text{kN}$$

4.1.3 Anker 201 – 203

Die vorhandenen Anker 201 – 203 sind mit einem Durchmesser von 57.5 mm ausgeführt. Gemäss Hersteller beträgt die Bruchlast $R_{i,k}$ der Anker 2080 kN.

$$751\text{kN} = E_d \leq R_{i,d} = \frac{R_{i,k}}{\gamma_M} = \frac{2080\,\text{kN}}{1.35} = 1541\text{kN}$$

4.2 Nachweis des äusseren Tragwiderstands

Der charakteristische Wert der Mantelreibung τ_k der Moräne beträgt 230 kN/m^2. Mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_M = 1.35 ergibt sich eine Design-Mantelreibung von $\tau_{d,M}$ = 170 kN/m^2.
Die Gebrauchsmantelreibung $\tau_{d,F}$ =500 kN/m^2 des Flyschfels beinhaltet nach Literaturangaben [9] eine Sicherheit von 2 – 3. Für den Nachweis nach dem Partialsicherheitskonzept wird die Mantelreibung als Designwert angenommen.

4.2.1 Anker 1 & 2

Für die Anker 1 & 2, welche um 50 Grad zur Horizontalen geneigt sind, beträgt die Verankerungslänge $l_{v,M}$ in der Moräne ca. 14.5 m. Zum vollständigen Lastabtrag sind diese noch um $l_{v,F}$ = 2.5 m in dem Flyschfels zu verankern. Somit beläuft sich die komplette Verankerungslänge l_v zu 17 m

$$E_d \leq R_{a,d} = \pi\, d\, (l_{v,M}\, \tau_{d,M} + l_{v,F} \tau_{d,F})$$

$$1362\,\text{kN} \leq \pi \cdot 0.12\,\text{m} \cdot (14.5\,\text{m} \cdot 170\,{}^{\text{kN}}\!/_{\text{m}^2} + 2.5\,\text{m} \cdot 500\,{}^{\text{kN}}\!/_{\text{m}^2}) = 1400\,\text{kN}$$

4.2.2 Pfahl 101 – 104

Auf sicherer Seite liegend wird vereinfacht angenommen, dass die beiden äusseren Pfähle 101 & 104 die gleiche Beanspruchung von 1333 kN erfahren wie die beiden Mittleren. Die Verankerungslänge $l_{v,M}$ = 12 m von in der Moräne berechnet sich aus der Neigung um 20 Grad aus der Vertikalen sowie aus der Verdrehung um 10 Grad aus der Hauptachse der Hängebrücke. Die zusätzliche Verankerungslänge $l_{v,F}$ im Flyschfels muss 3 m betragen. Damit berechnet sich die gesamte Verankerungslänge l_v zu 15 m

$$E_d \leq R_{a,d} = \pi\, d\, (l_{v,M}\, \tau_{d,M} + l_{v,F} \tau_{d,F})$$

$$1333\,\text{kN} \leq \pi \cdot 0.12\,\text{m} \cdot (12\,\text{m} \cdot 170\,{}^{\text{kN}}\!/_{\text{m}^2} + 3\,\text{m} \cdot 500\,{}^{\text{kN}}\!/_{\text{m}^2}) = 1334\,\text{kN}$$

4.2.3 Anker 201 – 203

Die um 5°Grad zu Vertikalen geneigten vorhandenen Anker 201 – 203 sind noch vollständig auszuinjizieren. Dadurch beträgt die Verankerungslänge l_v = 12 m. Auf sichere Seite liegend wird vereinfacht angenommen, dass die Verankerung nur in der Moräne erfolgt.

$$E_d \leq R_{a,d} = \pi\, d\; l_{v,M}\; \tau_{d,M}$$

$$751\,\text{kN} \leq \pi \cdot 0.12\,\text{m} \cdot 12\,\text{m} \cdot 170\,{}^{\text{kN}}\!/_{\text{m}^2} = 769\,\text{kN}$$

Geotechnisches Institut AG

Bearbeitung:
D. Bader, Dipl. Ing.
H. Steiger, Dipl. Ing. TH SIA