

Aktennotiz

Aktennotiz	05
Projekt	Hängebrücken Thunersee – Spissibachbrücke, Leissigen
Projekt Nr.	33.0248.001
Datum	01.04.2011
Betrifft	Dimensionierung Foundation Widerlager Ost und West, geotechnische Nachweise

Verteiler

A. Köppel, OPAL
S. Weder, WEDER AG
G. Lauber, 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 - handschriftlich, 6.10.10
- [6] Rovina + Partner AG, Protokoll Nr. 1: Spissibachbrücke Leissigen. Begehung, Sitzung und nachträgliche Auswertung / Interpretation der Ankerversuche; 30.11.2010
- [7] Weder AG, Statik Hängebrücke Spissibach Leissigen Nr. 698, 15.06.2010
- [8] Norm SIA 260:2003, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- [9] Norm SIA 261:2003, Einwirkungen auf Tragwerke
- [10] Norm SIA 267:2003, Geotechnik
- [11] Karl Josef Witt (Hrsg.): Grundbautaschenbuch Teil 2: Geotechnische Verfahren. 7. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin 2009. ISBN: 978-3-433-01845-3

I Baugrundmodell

Für die 145 m lange Hängebrücke über den Spissibach wurden im Herbst 2010 die Widerlager Ost und West erstellt. Aufgrund der endgültigen Festlegung der Seilkräfte $S_d = 2 \times 1936 \text{ kN}$ bzw. Auflagerkräfte $R_{A,d} = 2 \times 284 \text{ kN}$ wird nachfolgend eine Dimensionierung der Anker / Pfähle für das Widerlager vorgenommen.

2 Widerlager Ost

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. Unterlagert wird diese von Mergelkalken des Flysch-Fels (grau). In der nachstehenden Tabelle sind die geomechanischen Parameter, welche in die Berechnungen eingehen, zusammengestellt.

Bodenschichten

Die Geländeoberkante ist 1.00 m über Unterkante Pfahlkopfplatte.

Name	Dicke m	Bett-Xo kN/m ³	Bett-Xu kN/m ³	Bett-Yo kN/m ³	Bett-Yu kN/m ³	Bett-Lo kN/m ³	Bett-Lu kN/m ³	γ kN/m ³	ϕ Grad	δa Grad	δp 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

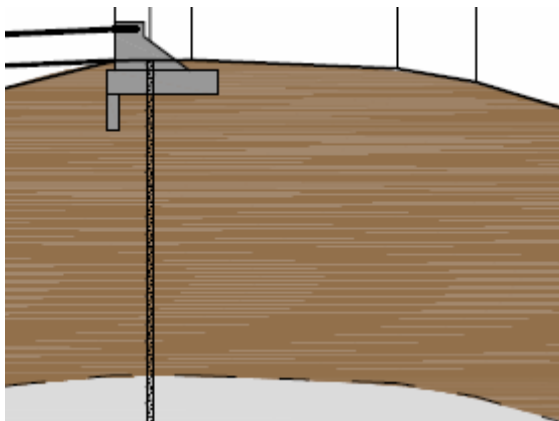


Abbildung 1: Baugrundmodell, grau: Flysch, braun: Moräne

2.1 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.

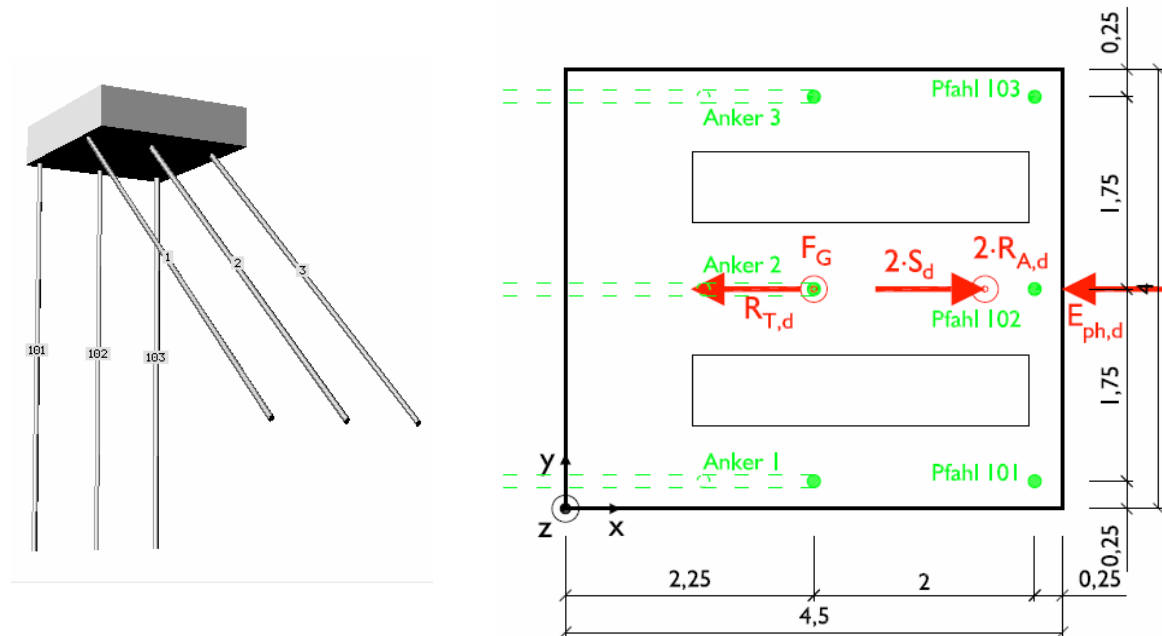


Abbildung 2: Anker und Mikropfahlanordnung, links: perspektivische Ansicht, rechts: Grundriss

2.2 Anordnung der Anker/Pfähle

Anker 1 – 3 sind in Längsrichtung mittig ($x = 2,25$ m) sowie jeweils $y = 0,25$ m, $y = 2$ m und $y = 3,75$ m von der Aussenkante entfernt unter einem Winkel von 45° zur Horizontalen angeordnet.

Die vertikalen Mikropfähle 101 – 103 sind jeweils 0,25 m bzw. 2 m von den Aussenkanten nach innen versetzt, vgl. Abbildung 2.

2.3 Belastung

Die eingangs erwähnte Seilkraft $S_d = 1936$ kN und Auflagerreaktion $R_{a,d} = 284$ kN wurden zu jeweils zwei Resultierenden zusammengefasst.

Der Designwert der Sohlschleibung $R_{T,d}$ sowie der Designwert des passiven Erddrucks $E_{ph,d}$ der Auffüllung und der Moräne wurden auf sicherer Seite liegend als Designwerte eingeführt.

Das Eigengewicht des Fundaments wurde aus [5] übernommen und mittig als charakteristischer Wert (durch günstige Wirkung $\gamma_G = 1,0$) angesetzt.

In der nachstehenden Tabelle und in der Abbildung 3 bis Abbildung 8 sind nochmals alle Einwirkungen/Widerstände aufgeführt/abgebildet.

Belastung

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

LF	Typ	Bezeichnung	X0 m	Y0 m	Z0 m	P-X kN	P-Y kN	P-Z kN	M-X kNm	M-Y kNm	M-Z kNm
1	1	SeilzugHorizontalD	3.08	2.00	-1.68	3872.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1	SeilzugVertikalD	3.08	2.00	-1.68	0.00	0.00	568.00	0.00	0.00	0.00
3	1	SohlreibungD	2.25	2.00	1.00	-271.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1	Eph AuffüllungD	4.50	2.00	0.60	-109.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1	Eph MoräneD	4.50	2.00	1.90	-1908.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1	G FundamentK	2.25	2.00	0.00	0.00	0.00	561.00	0.00	0.00	0.00

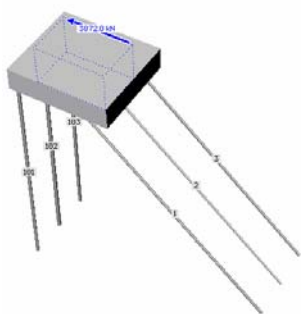


Abbildung 3: Angriffspunkt der Grenzzugkraft der Tragseile $2 \times S_d = 3872 \text{ kN}$

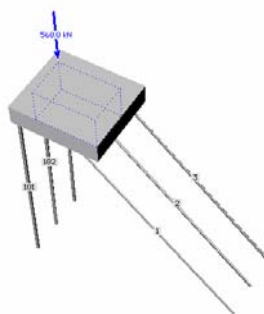


Abbildung 4: Angriffspunkt der Auflagerreaktionen $2 \times R_{A,d} = 568 \text{ kN}$

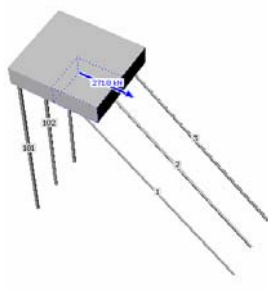


Abbildung 5: Angriffspunkt der Sohlreibung $R_{T,d} = 271 \text{ kN}$

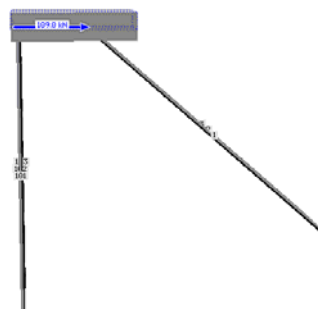


Abbildung 6: Angriffspunkt des passiven Erddrucks der Auffüllung $E_{ph,A,d} = 109 \text{ kN}$

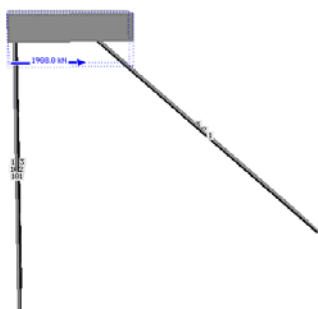


Abbildung 7: Angriffspunkt des passiven Erddrucks der Moräne $E_{ph,M,d} = 1908 \text{ kN}$

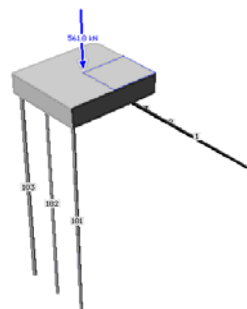


Abbildung 8: Angriffspunkt des Fundamenteigengewichts $F_G = 561 \text{ kN}$

2.4 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 9 - Abbildung 10 die Schnittkraftverläufe der Anker/Pfähle dargestellt.

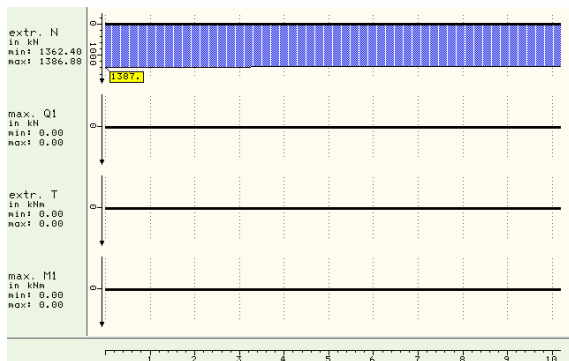


Abbildung 9: Verlauf der Schnittkräfte der Anker I – 3:
Normalkraft $N_d = 1387 \text{ kN}$

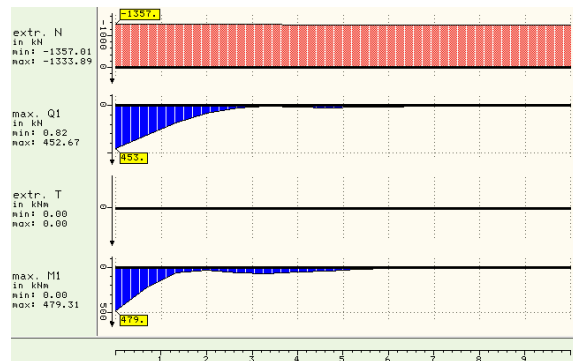


Abbildung 10: Verlauf der Schnittkräfte der Pfähle 101 - 103:
Normalkraft $N_d = -1357 \text{ kN}$
Querkraft $Q_d = 453 \text{ kN}$
Moment $M_d = 479 \text{ kNm}$

Durch die symmetrische Anordnung der Anker I – 3, erfahren alle die gleiche Zugbelastung $N_d = 1387 \text{ kN}$, welche in der Moräne bzw. im Flysch-Fels verankert werden muss. Die Pfähle 101 – 103 erfahren eine Druckbeanspruchung von $N_d = -1357 \text{ kN}$. Zusätzlich ist jeder Pfahl noch durch eine Querkraft $Q_d = 453 \text{ kN}$ und ein Moment $M_d = 479 \text{ kNm}$ belastet. Die Querkraft Q_d und das Moment M_d kann **nicht** durch die Pfähle abgetragen werden, daher wird gesondert im Kapitel 2.6 darauf eingegangen.

2.5 Tragfähigkeitsnachweise

Die folgende Nachweise sind mit dem Anker/Pfahlsystem GEWI-Plus, Stahldurchmesser $d = 57.5 \text{ mm}$ geführt.

2.5.1 Nachweis des inneren Tragwiderstands

Gemäss den Angaben des Herstellers beträgt die Bruchlast der Anker 2080 kN .

2.5.1.1 Anker I – 3

$$1387 \text{ kN} = N_d \leq R_{i,d} = \frac{R_{i,k}}{\gamma_M} = \frac{2080 \text{ kN}}{1.35} = 1541 \text{ kN} \Rightarrow \text{Ausnutzungsgrad } \mu = \frac{N_d}{R_{i,d}} = 88 \%$$

2.5.1.2 Pfähle I01 – I03

Gemäss den Angaben des Herstellers beträgt die Streckgrenze der Pfähle 1740 kN.

$$1357 \text{ kN} = N_d \leq R_{i,d} = \eta_i \cdot R_{\text{mat},d} = 0.8 \cdot 1740 = 1392 \text{ kN} \Rightarrow \text{Ausnutzungsgrad } \mu = \frac{N_d}{R_{i,d}} = 97 \%$$

2.5.2 Nachweis des äusseren Tragwiderstands

Bestehend auf den ausgeführten Ankerausziehversuchen kann die charakteristische Mantelreibung der Moräne auf $\tau_{M,k} = 467 \text{ kN/m}^2$ erhöht werden.

2.5.2.1 Anker I – 3

Für die Anker I – 3, welche um 45 Grad zur Horizontalen geneigt sind, beträgt die **Verankerungslänge $l_{v,M}$ in der Moräne 11 m** (ab UK Fundament).

$$N_d \leq R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_M} = \frac{\pi d l_{v,M} \tau_{M,k}}{\gamma_M}$$

$$1387 \text{ kN} \leq \frac{\pi \cdot 0.12 \text{ m} \cdot 11 \text{ m} \cdot 467 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{1.35} = 1434 \text{ kN} \Rightarrow \text{Ausnutzungsgrad } \mu = \frac{N_d}{R_{a,d}} = 97\%$$

2.5.2.2 Pfahl I01 – I03

Die **Verankerungslänge $l_{v,M}$ in der Moräne** der vertikalen Pfähle beträgt auch **11 m** (ab UK Fundament).

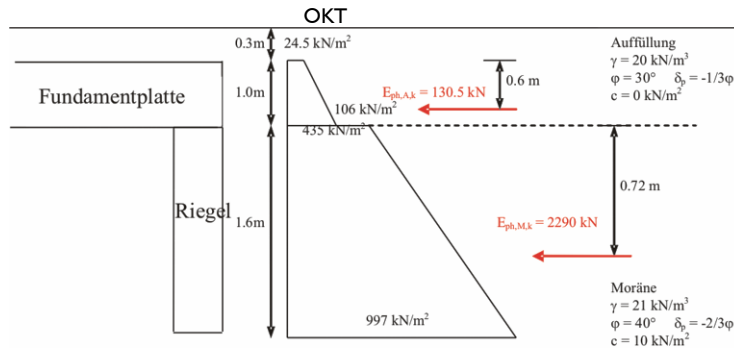
$$N_d \leq R_{a,d} = \frac{\eta_a R_{a,k}}{\gamma_{M,a}} = \frac{\eta_a \pi d l_{v,M} \tau_{M,k}}{\gamma_{M,a}} \text{ mit } \eta_a = 1.0 \text{ (da aus Ankerausziehversuch)}$$

$$1357 \text{ kN} \leq \frac{\pi \cdot 0.12 \text{ m} \cdot 11 \text{ m} \cdot 467 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{1.30} = 1490 \text{ kN} \Rightarrow \text{Ausnutzungsgrad } \mu = \frac{N_d}{R_{a,d}} = 91\%$$

2.6 Berücksichtigung des Querriegels

Der seitens der Planer vorgebrachte Wunsch den Querriegel mit zu berücksichtigen [6], wurde in soweit Folge geleistet, dass ein passiver Erddruck aus der Moräne mit angesetzt wurde.

Dazu wurden folgende Annahmen zugrunde gelegt:



Zur Aktivierung des vollen Erdwiderstands E_{ph} bedarf es grösserer Verformungen. Da diese jedoch unzulässig sind, wurde gemäss [10] der Erdwiderstand auf 50 % beschränkt. Aufgrund des Ansatzes des Erdwiderstands in der Moräne $E_{ph,M,k}$ konnte auf eine Fundamentvergrösserung verzichtet werden.

Mikropfähle eignen sich nur sehr bedingt zum Abtrag von Querkraften und Momenten. Daher wurde für die oben aufgeführten Nachweise davon ausgegangen, dass der Querriegel die Querkraft und das Moment abträgt.

Es ist sicherzustellen, dass der Riegel mit der Fundamentplatte kraftschlüssig miteinander verbunden ist. Da der Erdwiderstand E_{ph} in der Geotechnik ein Widerstand darstellt, wird dieser um $\gamma_{ph} = 1.2$ abgemindert. Im Stahlbetonbau beschreibt dieser Wert jedoch eine Einwirkung, welche mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1.35$ erhöht werden muss. Wird der passive Erddruck nicht als Widerstand, sondern als Einwirkung definiert ergeben sich für die Pfähle 101 – 103 die in Abbildung 11 dargestellten Schnittkraftverläufe.

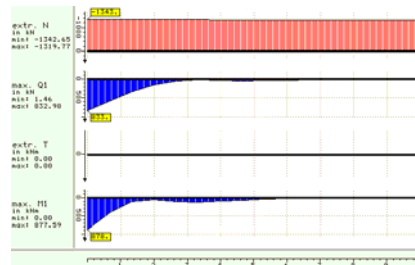


Abbildung 11: Bemessungsschnittgrößen der Pfähle 101 - 103, wenn passiver Erddruck nicht als Widerstand, sondern als Einwirkung definiert wird. Querkraft $Q_d = 833$ kN, Moment $M_d = 878$ kNm

Folglich ist noch ein Nachweis zu erbringen, dass der Anschluss des Querriegels an die Fundamentplatte folgende Kräfte aufzunehmen vermag:

Querkraft aus drei Pfählen

$$Q_d = 3 \cdot 833 \text{ kN} = \mathbf{2499 \text{ kN}} \text{ (Designwert)}$$

Moment aus drei Pfählen

$$\mathbf{M_d = 3 \cdot 878 \text{ kNm} = 2634 \text{ kNm (Designwert)}}$$

3 Widerlager West

Das Widerlager West der Hängebrücke Spissibach Leissigen gründet auf einer / einem umgelagerten Moräne / Hangschutt [6] (braun), deren / dessen Mächtigkeit ca. 4 m beträgt. Diese Schicht wird unterlagert von den Mergelkalken des Flysch-Fels (grau), vgl. Abbildung 12. Als ungünstig zeigte sich, dass es sich hierbei um einen Rutschhang handelt. 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 m	Bett-Xo kN/m ³	Bett-Xu kN/m ³	Bett-Yo kN/m ³	Bett-Yu kN/m ³	Bett-Lo kN/m ³	Bett-Lu kN/m ³	γ kN/m ³	φ Grad	δa Grad	δp Grad
Hang	7.000	0.0	100.0	0.0	100.0	25.0	25.0	20.00	20.00	13.34	-6.66
Flysch	200.000	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0	500.0	500.0	21.00	40.00	26.68	-13.32

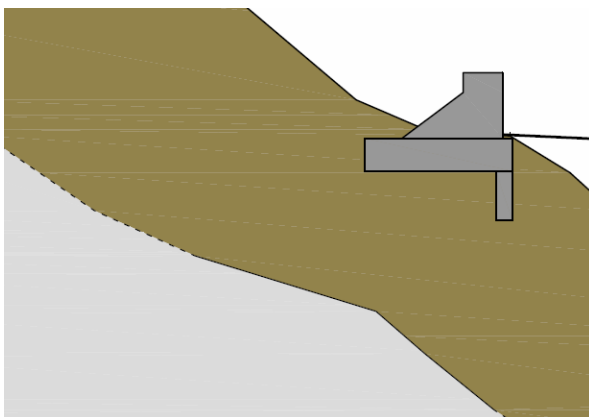


Abbildung 12: Baugrundmodell, grau: Flysch-Fels, braun: umgelagerte Moräne / Hangschutt

3.1 Statisches System

Für die Schnittkraftberechnung der Anker / Pfähle wurde auch das Programm „4h-Pfahl“ verwendet. Dabei wurde von dem in Abbildung 13 aufgezeigten System ausgegangen.

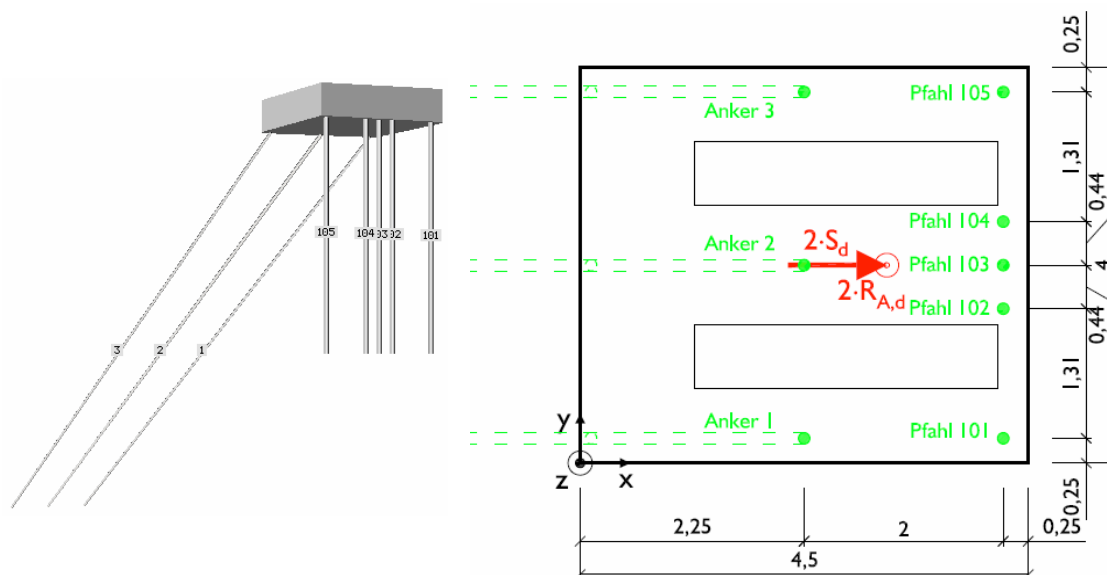


Abbildung 13: Anker und Mikropfahlanordnung, links: perspektivische Ansicht, rechts: Grundriss

3.2 Anordnung der Anker/Pfähle

Anker 1 – 3 sind in Längsrichtung mittig ($x = 2,25 \text{ m}$) sowie jeweils $y = 0,25 \text{ m}$, $y = 2 \text{ m}$ und $y = 3,75 \text{ m}$ von der Aussenkante entfernt unter einem Winkel von 25° zur Horizontalen angeordnet.

Die vertikalen Mikropfähle 101 – 105 sind in x-Richtung um $0,25 \text{ m}$ ($x = 4,25 \text{ m}$) von der Aussenkante nach innen versetzt. Entlang der y-Koordinate befinden sich die Pfähle bei $y = 0,25 \text{ m}$, $y = 1,56 \text{ m}$, $y = 2 \text{ m}$, $y = 2,44 \text{ m}$ und $y = 3,75 \text{ m}$, vgl. Abbildung 13.

3.3 Belastung

Auch hier wurde die eingangs erwähnte Seilkraft $S_d = 1936 \text{ kN}$ und Auflagerreaktion $R_{a,d} = 284 \text{ kN}$ zu jeweils zwei Resultierenden zusammengefasst.

Aufgrund der Rutschhanggefahr kann keine Sohlreibung oder ein passiver Erddruck des Querriegels angesetzt werden, da dies die Rutschgefahr vergrößern könnte.

Das Eigengewicht des Fundaments wurde aus [5] übernommen und mittig als charakteristischer Wert (durch günstige Wirkung $\gamma_G = 1,0$) angesetzt.

In der nachstehenden Tabelle und in der Abbildung 14 bis Abbildung 16 sind nochmals alle Einwirkungen/Widerstände aufgeführt/abgebildet.

Belastung

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

LF	Typ	Bezeichnung	X0 m	Y0 m	Z0 m	P-X kN	P-Y kN	P-Z kN	M-X kNm	M-Y kNm	M-Z kNm
1	1	SeilzugHorizontalD	3.08	2.00	-1.68	3872.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1	SeilzugVertikalD	3.08	2.00	-1.68	0.00	0.00	568.00	0.00	0.00	0.00
3	1	G Fundament K	2.25	2.00	0.00	0.00	0.00	561.00	0.00	0.00	0.00

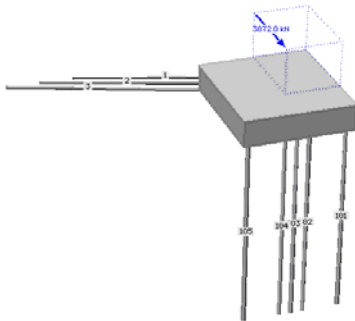


Abbildung 14: Angriffspunkt der Grenzzugkraft der
Tragseile $2 \times S_d = 3872 \text{ kN}$

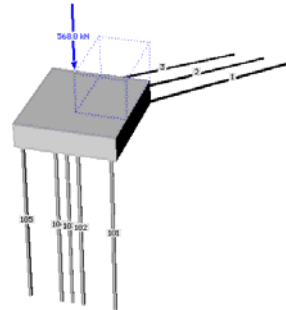


Abbildung 15: Angriffspunkt der Auflagerreaktionen
 $2 \times R_{A,d} = 568 \text{ kN}$

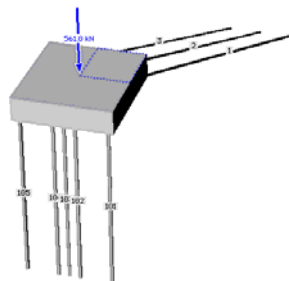


Abbildung 16: Angriffspunkt des Fundamenteigen-
gewichts $FG = 561 \text{ kN}$

3.4 Schnittkräfte

Die Pfahlkopfplatte wurde für die Berechnung als ideal starr angenommen, womit sie nur als Lastverteilung für die Anker/Pfähle dient. Nachfolgend sind in der Abbildung 17 - Abbildung 18 die Schnittkraftverläufe der Anker/Pfähle dargestellt.

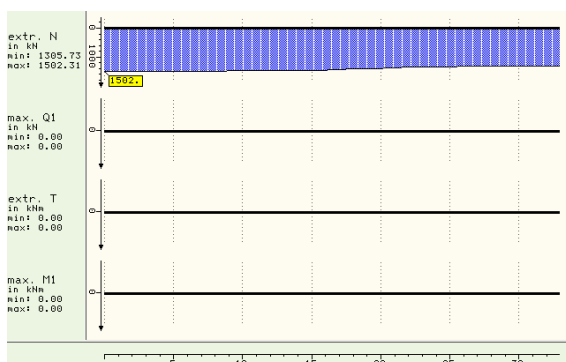


Abbildung 17: Verlauf der Schnittkräfte der Anker I – 3:
Normalkraft $N_d = 1502 \text{ kN}$

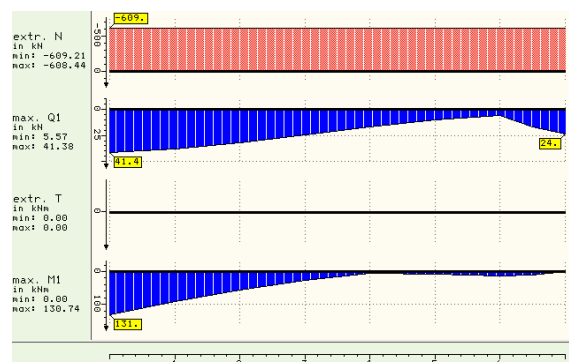


Abbildung 18: Verlauf der Schnittkräfte der Pfäh-
le 101 - 105:

Normalkraft $N_d = -609 \text{ kN}$

Querkraft $Q_d = 41 \text{ kN}$

Moment $M_d = 131 \text{ kNm}$

Durch die symmetrische Anordnung der Anker 1 – 3, erfahren alle die gleiche Zugbelastung $N_d = 1502 \text{ kN}$, welche in der umgelagerten Moräne / Hangschutt bzw. im Flysch-Fels verankert werden muss.

Die Pfähle 101 – 105 erfahren eine Druckbeanspruchung von $N_d = -609 \text{ kN}$. Zusätzlich ist jeder Pfahl noch durch eine **Querkraft $Q_d = 41 \text{ kN}$** und ein **Moment $M_d = 131 \text{ kNm}$** belastet. Die Querkraft Q_d und das Moment M_d kann auch hier **nicht** durch die Pfähle abgetragen werden, d. h. die Querkraft Q_d und das Moment M_d muss vom Querriegel aufgenommen werden, in Analogie zu Kapitel 2.6. Sollte der Anschluss des Querriegels an die Fundamentplatte identisch wie am Fundament Ost ausgeführt worden sein, kann der Nachweis aufgrund der sehr viel geringeren Kräfte (durch den nicht angesetzten passiven Erddruck) entfallen. Allenfalls ist auch hier ein **Nachweis des Querriegels an die Fundamentplatte** zu erbringen.

3.5 Tragfähigkeitsnachweise

Die folgende Nachweise sind mit dem Anker/Pfahlsystem GEWI-Plus, Stahldurchmesser $d = 57.5 \text{ mm}$ geführt.

3.5.1 Nachweis des inneren Tragwiderstands

3.5.1.1 Anker 1 – 3

Gemäss den Angaben des Herstellers beträgt die Bruchlast der Anker 2080 kN .

$$1502 \text{ kN} = N_d \leq R_{i,d} = \frac{R_{i,k}}{\gamma_M} = \frac{2080 \text{ kN}}{1.35} = 1541 \text{ kN} \Rightarrow \text{Ausnutzungsgrad } \mu = \frac{N_d}{R_{i,d}} = 97 \%$$

3.5.1.2 Pfähle 101 – 105

Gemäss den Angaben des Herstellers beträgt die Streckgrenze der Pfähle 1740 kN .

$$609 \text{ kN} = N_d \leq R_{i,d} = \eta_i R_{\text{mat},d} = 0.8 \cdot 1740 \text{ kN} = 1392 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{Ausnutzungsgrad } \mu = \frac{N_d}{R_{i,d}} = 44\%$$

3.5.2 Nachweis des äusseren Tragwiderstands

Die charakteristische Mantelreibung der/des umgelagerten Moräne / Hangschutts wird abweichen von [6] wesentlich tiefer mit $\tau_{H,k} = 65 \text{ kN/m}^2$ angesetzt (Rutschhanggefährdung). Für den Flysch-Fels wird die charakteristische Mantelreibung analog zu [6] unter Zug mit $\tau_{F,Z,k} = 650 \text{ kN/m}^2$ und unter Druck mit $\tau_{F,D,k} = 747 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

3.5.2.1 Anker I – 3

Für die Anker I – 3, welche um 25 Grad zur Horizontalen geneigt sind, beträgt die Verankerungslänge $l_{v,M}$ im Hangschutt ca. 6 m und in **dem Flysch-Fels ca. 8 m**. Daraus ergibt sich eine totale Verankerungslänge von 14 m.

$$N_d \leq R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} (\pi \cdot d (l_{v,H} \tau_{H,k} + l_{v,F} \tau_{F,k}))$$

$$1502 \text{ kN} \leq \frac{1}{1.35} \left(\pi \cdot 0.12 \text{ m} (6 \text{ m} \cdot 65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 8 \text{ m} \cdot 650 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \right) = 1561 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{Ausnutzungsgrad } \mu = \frac{N_d}{R_{a,d}} = 96\%$$

3.5.2.2 Pfahl I01 – I05

Die Verankerungslänge der Pfähle I01 – I05 in der / dem umgelagerten Moräne / Hangschutts beträgt ca. 4 m [6]. Zum vollständigen Lastabtrag sind die Mikropfähle noch **3 m im Flysch-Fels** zu verankern. Die Verankerungslänge beträgt somit 7 m (ab UK Fundamentplatte).

$$N_d \leq R_{a,d} = \frac{\eta_a R_{a,k}}{\gamma_{M,a}} = \frac{\eta_a}{\gamma_{M,a}} (\pi \cdot d (l_{v,H} \tau_{H,k} + l_{v,F} \tau_{F,k})) \text{ mit } \eta_a = 1.0$$

$$609 \text{ kN} \leq \frac{1}{1.30} (\pi \cdot 0.12 \text{ m} (4 \text{ m} \cdot 65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3 \text{ m} \cdot 747 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})) = 725 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{Ausnutzungsgrad } \mu = \frac{N_d}{R_{a,d}} = 84\%$$

Geotechnisches Institut AG



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