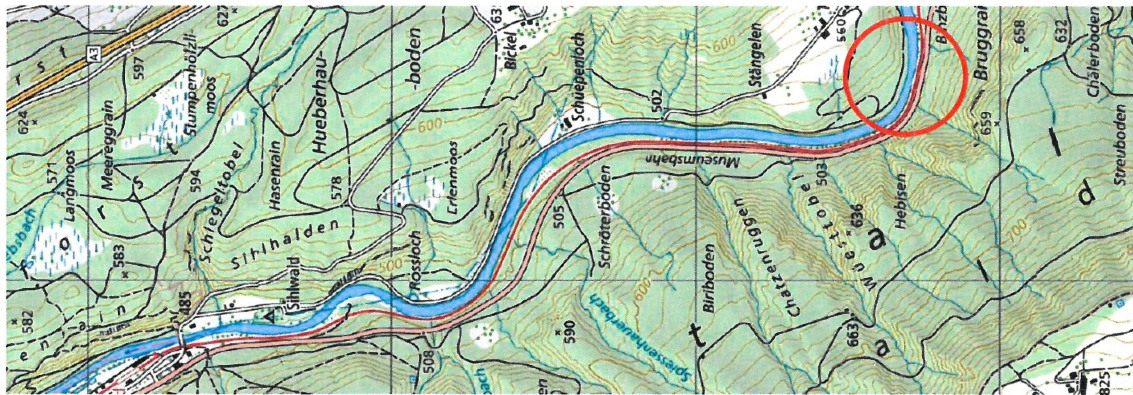


Linie: 712 S4
Km: 16.100 - 16.385
Kanton: Zürich
Gemeinde(n): Horgen
Projektnummer: 8246
Phase: Vorprojekt
Datum: 28.08.2019

Projekt: Sanierung der Stützmauer Carbura



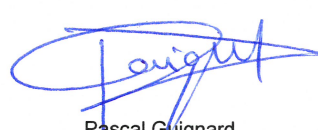
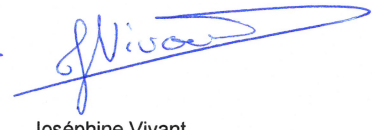
Statischer Bericht

Bauherrschaft

Lutz Rainero Efstratios Dartzalis
Projektleiter Bau Abteilungsleiter Bau

Sihltal Zürich Uetliberg Bahn SZU
Abteilung Bau
Wolframplatz 21
8045 Zürich
Direkt +41 (0) 44 206 45 54
lutz.rainero@szu.ch

Projektverfasser

 
Pascal Guignard Joséphine Vivant
Projektleiter Projektleiter Stv.

Gruner Wepf AG, Zürich
Abteilung Kunstbauten
Thurgauerstrasse 56
8050 Zürich
Direkt +41(0) 43 299 74 57
pascal.guignard@gruner.ch

Inhaltsverzeichnis

1.	Grundlagen	3
1.1.	Übersicht	3
1.2.	Plan- und Berechnungsgrundlagen.....	3
1.2.1.	Bestehende Grundlagen des Bauwerks.....	4
1.2.2.	Berechnungsgrundlagen	5
1.3.	Baustoffe [SIA266/2, Materialtechnische Untersuchung].....	5
1.4.	Geologie	6
1.5.	EDV - Programme	6
2.	Modellbildung	7
3.	Einwirkungen gemäss der Norm SIA 261 und 269/1	8
3.1.	Eigenlasten.....	8
3.2.	Ständige Auflasten	8
3.3.	Baugrund	8
3.4.	Schnee	9
3.5.	Wind	9
3.6.	Temperatur.....	9
3.7.	Normalspurbahnverkehr.....	10
3.8.	Abschränkungen	11
3.9.	Entgleisung.....	11
3.10.	Anprall	12
3.11.	Brand	12
3.12.	Erdbeben	12
3.13.	Explosion.....	12
4.	Gefährdungsbilder	13
4.1.	Tragsicherheit.....	13
4.2.	Tragsicherheit im Modell	15
5.	Nachweise GZT Stützmauer	16
5.1.	Kippen - GZT Typ 1	16
5.2.	Gleiten - GZT Typ 2.....	17
5.3.	Grundbruch - GZT Typ 2	19
5.4.	Standicherheit - GZT Typ 3	21
5.5.	Innere Tragsicherheit - GZT Typ 2.....	23
6.	Zusammenfassung.....	25

1. Grundlagen

1.1. Übersicht

Die Natursteinstützmauer Cabura besteht seit 127 Jahren ohne wesentliche bauliche Massnahmen. Dementsprechend sind üblichen Alterungserscheinungen wie Naturstein- und Fugenverwitterung weit fortgeschritten. Die Höhe der Mauer (Böschungskante bis OK Mauerkrone) ist rund 4.00 m. Das Bahntrasse verläuft hinter der Mauer, unterhalb von ihr verläuft die Sihl. Die Stützmauer ist im Rahmen der Sanierung auf dessen statischen Zustand zu überprüfen.

Die statische Berechnung wurde gemäss der Normenreihe SIA 269 "Erhaltung von Tragwerken" ausgeführt. Mit dem Bezug auf diese Normenreihe wurden die ständigen Lasten für die Tragsicherheitsnachweise mit reduzierten Faktoren multipliziert.

1.2. Plan- und Berechnungsgrundlagen

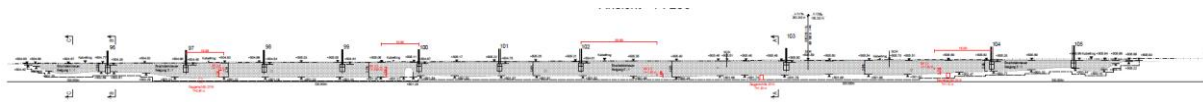


Abbildung 1 : Ansicht

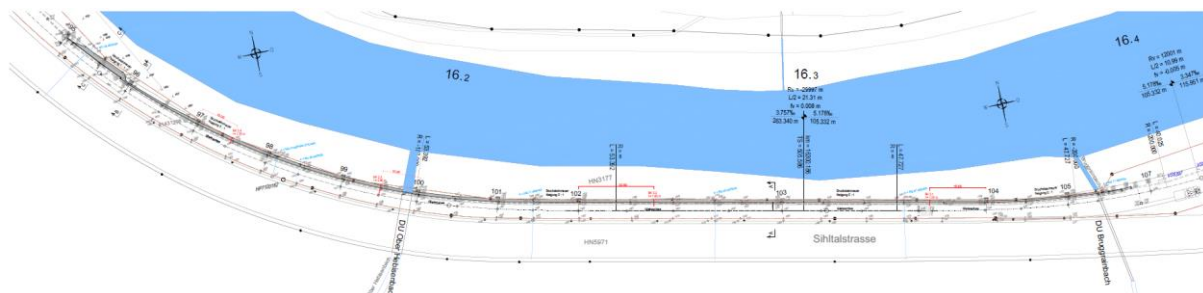


Abbildung 2 : Grundriss

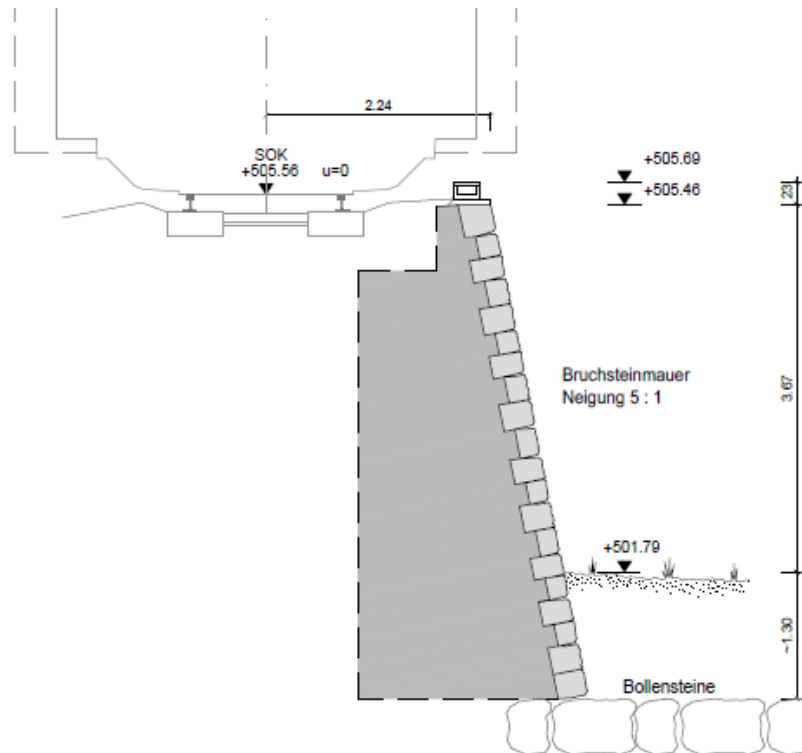


Abbildung 3 : Querschnitt

1.2.1. Bestehende Grundlagen des Bauwerks

Pläne

Titel	Datum
Zustandsuntersuchung - Stützmauer Carbura - Übersicht Sondagen, Flückiger + Bosshard AG	19.02.18
Situation km 16.1 - 16.5, Bahnplan Nr. 58, Basler & Hofmann AG	10.08.16
Stützmauer Carbura, km 16.100 - 16.385, Bestansplan, Gruner Wepf AG	28.08.19

Aufnahmen

Geologisch - Geotechnischer Bericht, CSD, 19.03.18

Materialtechnische Untersuchung der Stützmauer, Materialtechnik am Bau AG, 11.07.19

Zusätzliche Aufnahmen, Flückiger + Bosshard AG, 05.03.18

Schottersondage, 17.05.19

Vermessungsaufnahmen, Basler&Hofmann AG, 15.05.19

Bodenuntersuchung, Gruner Wepf AG, 2019

Berichte

Projektpflichtenheft, SZU, 08.01.19

Nutzungsvereinbarung, 26.08.19

Technischer Bericht, 29.08.19

Statische Berechnung km 16.095 - 16.385, BVS, 16.09.93

Gruner Wepf AG

1.2.2. Berechnungsgrundlagen

Als Berechnungsgrundlagen gelten folgende SIA Normen:

- [1] SIA, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, SIA 260, 2013
- [2] SIA, Einwirkungen auf Tragwerke, SIA 261, 2014
- [3] SIA, Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen, SIA 261/1, 2003
- [4] SIA, Betonbau, SIA 262, 2013
- [5] SIA, Betonbau – Ergänzende Festlegungen, SIA 262/1, 2013
- [6] SIA, Stahlbau, SIA 263, 2013
- [7] SIA, Mauerwerk, SIA 266, 2015
- [8] SIA, Natursteinmauerwerk, SIA 266/2, 2012
- [9] SIA, Erhaltung von Tragwerken, SIA 269-1/7, 2011

1.3. Baustoffe [SIA266/2, Materialtechnische Untersuchung]

Laboruntersuchungen wurden vom Materialtechnik am Bau AG durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in die folgenden Tabellen zusammengefasst.

Baustoff	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Rohdichte [kg/m ³]
	Mittelwert ± Standardabweichung	
Mauerstein	236.2	2653
Mörtel	3.14 ± 2.38	1732

Tabelle 1 : Druckfestigkeit und Rohdichte nach Baustoffen [Materialtechnische Untersuchung der Stützmauer]

Verbandsart	Bauteile	f _{xk} [N/mm ²]
Bruchsteinmauerwerk (leicht schichtig)	Mauermantel [0 - 35 cm Tiefe]	4 (Bei den verformten Bereichen 2)
Bruchsteinmauerwerk	Mauerkern [ab 35 cm Tiefe]	3

Tabelle 2 : Einstufung der Mauerwerksfestigkeit (f_{xk}) gemäss SIA 266/2 [Materialtechnische Untersuchung der Stützmauer]

Die Mauersteine zeigen ein durchschnittliche E-Modul von 47.4 kN/mm² (statisch) bzw. 56.9 kN/mm² (dynamisch).

1.4. Geologie

Gemäss geologisch-geotechnischem Bericht:

- 0 - 2.7 bis 4.7 m unter OK Terrain Auffüllungen evtl Rutschmasse
- von 4.7 m unter OK Terrain Sihlschotter

Schicht	Raumgewicht	Reibungswinkel	Kohäsion	Zusammendrückungsmodul
	γ_e [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ³]	M_E [MN/m ²]
Auffüllung / Rutschmasse	16- 18	29 - 32	0 - 5	15 - 30
Sihlschotter	18 - 20	33 -37	0	50 - 100

Tabelle 3 : Baugrundwerte - Geologischer Bericht

Im Modell sind die Mittelwerte des Baugrunds benutzt.

Schicht	Raumgewicht	Reibungswinkel	Kohäsion	Zusammendrückungsmodul
	γ_e [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ³]	M_E [MN/m ²]
Auffüllung / Rutschmasse	17	30	0	20
Sihlschotter	19	35	0	75

Tabelle 4 : Baugrundwerte - im Modell

1.5. EDV - Programme

- Stützmauer Stabilität und Statik

LARIX 7 (Cubus AG)

2. Modellbildung

Für die Nachweise der Stabilität der Stützmauer wird ein Stützmauermodell in 2D mit dem Programm Larix 7 erstellt.

Der höchste Teil des Stützmauers ist modelliert (inzwischen Mast 102 und 103). Der Stützmauer weist eine Höhe von 4.06m ab Oberkante Gelände. Aufgrund der Bodenuntersuchungen vom Mai 2019 ist eine Tiefe von 1.30m unter der Oberkante Gelände angenommen worden. Aufgrund der Bohrkerne von 2018 und 2019 wurden die folgenden Wandstärken angenommen: 2.0 m bei OK Gelände, 1.20 m bei der Krone der Mauer. Eine Mächtigkeit von 3.4 m von Auffüllungen evtl. Rutschmasse unter OK Terrain ist angenommen worden.

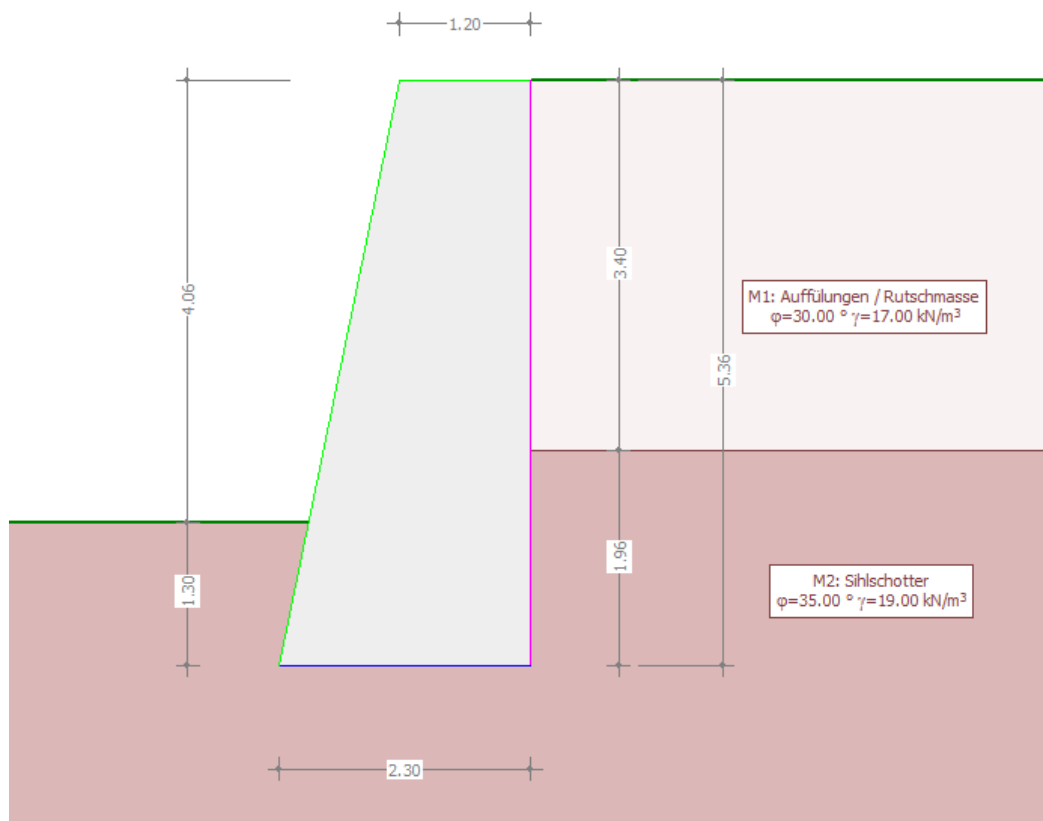


Abbildung 4 : Stützmauermodell im Larix 7 für den Nachweis des Bestandes

BAUGRUNDMODELL

Bodenschichteigenschaften

Id	Beschreibung	φ_k [°]	γ_k [kN/m³]	c_k [kN/m²]	
M1	Auffüllungen / Rutschma	30.00	17.00	0	
M2	Sihlschotter	35.00	19.00	0	

Mauer

Beschreibung	Einwirkung
Poids propre du mur	Eigenlast

γ_k : Raumgewicht

Abbildung 5 : Baugrundmodell im Larix 7

3. Einwirkungen gemäss der Norm SIA 261 und 269/1

3.1. Eigenlasten

Kalkstein

$$\gamma_{Gk} = 26.5 \text{ kN/m}^3$$

3.2. Ständige Auflasten

- Schotter
- Schiene

$$\gamma_s = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sc} = 2.0 \text{ kN/m}^3$$

Da der Einfluss der ständigen Auflasten nicht massgebend ist, sind die ständige Auflasten im Modell vernachlässigt.

3.3. Baugrund

- ständige Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Der aktive Erddruck hinter der Mauer wird berücksichtigt.

Der passive Erddruck vor der Mauer wird berücksichtigt.

Die Berechnung des aktiven Erddrucks auf die Mauer erfolgt mit der verallgemeinerten Culmann'schen E-Linie.

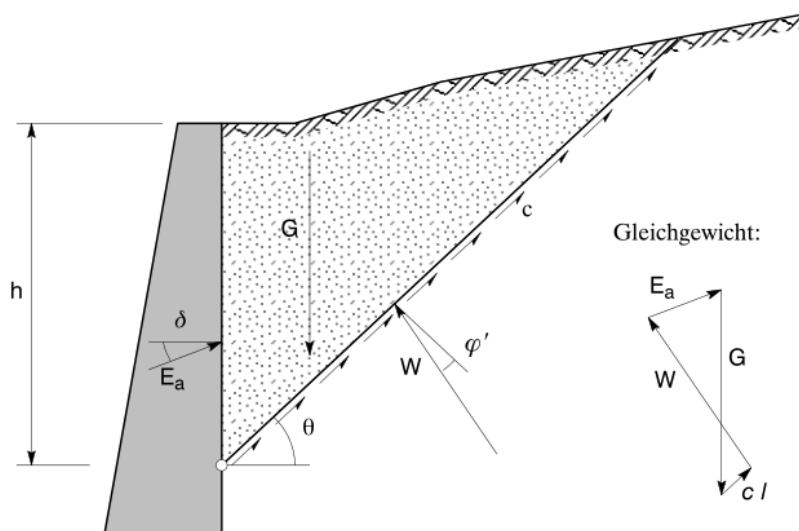


Abbildung 6 : Verallgemeinerte Culmann'sche E-Linie

Die Untersuchung des Gleichgewichts der Bodenfraktion erfolgt unter Berücksichtigung der folgenden Punkte:

- das Gewicht der Bodenfraktion
- die Neigung des Erddrucks
- der Wandreibungswinkel
- die Kohäsion des Bodens
- die Mauerkräfte

Durch die wiederholte Formulierung des Gleichgewichts bei variierendem Winkel θ wird die maximale gesamte Erddruckkraft $E_{a,max}$ auf die Mauer in einem gegebenen Abstand h von der Mauerkrone bestimmt.

Die Erddruckbeiwerte des aktiven Erddrucks werden nach der erweiterten Theorie von Coulomb wie folgt ermittelt:

$$K_{ah\beta} = \frac{\cos^2(\varphi' + \alpha)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta_a) \sin(\varphi' - \beta_a)}{\cos(\alpha - \delta_a) \cos(\alpha + \beta_a)}}\right)^2 \cos^2 \alpha}$$

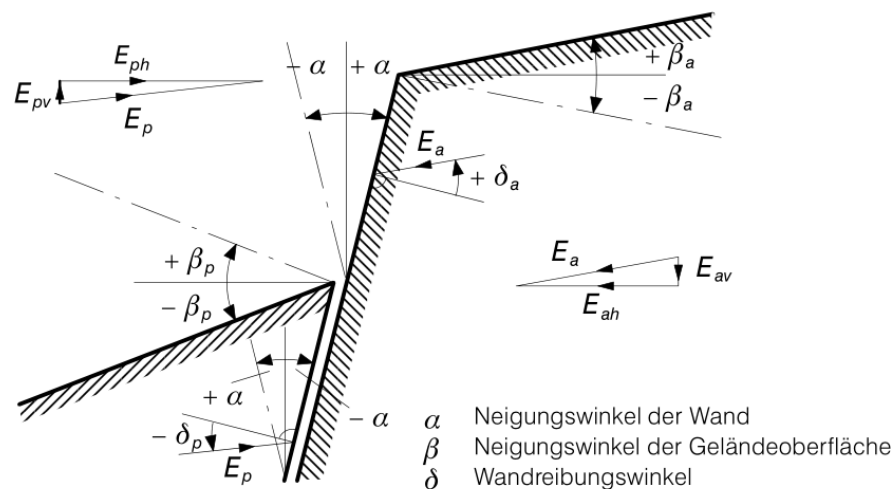


Abbildung 7 : Vorzeichenregeln für die Berechnung des aktiven und passiven Erddrucks

Der hydrostatische Wasserdruck hinter der Mauer ist vernachlässigt.

3.4. Schnee

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Da die Stützmauer für Bahnverkehr bemessen wurde, ist die Lastkombination mit der Leiteinwirkung Schnee nicht massgebend.

3.5. Wind

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Da die Stützmauer für Bahnverkehr bemessen wurde, ist die Lastkombination mit der Leiteinwirkung Wind nicht massgebend.

3.6. Temperatur

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Da der Einfluss der Temperatur auf die Stützmauer sehr gering ist, wird die Temperatureinwirkung vernachlässigt.

3.7. Normalspurbahnverkehr

Streckenklasse D4 gemäss SIA269/1 und Nutzungsvereinbarung

Die aktualisierten Einwirkungen sind unter Verwendung der Lastmodelle (Musterfahrzeuge) der Streckenklassen D4 zu bestimmen.

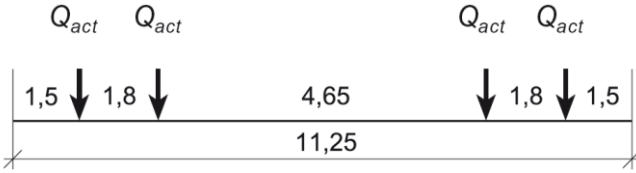
Streckenklasse	Nominelle Achslast Q_{act} [kN]	Geometrische Eigenschaften der Musterfahrzeuge,
		Abmessungen in m
D4	225	

Tabelle 5 : Aktualisierte Lastmodelle nach SIA269/1

Gemäss SIA269/1 §11.2.1.2 wird eine Erhöhung von 10% der nominellen Achslast wegen Achslastüberschreitungen angenommen.

Gemäss SIA261 §11.2.1.5 sind die Lasten über die Breite von 3.0 m und in einer Tiefe von 0.7 m unter der Fahrbene angenommen.

$$q_{act} = 1.10 * \frac{Q_{act}}{a * b} = 1.10 * \frac{225}{3.0 * 1.60} = 52 \text{ kN/m}^2$$

Die Wand hat einen Abstand zur Schienenachse kleiner als 1.50m, die Achslasten sind direkt bei der Mauer modelliert.

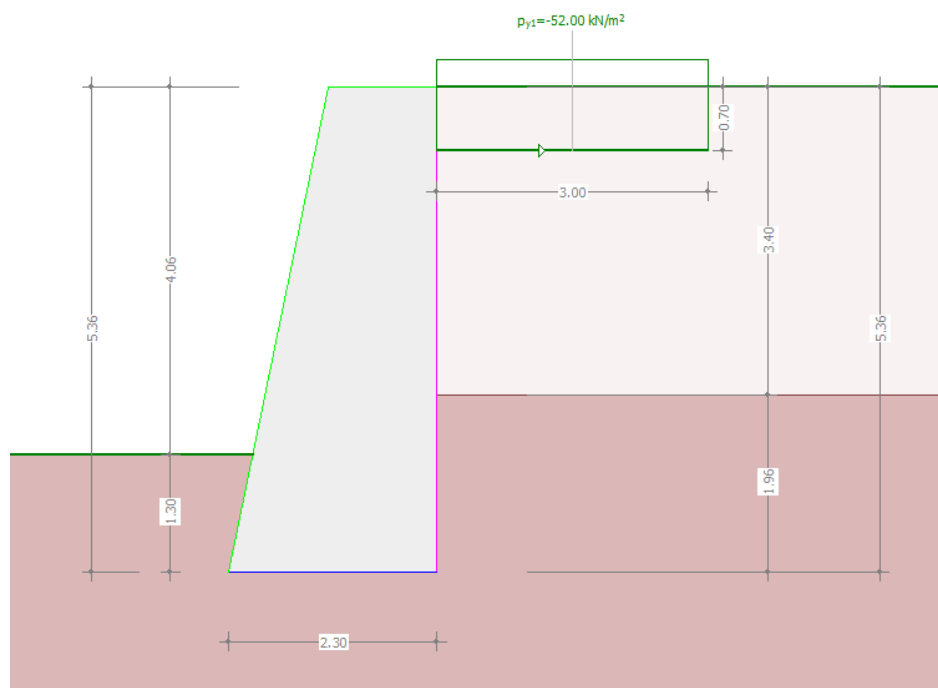


Abbildung 8 : Normalspurbahnlasten im Modell

3.8. Abschränkungen

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Es gibt kein Gelände auf dem Stützmauer.

3.9. Entgleisung

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Streckenklasse D4 gemäss SIA269/1 und Nutzungsvereinbarung

Die Lasten entgleister Schienenfahrzeuge sind mit dem Entgleisungslastmodell 1 berücksichtigt. Die Gesamtstabilität des Tragwerks muss gewährleistet sein. Das Entgleisungslastmodell 1 repräsentiert entgleiste Schienenfahrzeuge, die im Gleisbereich des Überbaus bleiben. Das Entgleisungslastmodell 1 ist für die Betrachtung von Grenzzuständen des Typs 2 zu verwenden.

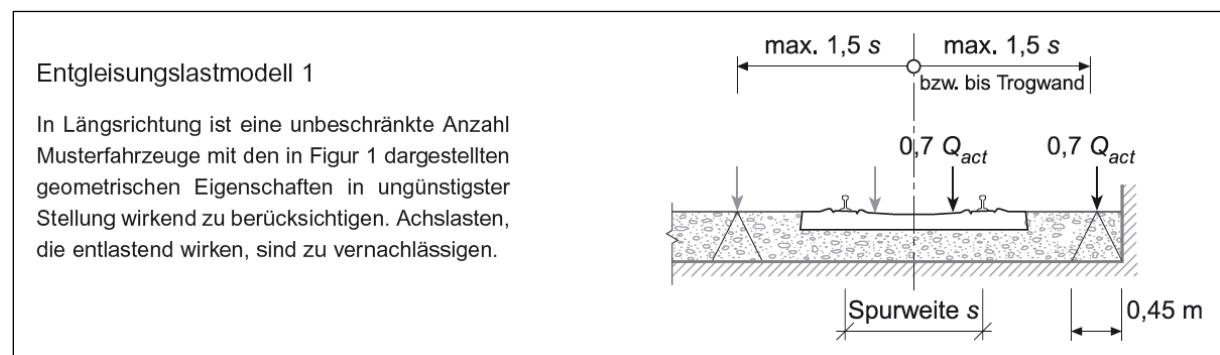


Abbildung 9 : Entgleisungslastmodell 1 [SIA 269/1]

Gemäss SIA269/1 §11.2.4 sind die Lasten über die Breite von 0.45 m und in einer Tiefe von dem Schotter (58 cm gemäss Abbildung 10) unter der Fahrebene angenommen.

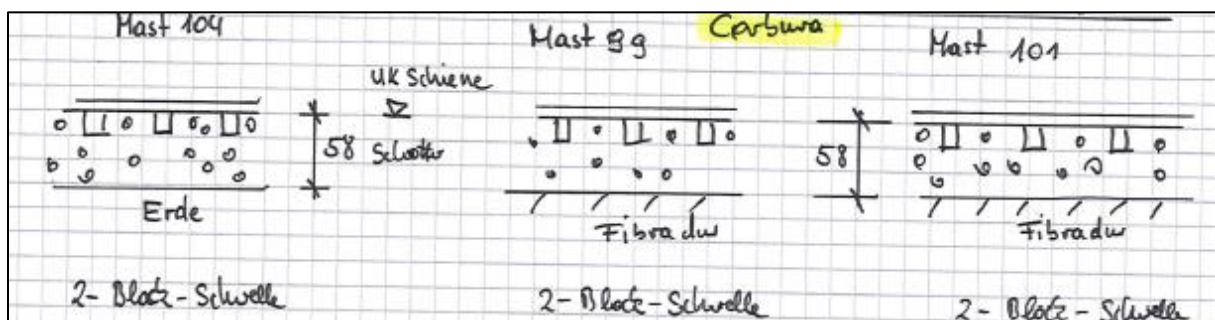


Abbildung 10 : Schotterstärke - Carbura [Schottersondagen, 05.19]

$$q_{act} = 0.7 * 1.10 * \frac{Q_{act}}{2 * a'} = 0.7 * 1.10 * \frac{225}{2 * 0.45} = 193 \text{ kN/m}$$

Die Wand hat einen Abstand zur Schienenachse kleiner als $1.5s = 1.5 * 1.435 + \frac{0.45}{2} = 2.38\text{m}$, die Achslasten sind direkt bei der Mauer modelliert.

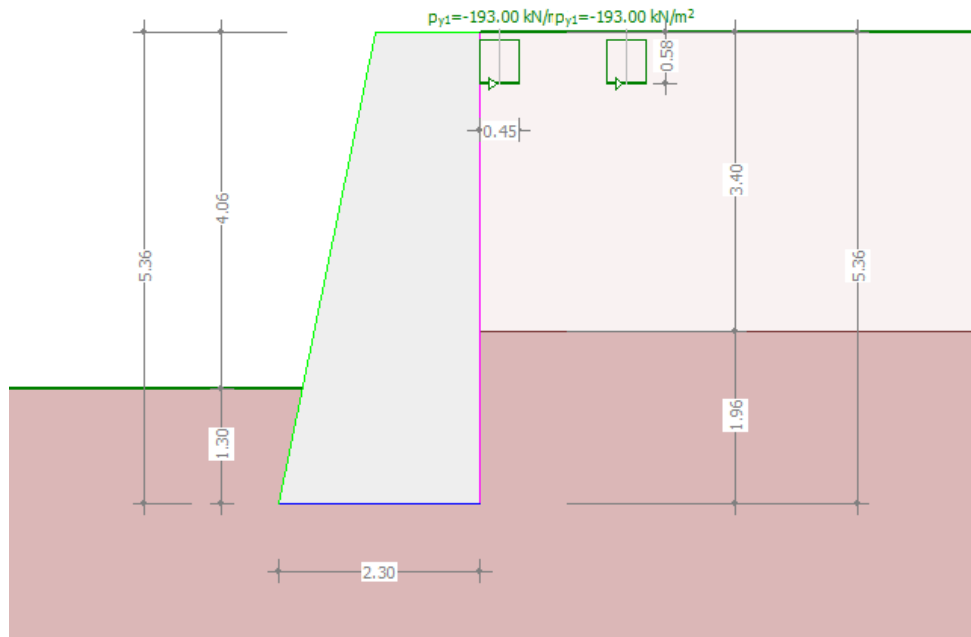


Abbildung 11 : Entgleisungslast 1 im Modell

3.10. Anprall

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Bemerkung: Der Lastfall ist im Rahmen dieser statischen Bemessung nicht zu prüfen.

3.11. Brand

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Bemerkung: Die Einwirkung Brand wird im Rahmen dieser statischen Überprüfung nicht berücksichtigt. Brände auf oder neben der Stützmauer führen zu Schäden, welche als Risiko akzeptiert werden

3.12. Erdbeben

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Erdbebenzone Z1 : $a_{g,d} = 0.6 \text{ m/s}^2$

Gemäss SIA267 §7.2.3, darf der Nachweis der Tragsicherheit für Stutzbauwerke mit beidseits horizontalem Gelände mit $\gamma_f a_{g,d} S \leq 1.5 \text{ m/s}^2$ vernachlässigt werden.

3.13. Explosion

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Bemerkung: Der ausserordentliche Fall einer Explosion wird nicht näher betrachtet und als verbleibendes Restrisiko akzeptiert.

4. Gefährdungsbilder

4.1. Tragsicherheit

Für die betrachtete Restnutzungsdauer und Grenzzustand Typ 1 gilt die Tragsicherheit als nachgewiesen, wenn folgendes Kriterium erfüllt ist:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

Für die betrachtete Restnutzungsdauer und Grenzzustände Typ 2 und 3 gilt die Tragsicherheit als nachgewiesen, wenn folgendes Kriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq R_d$$

Zur Ermittlung der Tragsicherheit wird gemäss der Norm SIA 260 und SIA 269 für ständige Einwirkungen mit folgenden Einwirkungen und Lastbeiwerten gerechnet:

Einwirkungen	Lastbeiwert	Grenzzustand		
		Typ 1	Typ 2	Typ 3
Ständige Einwirkungen (inkl. Erdaufasten)				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup,act}$	1,05 ¹⁾	1,20 ¹⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf,act}$	0,95 ¹⁾	0,90 ¹⁾	1,00
¹⁾ $G_{k,act}$ wird entweder mit $\gamma_{G,sup,act}$ oder mit $\gamma_{G,inf,act}$ multipliziert, je nachdem, ob die Gesamtwirkung ungünstig oder günstig ist.				

Tabelle 6: Lastbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit nach SIA 269

Für aussergewöhnliche Überprüfungssituationen sind die Überprüfungswerte einer Auswirkung wie folgt zu ermitteln:

$$E_{d,act} = E(G_{k,act} P_{k,act} A_{d,act} \psi_{2l} Q_{kl,act} X_{d,act} a_{d,act})$$

Einwirkungen	γ_F	Grenzzustand		
		Typ 1	Typ 2	Typ 3
Ständige Einwirkungen				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$	1,10 ¹⁾	1,35 ¹⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf}$	0,90 ¹⁾	0,80 ¹⁾	1,00
Veränderliche Einwirkungen				
– im Allgemeinen	γ_Q	1,50	1,50	1,30
– Strassenverkehrslasten	γ_Q	1,50	1,50	1,30
– Bahnverkehrslasten:				
– Lastmodelle 1, 2, 4 bis 7	γ_Q	1,45	1,45	1,25
– Lastmodell 3	γ_Q	1,45	1,20	1,25
Einwirkungen aus dem Baugrund				
Erdauflasten				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$	1,10	1,35 ^{2) 3)}	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf}$	0,90	0,80	1,00
Erddruck				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup}$	1,35	1,35	1,00
– günstig wirkend ⁴⁾	$\gamma_{G,Q,inf}$	0,80	0,70	1,00
Wasserdruck				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup}$	1,05	1,20 ³⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,Q,inf}$	0,95	0,90	1,00
¹⁾ G wird entweder mit $\gamma_{G,sup}$ oder mit $\gamma_{G,inf}$ multipliziert, je nachdem, ob die Gesamtauswirkung ungünstig oder günstig ist. ²⁾ Für Schütthöhen von 2 bis 6 m darf $\gamma_{G,sup}$ linear von 1,35 auf 1,20 reduziert werden. ³⁾ Bei Anwendung der Beobachtungsmethode sind gemäss Norm SIA 267 in bestimmten Fällen reduzierte Werte zulässig. ⁴⁾ Für passiven Erddruck als günstig wirkende Einwirkung gilt gemäss Norm SIA 267 $F_d = R_d$.				

Tabelle 7: Lastbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit nach Norm SIA 260

4.2. Tragsicherheit im Modell

Grenzwertspezifikation: ELU1-act

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 1 (1A)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	Eigenlast	1.05	1.05	1.05	1.05	0.95	0.95	0.95	0.95
2	Erddruck ständig	1.35	1.35	0.8	0.8	1.35	1.35	0.8	0.8
3	Erdwiderstand ständig	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
4	Nutzlast	1.45		1.45		1.45		1.45	

ELU2-act

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2a

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	Eigenlast	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9	0.9	0.9
2	Erddruck ständig	1.35	1.35	0.7	0.7	1.35	1.35	0.7	0.7
3	Erdwiderstand ständig	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
4	Nutzlast	1.45		1.45		1.45		1.45	

!GZ Tragsicherheit Typ 2a Acc

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2a

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen							
		1							
1	Eigenlast	1							
2	Erddruck ständig	1							
3	Erdwiderstand ständig	1							
4	aussergewöhnlich	1							

Grenzwertspezifikation: !GZ Tragsicherheit Typ 3

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 3 (1C)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen		
		1	2	
1	Eigenlast	1	1	
2	Nutzlast	1.3		

Abbildung 12 : GZTkombinationen

5. Nachweise GZT Stützmauer

5.1. Kippen - GZT Typ 1

Die Kippsicherheit F_{Kippen} auf weichem Untergrund wird wie folgt definiert:

$$F_{Kippen} = \frac{e_{gr}}{-e_d \cdot \gamma_R} = \frac{b}{3 \cdot (-e_d) \cdot \gamma_R} \geq 1.00$$

Mit :

- e_{gr} : zulässige Exzentrizität der Resultierenden (= $b/3$)
- e_d : vorhandene Exzentrizität des Bemessungswertes der Resultierenden
(positiv = Resultierende rechts von der Fundamentachse)
- γ_R : Partialfaktor für den Tragwiderstand
- b : Fundamentbreite

Ergebnisse von allen Einwirkungskombinationen

GWS	EWK	Kippen [-]
5	1	1.14
	2	4.44
	3	1.46
	4	15.39
	5	1.02
	6	3.77
	7	1.29
	8	11.08

Tabelle 8 : Kippnachweis

Ergebnis von kritischen Einwirkungskombination

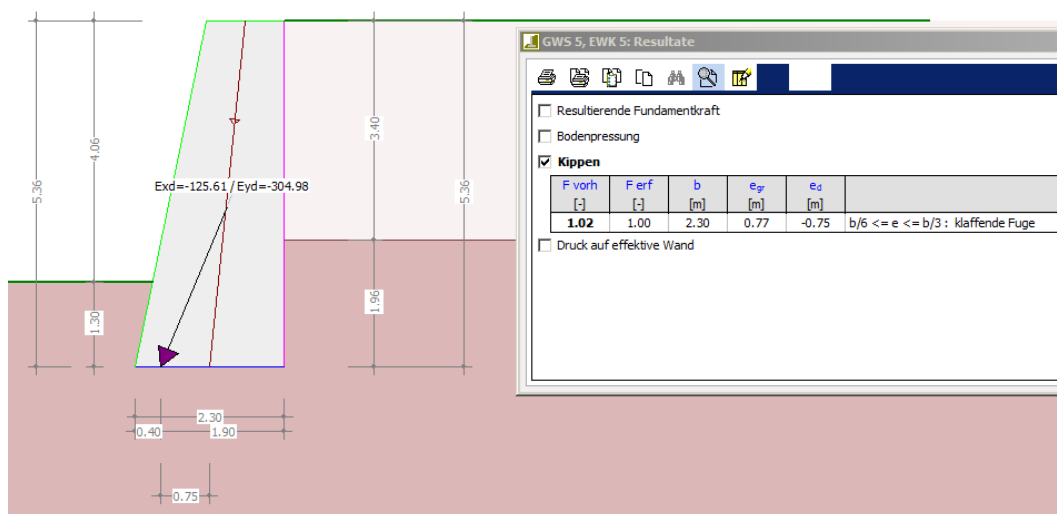


Abbildung 13 : Kippnachweis für EWK 5

5.2. Gleiten - GZT Typ 2

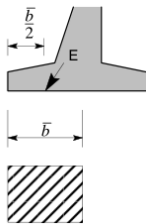
Die Gleitsicherheit F_{Gleiten} wird wie folgt definiert:

$$F_{\text{Gleiten}} = \frac{R_d}{E_{t,d} \cdot \gamma_R} \geq 1.00$$

Mit :

$$R_d = E_{n,d} \cdot \frac{\tan(\varphi_k' \cdot \delta_s)}{\gamma_{M,\varphi}} + \frac{c_k}{\gamma_{M,c}} \cdot \frac{\bar{b}}{\cos \alpha} + \frac{S_k}{\gamma_M} \cdot \cos \alpha$$

- R_d : Widerstand gegenüber Gleiten
 $E_{t,d}$: resultierenden Fundamentkraft parallel zur Fundamentsohle
 $E_{n,d}$: resultierenden Fundamentkraft normal zur Fundamentsohle
 φ_k' : charakteristischer, gemittelter Wert des Reibungswinkels
 c_k : charakteristischer, gemittelter Wert der Kohäsion
 δ_s : Sohlreibungswinkel als Bruchteil von φ_k'
 \bar{b} : reduzierte Fundamentbreite (siehe Figur C-5 auf Seite C-11)



- \bar{b} : reduzierte Fundamentbreite (siehe Figur C-5 auf Seite C-11)
 α : Neigung der Fundamentsohle
 S_k : charakteristischer Wert einer horizontalen Spornkraft
 γ_R : Partialfaktor für den Tragwiderstand
 $\gamma_{M,c}$: Widerstandsbeiwert der Kohäsion
 $\gamma_{M,\varphi}$: Widerstandsbeiwert des Reibungswinkels
 γ_M : Widerstandsbeiwert der Spornkraft

Ergebnisse von allen Einwirkungskombinationen - standard Bemessungssituation

GWS	EWK	Kippen [-]	Gleiten [-]
6	1		1.71
	2		3.31
	3		2.49
	4		4.05
	5		1.36
	6		3.31
	7		1.95
	8		3.31

Tabelle 9 : Gleitnachweis - standard Bemessungssituation

Ergebnisse von aussergewöhnlichen Bemessungssituation

GWS	EWK	Kippen [-]	Gleiten [-]
8	1		2.20

Tabelle 10 : Gleitnachweis - aussergewöhnliche Bemessungssituation

Ergebnis von kritischen Einwirkungskombination

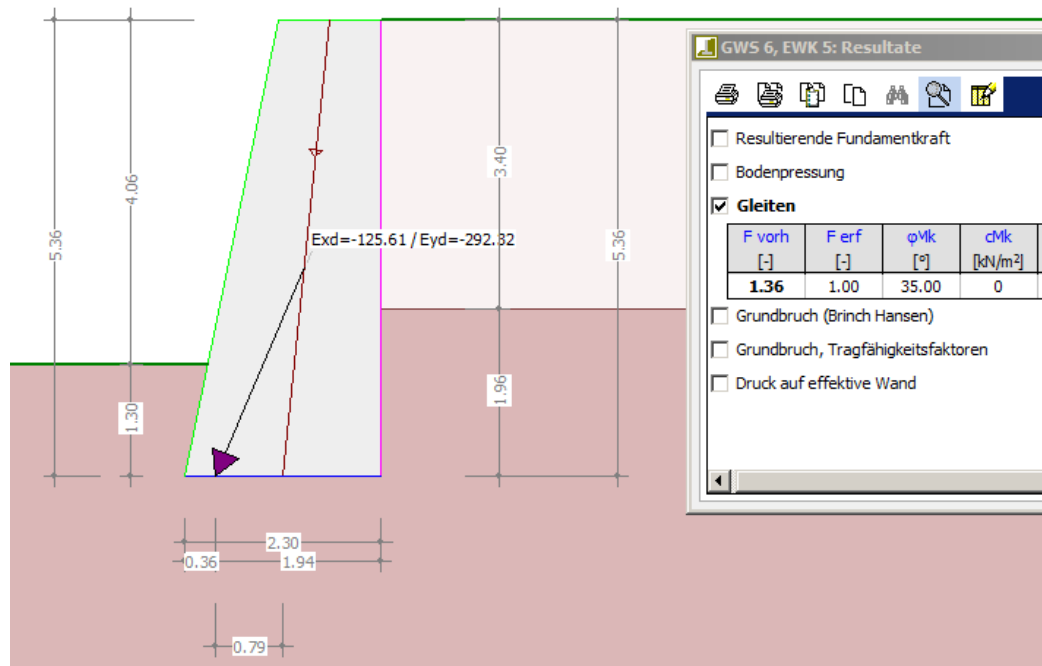


Tabelle 11 : Gleitnachweis für EWK 5 - standard Bemessungssituation

5.3. Grundbruch - GZT Typ 2

Die Grundbruchsicherheit $F_{stat\ GB}$ wird wie folgt definiert:

$$F_{stat\ GB} = \frac{R_d}{E_{v,d} \cdot \gamma_R} = \frac{\sigma_{f,d} \cdot \bar{b}}{E_{v,d} \cdot \gamma_R} \geq 1.00$$

Mit:

- $F_{stat\ GB}$: vorhandene Sicherheit gegenüber statischem Grundbruch
- R_d : Bemessungswert des Tragwiderstandes gegenüber statischem Grundbruch
- $E_{v,d}$: Bemessungswert des vertikalen Anteils der Resultierenden (Auswirkung)
- $\sigma_{f,d}$: Bemessungswert der Bruchspannung, siehe unten
- \bar{b} : wirksame, reduzierte Fundamentbreite
- γ_R : Partialfaktor für den Tragwiderstand

Die Bruchspannung wird mit der Tragfähigkeitsformel von Terzaghi und der Tragfähigkeitsfaktoren von Brinch Hansen ermittelt:

$$\sigma_f = c N_c + (\gamma t + q) N_q + \frac{1}{2} \bar{b} \gamma N_\gamma$$

Ergebnisse von allen Einwirkungskombinationen - standard Bemessungssituation

GWS	EWK	Kippen [-]	Gleiten [-]	Grundbruch [-]
6	1		1.71	1.02
	2		3.31	3.63
	3		2.49	1.96
	4		4.05	4.84
	5		1.36	0.46
	6		3.31	3.49
	7		1.95	1.18
	8		3.31	4.55

Tabelle 12 : Grundbruchnachweis - standard Bemessungssituation

Ergebnisse von aussergewöhnlichen Bemessungssituation

GWS	EWK	Kippen [-]	Gleiten [-]	Grundbruch [-]
8	1		2.20	0.66

Tabelle 13 : Grundbruchnachweis - aussergewöhnliche Bemessungssituation

Ergebnis von kritischen Einwirkungskombinationen

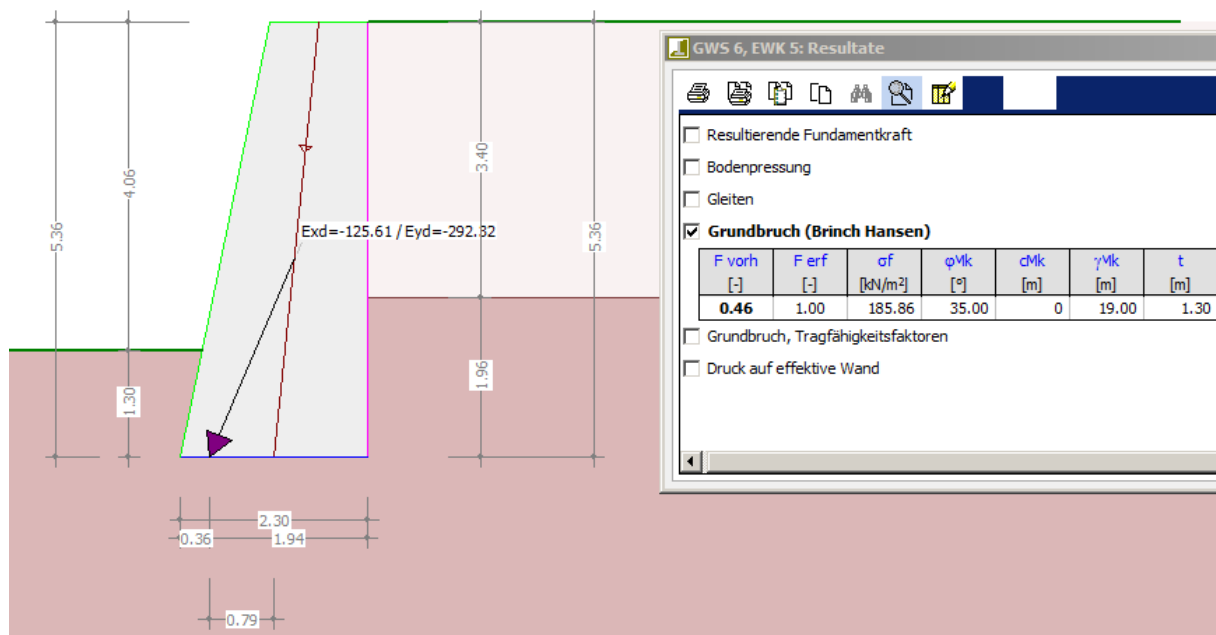


Abbildung 14 : Grundbruchnachweis für EWK 5 - standard Bemessungssituation

5.4. Standsicherheit - GZT Typ 3

Die Standsicherheit wird durch die Formulierung des globalen Gleichgewichtes der Lamellenkräfte nach den anerkannten Methoden von Krey bestimmt.

Der Sicherheitsfaktor ist wie folgt definiert:

$$F = \frac{\tau_d}{\tau_{vorhanden}} = \frac{\sum_i \text{Rückhaltende Momente}}{\sum_i \text{Treibende Momente}}$$

$$F^{iter+1} = \frac{\sum_i [c_i \Delta x_i + (G_i + V_i - u \Delta x_i) \tan \varphi_i] \frac{1}{m_{ai}} + \sum_j S_j \cos(\alpha_j - \omega_j) + \sum_k [A_{Vk} \tan \varphi_i \frac{1}{m_{ai}}]}{\sum_i (G_i + V_i) \sin \alpha_i + \sum_l H_l \left(\frac{y_m - y_{Hl}}{R} \right) + \sum_k [A_{Vk} \sin \alpha_k - A_{Hk} \cos \alpha_k]}$$

mit

$$m_{ai} = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{F^{iter}} \right]$$

F^{iter} : Standsicherheit im Iterationsschritt 'iter'

Kräfte:

G : Gewicht der Lamelle

H : Summe der Horizontalkräfte auf die Lamelle

V : Summe der äusseren Vertikalkräfte auf die Lamelle

A_H, A_V : Horizontal- und Vertikalkomponente der Kräfte von Anker bzw. Haftungselementen

S : Scherwiderstand

Koordinaten und Längen:

x_m, y_m : Koordinaten des Gleitkreismittelpunktes

y_H : y-Koordinate der resultierenden Horizontalkraft H

Δx : Breite der Lamelle

R : Gleitkreisradius

Winkel:

α_i : Neigung der Lamellenunterkante im Punkt P

β : Neigung der Wasserspiegeloberfläche

α_k : Neigung der Gleitlinie beim Schnittpunkt mit dem Anker

ω : Neigung des Scherwiderstandes

α_j : Neigung der Gleitlinie beim Schnittpunkt mit dem Scherwiderstand

Bodenkennwerte:

φ : Reibungswinkel im Punkt P

c : Kohäsion im Punkt P

u : absoluter Porenwasserdruck im Punkt P

Indizes:

i : Anzahl Lamellen

j : Anzahl Scherwiderstände

k : Anzahl Anker bzw. Haftungselemente

l : Anzahl Horizontalkräfte

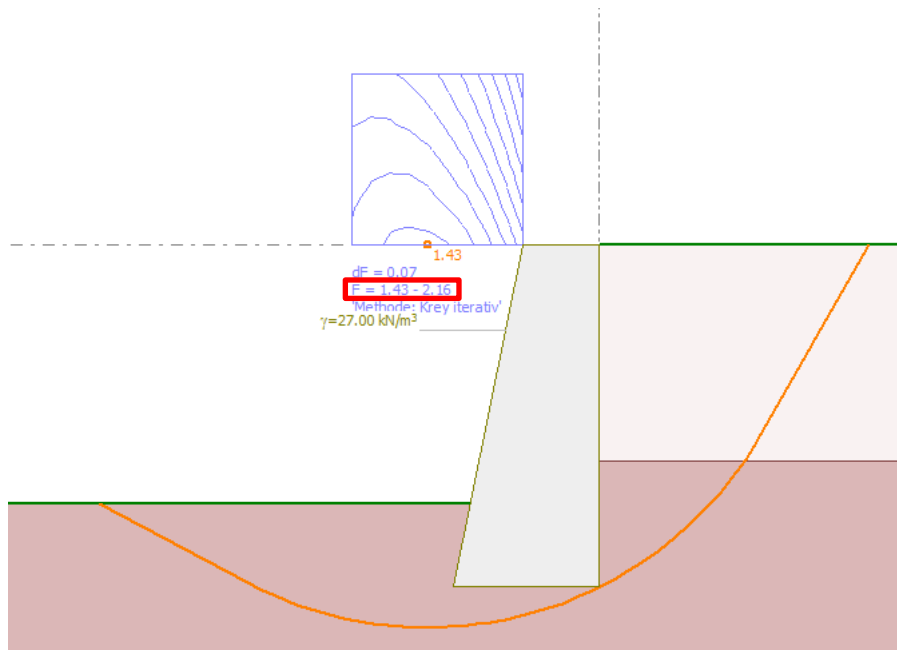


Abbildung 15 : Standsicherheit gemäss Krey

5.5. Innere Tragsicherheit - GZT Typ 2

Innere Kräfte

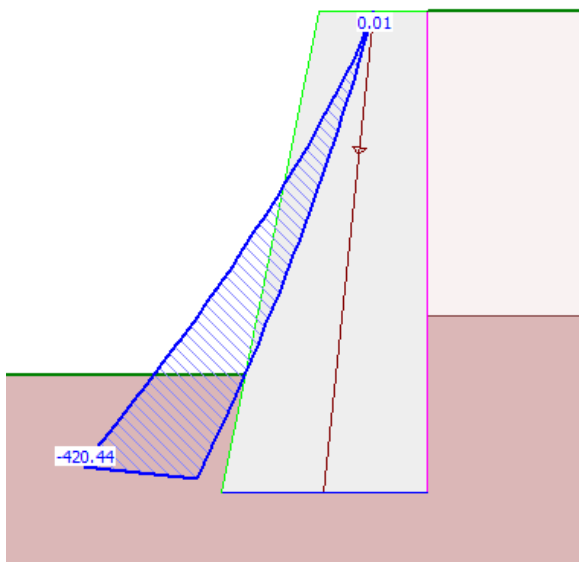


Abbildung 16 : Grenzwerte der Normalkraft [kN]

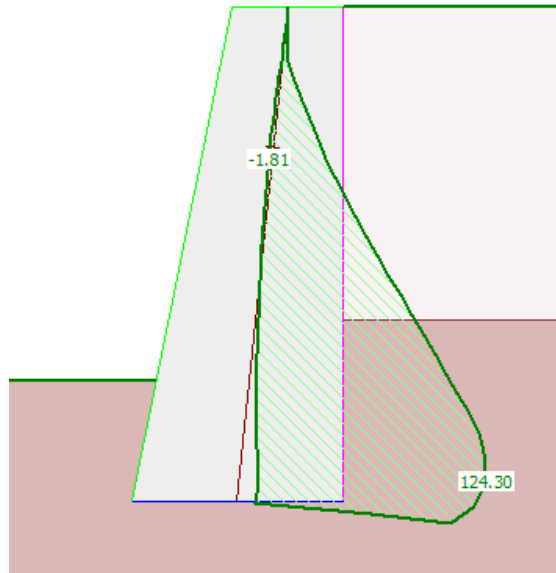


Abbildung 17 : Grenzwerte der Querkraft [kN]

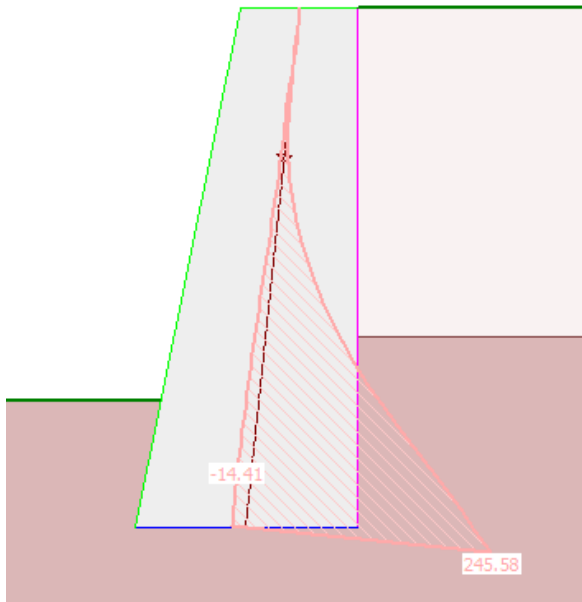


Abbildung 18 : Grenzwerte der Biegung [kNm]

Nachweis Interaktion Normalkraft und Biegung

Gemäss SIA266/2 §4.3.2.2, kann für den Nachweis der Tragsicherheit einer vereinfacht rechteckförmigen Spannungsverteilung im Querschnitt angenommen werden.

Die Exzentrizität-Normalkraft-Interaktion ist mit den zwei folgenden Bedingungen beschränkt:

- $e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} \leq \frac{t_w}{2} \left(1 - \frac{N_{xd}}{l_w t_w f_{xd}} \right)$
- $e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} \leq \frac{t_w}{2} - 25mm \quad \text{für } t_w > 0.20m$

A.N.

$$M_{yd,max} = 246 \text{ kNm}$$

$$N_{xd,max} = 420 \text{ kN}$$

$$f_{xk} = 3 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{xd} = \eta_1 \frac{f_{xk}}{\gamma_M} = 1.0 * \frac{3}{2.5} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} = \frac{246}{420} = 0.59 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \leq \frac{t_w}{2} \left(1 - \frac{N_{xd}}{l_w t_w f_{xd}} \right) = \frac{2.30}{2} \left(1 - \frac{420}{1.0 * 2.30 * 1.2 * 10^3} \right) = 0.975 \text{ m} \\ \leq \frac{t_w}{2} - 25mm = \frac{2.30}{2} - 0.025 = 1.125 \text{ m} \end{array} \right.$$

=> Nachweis der Exzentrizität erfüllt

$$A_{eq} = l_w(t_w - 2e_{zd}) = 1000 * (2300 - 2 * 590) = 11.2 * 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{N_{xd}}{A_{eq}} = \frac{246 * 10^3}{11.2 * 10^5} = 0.22 \text{ N/mm}^2 \leq f_{xd} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

=> Nachweis erfüllt

Querkraft

$$V_{y,max} = 125 \text{ kN/m}$$

$$f_{yk} = 0.5 f_{xk} = 0.5 * 1.2 = 0.6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_y = h * l = 1.0 * 1.0 = 1.0 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{d,y} = \frac{V_y}{A_y} = \frac{125 * 10^3}{1 * 10^6} = 0.125 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yk} = 0.6 \text{ N/mm}^2$$

=> Nachweis erfüllt

6. Zusammenfassung

Die Natursteinstützmauer Cabura besteht seit 127 Jahren ohne wesentliche bauliche Massnahmen. Dementsprechend sind üblichen Alterungserscheinungen wie Naturstein- und Fugenverwitterung weit fortgeschritten. Die Höhe der Mauer (Böschungskante bis OK Mauerkrone) ist rund 4.00 m. Das Bahntrasse verläuft hinter der Mauer, unterhalb von ihr verläuft die Sihl. Die Stützmauer ist im Rahmen der Sanierung auf dessen statischen Zustand zu überprüfen.

Die statische Berechnung wurde gemäss der Normenreihe SIA 269 "Erhaltung von Tragwerken" ausgeführt. Mit dem Bezug auf diese Normenreihe wurden die ständigen Lasten für die Tragsicherheitsnachweise mit reduzierten Faktoren multipliziert.

Die Resultate der Tragsicherheitsnachweise sind in der Tabelle 14 und Tabelle 15 zusammengefasst.

Nachfolgend sind die Erfüllungsgrade der einzelnen Nachweise aufgelistet:

Nachweis	Kippen	Gleiten	Grundbruch	Standsicherheit
Minimum Erfüllungsgrad / - faktor [-]	1.02	1.36	0.46	1.43

Tabelle 14 : Zusammenfassung Stabilitätsnachweis der Stützmauer

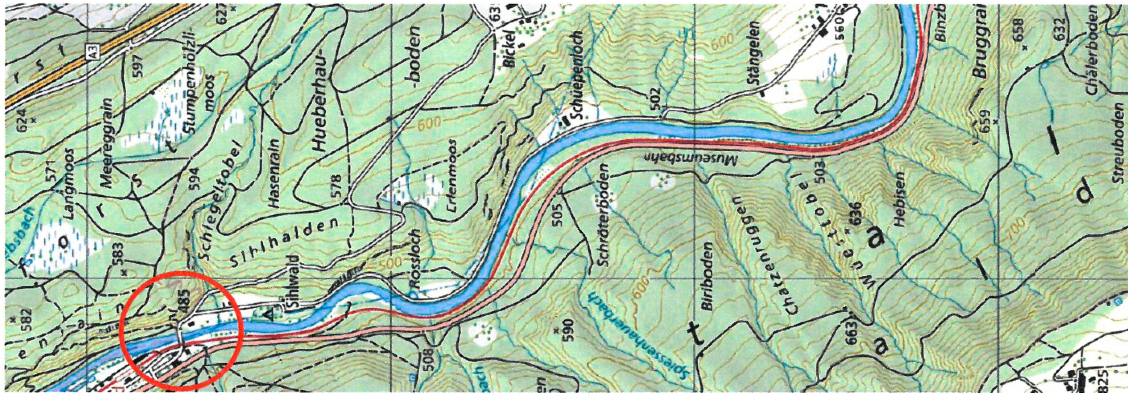
Nachweis	Bemessungswert	Widerstand	Erfüllungsgrad / - faktor [-]
Interaktion N-M			
Exzentrizität	0.59 [m]	0.975 [m]	1.65
Druck	0.22 [N/mm ²]	1.2 [N/mm ²]	5.4
Querkraft	0.125 [N/mm ²]	0.6 [N/mm ²]	4.8

Tabelle 15 : Zusammenfassung innere Tragsicherheit der Stützmauer


- Der Kippnachweis der Stützmauer ist erfüllt.
- Der Gleitnachweis der Stützmauer ist erfüllt.
- Der Nachweis des Grundbruches gemäss SIA267 [2013] ist nicht erfüllt.
- Die Standsicherheit der Stützmauer ist erfüllt.
- Der Schubnachweis der Stützmauer ist erfüllt.
- Der Nachweis der Interaktion Normalkraft-Biegung der Stützmauer ist erfüllt.


Aufgrund der Resultate der statischen Nachrechnungen sind Massnahmen erforderlich.

Projekt: Sanierung der Stützmauer Fachwerkbrücke Sihlwald



Sihltal Zürich Uetliberg Bahn SZU
Abteilung Bau
Wolframplatz 21
8045 Zürich
Direkt +41 (0) 44 206 45 54
lutz.rainero@szu.ch


Pascal Guignard
Projektleiter


Joséphine Vivant
Projektleiter Stv.

Gruner Wepf AG, Zürich
Abteilung Kunstbauten
Thurgauerstrasse 56
8050 Zürich
Direkt +41(0) 43 299 74 57
pascal.guignard@gruner.ch

Inhaltsverzeichnis

1.	Grundlagen	3
1.1.	Übersicht	3
1.2.	Plan- und Berechnungsgrundlagen.....	3
1.2.1.	Bestehende Grundlagen des Bauwerks.....	4
1.2.2.	Berechnungsgrundlagen	5
1.3.	Baustoffe [SIA266/2, Materialtechnische Untersuchung].....	5
1.4.	Geologie	6
1.5.	EDV - Programme	6
2.	Modellbildung	7
3.	Einwirkungen gemäss der Norm SIA 261 und 269/1	8
3.1.	Eigenlasten.....	8
3.2.	Ständige Auflasten	8
3.3.	Baugrund	8
3.4.	Schnee	9
3.5.	Wind	9
3.6.	Temperatur.....	9
3.7.	Normalspurbahnverkehr.....	10
3.8.	Abschränkungen	11
3.9.	Entgleisung.....	11
3.10.	Anprall	12
3.11.	Brand	12
3.12.	Erdbeben	12
3.13.	Explosion.....	12
4.	Gefährdungsbilder	13
4.1.	Tragsicherheit.....	13
4.2.	Tragsicherheit im Modell	15
5.	Nachweise GZT Stützmauer	16
5.1.	Kippen - GZT Typ 1	16
5.2.	Gleiten - GZT Typ 2.....	17
5.3.	Grundbruch - GZT Typ 2	18
5.4.	Standicherheit - GZT Typ 3	19
5.5.	Innere Tragsicherheit - GZT Typ 2.....	21
6.	Zusammenfassung.....	24

1. Grundlagen

1.1. Übersicht

Die Natursteinstützmauer Fachwerkbrücke Sihlwald besteht seit 127 Jahren ohne wesentliche bauliche Massnahmen. Dementsprechend sind üblichen Alterungserscheinungen wie Naturstein- und Fugenverwitterung weit fortgeschritten. Die Höhe der Mauer (Böschungskante bis OK Mauerkrone) variiert von rund 0.50 bis 3.30 m. Das Bahntrasse verläuft hinter der Mauer, unterhalb von ihr verläuft die Sihl. Die Stützmauer ist im Rahmen der Sanierung auf dessen statischen Zustand zu überprüfen.

Die statische Berechnung wurde gemäss der Normenreihe SIA 269 "Erhaltung von Tragwerken" ausgeführt. Mit dem Bezug auf diese Normenreihe wurden die ständigen Lasten für die Tragsicherheitsnachweise mit reduzierten Faktoren multipliziert.

1.2. Plan- und Berechnungsgrundlagen

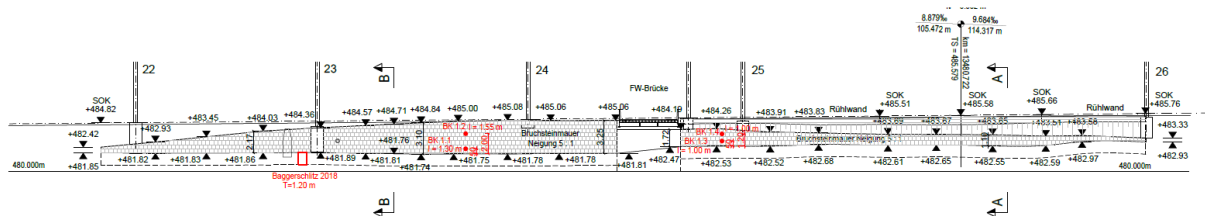


Abbildung 1 : Ansicht

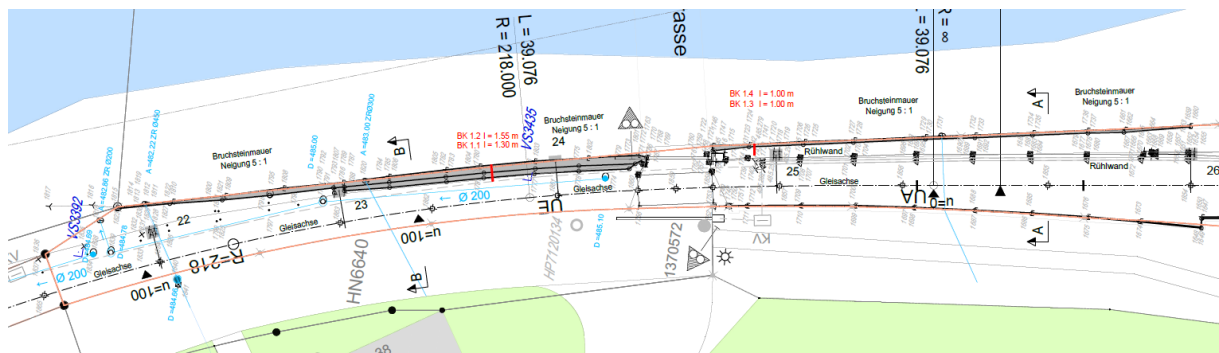


Abbildung 2 : Grundriss

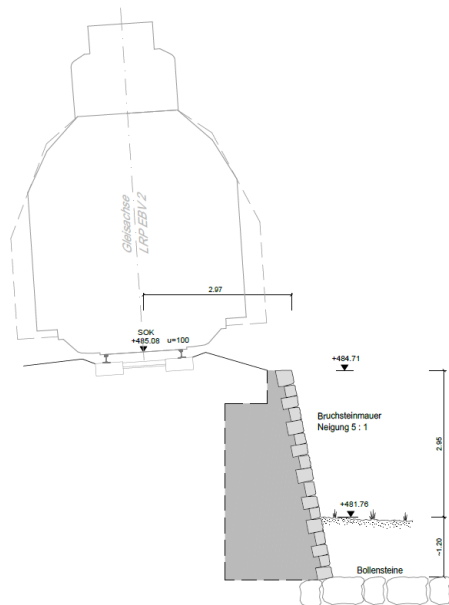


Abbildung 3 : Querschnitt

1.2.1. Bestehende Grundlagen des Bauwerks

Pläne

Titel	Datum
Zustandsuntersuchung - Stützmauer bei FW-Brücke Sihlwald - Übersicht Sondagen, Flückiger + Bosshard AG	19.02.18
Situation km 13.4 - 13.8, Bahnplan Nr. 52, Basler & Hofmann AG	10.08.16
Stützmauer bei FW-Brücke Sihlwald, km 16.095 - 16.385, Bestansplan, Gruner Wepf AG	28.08.19

Aufnahmen

Geologisch - Geotechnischer Bericht, CSD, 19.03.18

Materialtechnische Untersuchung der Stützmauer, Materialtechnik am Bau AG, 11.07.19

Zusätzliche Aufnahmen, Flückiger + Bosshard AG, 05.03.18

Schottersondage, 17.05.19

Vermessungsaufnahmen, Basler&Hofmann AG, 15.05.19

Bodenuntersuchung, AWEL, 2018

Berichte

Projektpflichtenheft, SZU, 08.01.19

Nutzungsvereinbarung, 26.08.19

Statische Berechnung km 16.095 - 16.385, BVS, 16.09.93

Technischer Bericht, 29.08.19

1.2.2. Berechnungsgrundlagen

Als Berechnungsgrundlagen gelten folgende SIA Normen:

- [1] SIA, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, SIA 260, 2013
- [2] SIA, Einwirkungen auf Tragwerke, SIA 261, 2014
- [3] SIA, Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen, SIA 261/1, 2003
- [4] SIA, Betonbau, SIA 262, 2013
- [5] SIA, Betonbau – Ergänzende Festlegungen, SIA 262/1, 2013
- [6] SIA, Stahlbau, SIA 263, 2013
- [7] SIA, Mauerwerk, SIA 266, 2015
- [8] SIA, Natursteinmauerwerk, SIA 266/2, 2012
- [9] SIA, Erhaltung von Tragwerken, SIA 269-1/7, 2011

1.3. Baustoffe [SIA266/2, Materialtechnische Untersuchung]

Laboruntersuchungen wurden vom Materialtechnik am Bau AG durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in die folgenden Tabellen zusammengefasst.

Baustoff	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Rohdichte [kg/m ³]
	Mittelwert ± Standardabweichung	
Mauerstein	195.10 ± 77.64	2605 ± 72
Mörtel	6.37 ± 1.08	1823

Tabelle 1 : Druckfestigkeit und Rohdichte nach Baustoffen [Materialtechnische Untersuchung der Stützmauer]

Verbandsart	Bauteile	f _{xk} [N/mm ²]
Bruchstein-Schichtenmauerwerk	Mauermantel [0 - 35 cm Tiefe]	3
Bruchsteinmauerwerk	Mauerkern [ab 35 cm Tiefe]	6 bei intakten Mörtel 3 bei mürbem Mörtel

Tabelle 2 : Einstufung der Mauerwerksfestigkeit (f_{xk}) gemäss SIA 266/2 [Materialtechnische Untersuchung der Stützmauer]

Die Mauersteine zeigen ein durchschnittliche E-Modul von 40.8 kN/mm² (statisch) bzw. 40.5 kN/mm² (dynamisch).

1.4. Geologie

Gemäss geologisch-geotechnischem Bericht:

- 0 bis 2.4 m unter OK Terrain Deckschichten
- von 2.4 m unter OK Terrain Sihlschotter
- 0 bis 0.9 m vor der Mauer Deckschichten
- von 0.9 m vor der Mauer Sihlschotter

Schicht	Raumgewicht	Reibungswinkel	Kohäsion	Zusammendrückungsmodul
	γ_e [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ³]	M_E [MN/m ²]
Deckschichten	17 - 19	27 - 31	0 - 5	10 - 20
Sihlschotter	18 - 20	33 - 37	0	50 - 100

Tabelle 3 : Baugrundwerte - Geologischer Bericht

Im Modell sind die Mittelwerte des Baugrunds benutzt.

Schicht	Raumgewicht	Reibungswinkel	Kohäsion	Zusammendrückungsmodul
	γ_e [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ³]	M_E [MN/m ²]
Deckschichten	18	29	0	15
Sihlschotter	19	35	0	75

Tabelle 4 : Baugrundwerte - im Modell

1.5. EDV - Programme

- Stützmauer Stabilität und Statik

LARIX 7 (Cubus AG)

2. Modellbildung

Für die Nachweise der Stabilität der Stützmauer wird ein Stützmauermodell in 2D mit dem Programm Larix 7 erstellt.

Der höchste Teil des Stützmauers ist modelliert. Der Stützmauer weist eine Höhe von 3.30 m ab Oberkante Gelände. Aufgrund der Bodenuntersuchungen von 2018 ist eine Tiefe von 1.20m unter der Oberkante Gelände angenommen werden. Aufgrund der Bohrkerne von 2018 und 2019 wurden die folgenden Wandstärken angenommen: 1.40 m bei OK Gelände, 1.00 m bei der Krone der Mauer. Eine Mächtigkeit von 2.4 m von Deckschichten unter OK Terrain ist angenommen worden. Eine Mächtigkeit von 0.9 m von Deckschichten vor der Mauer unter der Oberkante Gelände ist angenommen worden.

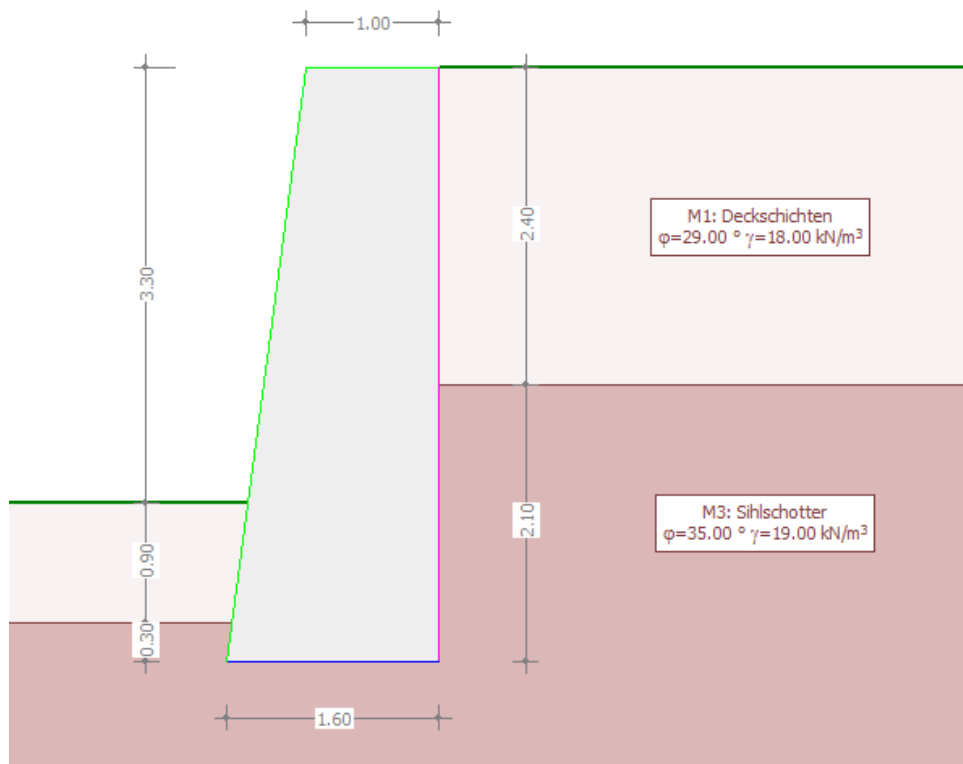


Abbildung 4 : Stützmauermodell im Larix 7 für den Nachweis des Bestandes

BAUGRUNDMODELL

Bodenschichteigenschaften

Id	Beschreibung	φ_k [°]	γ_k [kN/m³]	c_k [kN/m²]	
M1	Deckschichten	29.00	18.00	0	
M3	Sihlschotter	35.00	19.00	0	

Mauer

Beschreibung	Einwirkung
Poids propre du mur	Eigenlast

γ_k : Raumgewicht

Abbildung 5 : Baugrundmodell im Larix 7

3. Einwirkungen gemäss der Norm SIA 261 und 269/1

3.1. Eigenlasten

Kalkstein

$$\gamma_{Gk} = 26.0 \text{ kN/m}^3$$

3.2. Ständige Auflasten

- Schotter
- Schiene

$$\gamma_s = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sc} = 2.0 \text{ kN/m}^3$$

Da der Einfluss der ständigen Auflasten nicht massgebend ist, sind die ständige Auflasten im Modell vernachlässigt.

3.3. Baugrund

- ständige Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Der aktive Erddruck hinter der Mauer wird berücksichtigt.

Der passive Erddruck vor der Mauer wird berücksichtigt.

Die Berechnung des aktiven Erddrucks auf die Mauer erfolgt mit der verallgemeinerten Culmann'schen E-Linie.

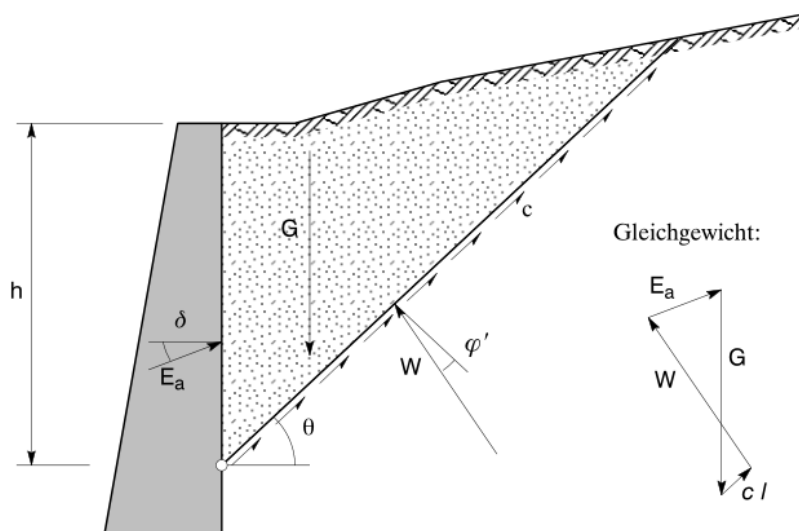


Abbildung 6 : Verallgemeinerte Culmann'sche E-Linie

Die Untersuchung des Gleichgewichts der Bodenfraktion erfolgt unter Berücksichtigung der folgenden Punkte:

- das Gewicht der Bodenfraktion
- die Neigung des Erddrucks
- der Wandreibungswinkel
- die Kohäsion des Bodens
- die Mauerkräfte

Durch die wiederholte Formulierung des Gleichgewichts bei variierendem Winkel θ wird die maximale gesamte Erddruckkraft $E_{a,max}$ auf die Mauer in einem gegebenen Abstand h von der Mauerkrone bestimmt.

Die Erddruckbeiwerte des aktiven Erddrucks werden nach der erweiterten Theorie von Coulomb wie folgt ermittelt:

$$K_{ah\beta} = \frac{\cos^2(\varphi' + \alpha)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta_a) \sin(\varphi' - \beta_a)}{\cos(\alpha - \delta_a) \cos(\alpha + \beta_a)}}\right)^2 \cos^2 \alpha}$$

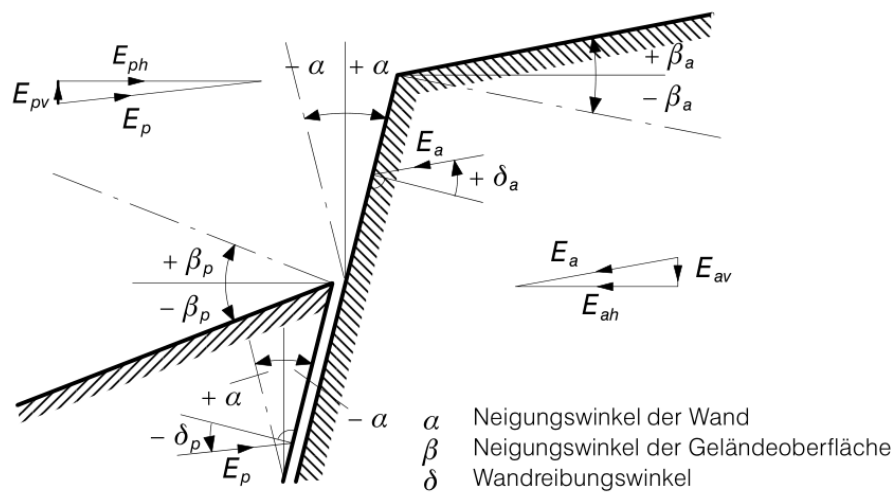


Abbildung 7 : Vorzeichenregeln für die Berechnung des aktiven und passiven Erddrucks

Der hydrostatische Wasserdruck hinter der Mauer ist vernachlässigt.

3.4. Schnee

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Da die Stützmauer für Bahnverkehr bemessen wurde, ist die Lastkombination mit der Leiteinwirkung Schnee nicht massgebend.

3.5. Wind

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Da die Stützmauer für Bahnverkehr bemessen wurde, ist die Lastkombination mit der Leiteinwirkung Wind nicht massgebend.

3.6. Temperatur

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Da der Einfluss der Temperatur auf die Stützmauer sehr gering ist, wird die Temperatureinwirkung vernachlässigt.

3.7. Normalspurbahnverkehr

Streckenklasse D4 gemäss SIA291/1 und Nutzungsvereinbarung

Die aktualisierten Einwirkungen sind unter Verwendung der Lastmodelle (Musterfahrzeuge) der Streckenklassen D4 zu bestimmen.

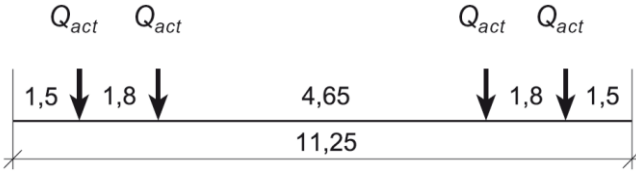
Streckenklasse	Nominelle Achslast Q_{act} [kN]	Geometrische Eigenschaften der Musterfahrzeuge,
		Abmessungen in m
D4	225	

Tabelle 5 : Aktualisierte Lastmodelle nach SIA269/1

Gemäss SIA269/1 §11.2.1.2 wird eine Erhöhung von 10% der nominellen Achslast wegen Achslastüberschreitungen angenommen.

Gemäss SIA261 §11.2.1.5 sind die Lasten über die Breite von 3.0 m und in einer Tiefe von 0.7 m unter der Fahrbene angenommen.

$$q_{act} = 1.10 * \frac{Q_{act}}{a * b} = 1.10 * \frac{225}{3.0 * 1.60} = 52 \text{ kN/m}^2$$

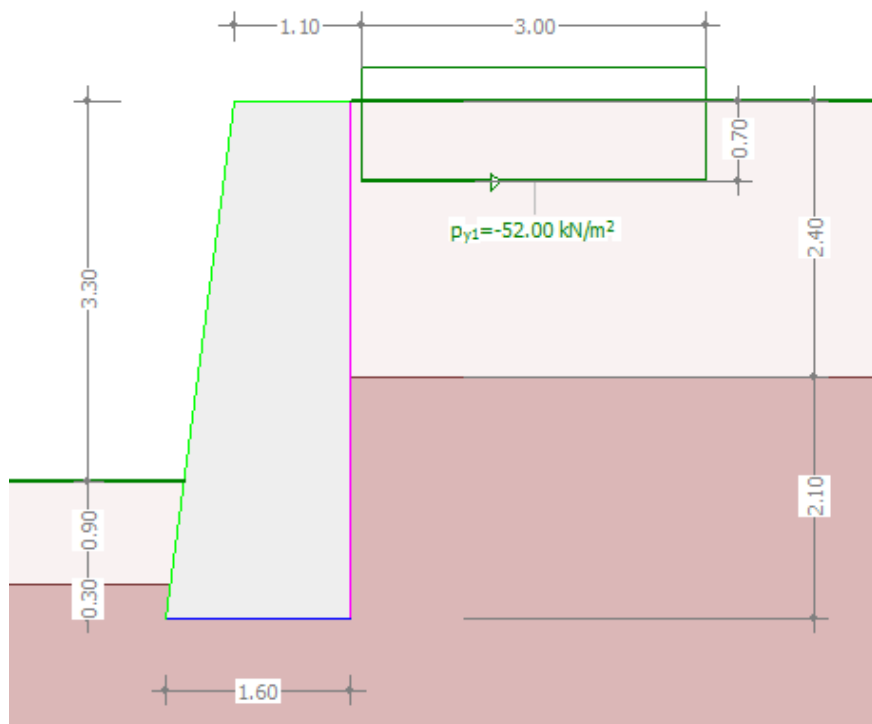


Abbildung 8 : Normalspurbahnlasten im Modell

3.8. Abschränkungen

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Es gibt kein Geländer auf der Stützmauer.

3.9. Entgleisung

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Streckenklasse D4 gemäss SIA269/1 und Nutzungsvereinbarung

Die Lasten entgleister Schienenfahrzeuge sind mit dem Entgleisungslastmodell 1 berücksichtigt. Die Gesamtstabilität des Tragwerks muss gewährleistet sein. Das Entgleisungslastmodell 1 repräsentiert entgleiste Schienenfahrzeuge, die im Gleisbereich des Überbaus bleiben. Das Entgleisungslastmodell 1 ist für die Betrachtung von Grenzzuständen des Typs 2 zu verwenden.

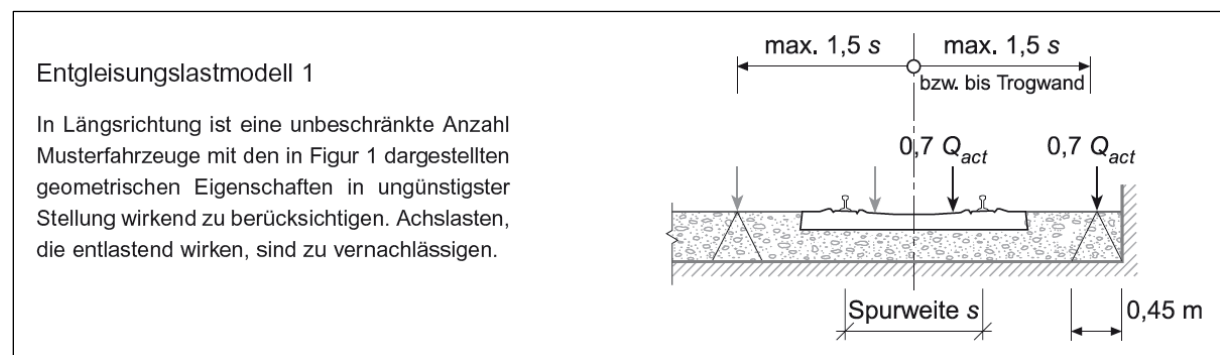


Abbildung 9 : Entgleisungslastmodell 1 [SIA 269/1]

Gemäss SIA269/1 §11.2.4 sind die Lasten über die Breite von 0.45 m und in einer Tiefe von dem Schotter (58 cm gemäss Abbildung 10) unter der Fahrbene angenommen.

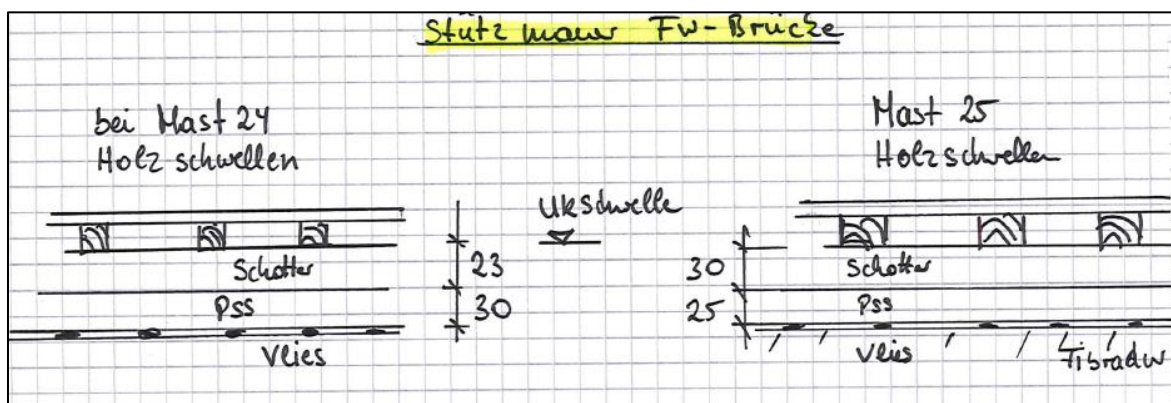


Abbildung 10 : Schotterstärke - FwB Sihlwald [Schottersondagen, 05.19]

$$q_{act} = 0.7 * 1.10 * \frac{Q_{act}}{2 * a'} = 0.7 * 1.10 * \frac{225}{2 * 0.45} = 193 \text{ kN/m}$$

Die Wand hat einen Abstand zur Schienenachse kleiner als $1.5s = 1.5 * 1.435 + \frac{0.45}{2} = 2.38\text{m}$, die Achslasten sind direkt bei der Mauer modelliert.

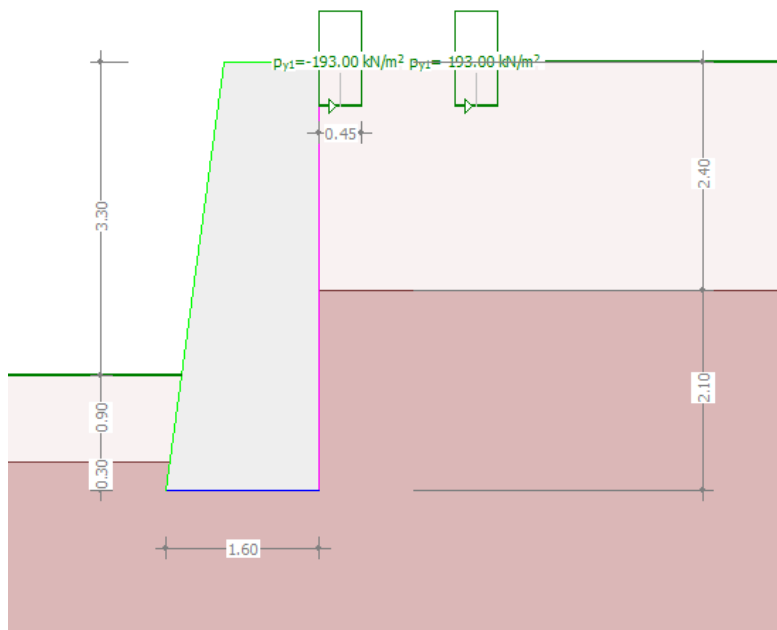


Abbildung 11 : Entgleisungslast 1 im Modell

3.10. Anprall

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Bemerkung: Der Lastfall ist im Rahmen dieser statischen Bemessung nicht zu prüfen.

3.11. Brand

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Bemerkung: Die Einwirkung Brand wird im Rahmen dieser statischen Überprüfung nicht berücksichtigt. Brände auf oder neben der Bachdurchlass führen zu Schäden, welche als Risiko akzeptiert werden

3.12. Erdbeben

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Erdbebenzone Z1 : $a_{g,d} = 0.6 \text{ m/s}^2$

Gemäss SIA267 §7.2.3, darf der Nachweis der Tragsicherheit für Stutzbauwerke mit beidseits horizontalem Gelände mit $\gamma_f a_{g,d} S \leq 1.5 \text{ m/s}^2$ vernachlässigt werden.

3.13. Explosion

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Bemerkung: Der ausserordentliche Fall einer Explosion wird nicht näher betrachtet und als verbleibendes Restrisiko akzeptiert.

4. Gefährdungsbilder

4.1. Tragsicherheit

Für die betrachtete Restnutzungsdauer und Grenzzustand Typ 1 gilt die Tragsicherheit als nachgewiesen, wenn folgendes Kriterium erfüllt ist:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,sth}$$

Für die betrachtete Restnutzungsdauer und Grenzzustände Typ 2 und 3 gilt die Tragsicherheit als nachgewiesen, wenn folgendes Kriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq R_d$$

Zur Ermittlung der Tragsicherheit wird gemäss der Norm SIA 260 und SIA 269 für ständige Einwirkungen mit folgenden Einwirkungen und Lastbeiwerten gerechnet:

Einwirkungen	Lastbeiwert	Grenzzustand		
		Typ 1	Typ 2	Typ 3
Ständige Einwirkungen (inkl. Erdaufasten)				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup,act}$	1,05 ¹⁾	1,20 ¹⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf,act}$	0,95 ¹⁾	0,90 ¹⁾	1,00
¹⁾ $G_{k,act}$ wird entweder mit $\gamma_{G,sup,act}$ oder mit $\gamma_{G,inf,act}$ multipliziert, je nachdem, ob die Gesamtwirkung ungünstig oder günstig ist.				

Tabelle 6: Lastbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit nach SIA 269

Für aussergewöhnliche Überprüfungssituationen sind die Überprüfungswerte einer Auswirkung wie folgt zu ermitteln:

$$E_{d,act} = E(G_{k,act}, P_{k,act}, A_{d,act}, \psi_2 Q_{ki,act}, X_{d,act}, a_{d,act})$$

Einwirkungen	γ_F	Grenzzustand		
		Typ 1	Typ 2	Typ 3
Ständige Einwirkungen				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$	1,10 ¹⁾	1,35 ¹⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf}$	0,90 ¹⁾	0,80 ¹⁾	1,00
Veränderliche Einwirkungen				
– im Allgemeinen	γ_Q	1,50	1,50	1,30
– Strassenverkehrslasten	γ_Q	1,50	1,50	1,30
– Bahnverkehrslasten:				
– Lastmodelle 1, 2, 4 bis 7	γ_Q	1,45	1,45	1,25
– Lastmodell 3	γ_Q	1,45	1,20	1,25
Einwirkungen aus dem Baugrund				
Erdauflasten				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$	1,10	1,35 ^{2) 3)}	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf}$	0,90	0,80	1,00
Erddruck				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup}$	1,35	1,35	1,00
– günstig wirkend ⁴⁾	$\gamma_{G,Q,inf}$	0,80	0,70	1,00
Wasserdruck				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup}$	1,05	1,20 ³⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,Q,inf}$	0,95	0,90	1,00
¹⁾ G wird entweder mit $\gamma_{G,sup}$ oder mit $\gamma_{G,inf}$ multipliziert, je nachdem, ob die Gesamtauswirkung ungünstig oder günstig ist. ²⁾ Für Schütthöhen von 2 bis 6 m darf $\gamma_{G,sup}$ linear von 1,35 auf 1,20 reduziert werden. ³⁾ Bei Anwendung der Beobachtungsmethode sind gemäss Norm SIA 267 in bestimmten Fällen reduzierte Werte zulässig. ⁴⁾ Für passiven Erddruck als günstig wirkende Einwirkung gilt gemäss Norm SIA 267 $F_d = R_d$.				

Tabelle 7: Lastbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit nach Norm SIA 260

4.2. Tragsicherheit im Modell

Grenzwertspezifikation: ELU1-act

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 1 (1A)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	Eigenlast	1.05	1.05	1.05	1.05	0.95	0.95	0.95	0.95
2	Erddruck ständig	1.35	1.35	0.8	0.8	1.35	1.35	0.8	0.8
3	Erdwiderstand ständig	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
4	Nutzlast	1.45		1.45		1.45		1.45	

ELU2-act

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2a

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	Eigenlast	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9	0.9	0.9
2	Erddruck ständig	1.35	1.35	0.7	0.7	1.35	1.35	0.7	0.7
3	Erdwiderstand ständig	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
4	Nutzlast	1.45		1.45		1.45		1.45	

!GZ Tragsicherheit Typ 2a Acc

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2a

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen	
		1	2
1	Eigenlast	1	
2	Erddruck ständig	1	
3	Erdwiderstand ständig	1	
4	aussergewöhnlich	1	

Grenzwertspezifikation: !GZ Tragsicherheit Typ 3

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 3 (1C)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen	
		1	2
1	Eigenlast	1	1
2	Nutzlast	1.3	

Abbildung 12 : GZTKombinationen

5. Nachweise GZT Stützmauer

5.1. Kippen - GZT Typ 1

Die Kippsicherheit F_{Kippen} auf weichem Untergrund wird wie folgt definiert:

$$F_{Kippen} = \frac{e_{gr}}{-e_d \cdot \gamma_R} = \frac{b}{3 \cdot (-e_d) \cdot \gamma_R} \geq 1.00$$

Mit :

- e_{gr} : zulässige Exzentrizität der Resultierenden (= b/3)
- e_d : vorhandene Exzentrizität des Bemessungswertes der Resultierenden
(positiv = Resultierende rechts von der Fundamentachse)
- γ_R : Partialfaktor für den Tragwiderstand
- b : Fundamentbreite

Ergebnisse von allen Einwirkungskombinationen

GWS	EWK	Kippen [-]
5	1	Fehler
	2	1.78
	3	0.81
	4	3.24
	5	Fehler
	6	1.61
	7	0.73
	8	2.87

* Fehler: die Resultierende Fundamentkraft liegt ausserhalb der Fundamentsohle.

Tabelle 8 : Kippnachweis

5.2. Gleiten - GZT Typ 2

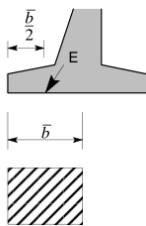
Die Gleitsicherheit F_{Gleiten} wird wie folgt definiert:

$$F_{\text{Gleiten}} = \frac{R_d}{E_{t,d} \cdot \gamma_R} \geq 1.00$$

Mit :

$$R_d = E_{n,d} \cdot \frac{\tan(\varphi_k' \cdot \delta_s)}{\gamma_{M,\varphi}} + \frac{c_k}{\gamma_{M,c}} \cdot \frac{\bar{b}}{\cos \alpha} + \frac{S_k}{\gamma_M} \cdot \cos \alpha$$

- R_d : Widerstand gegenüber Gleiten
- $E_{t,d}$: resultierenden Fundamentkraft parallel zur Fundamentsohle
- $E_{n,d}$: resultierenden Fundamentkraft normal zur Fundamentsohle
- φ_k' : charakteristischer, gemittelter Wert des Reibungswinkels
- c_k : charakteristischer, gemittelter Wert der Kohäsion
- δ_s : Sohlreibungswinkel als Bruchteil von φ_k'
- \bar{b} : reduzierte Fundamentbreite (siehe Figur C-5 auf Seite C-11)



- \bar{b} : reduzierte Fundamentbreite (siehe Figur C-5 auf Seite C-11)
- α : Neigung der Fundamentsohle
- S_k : charakteristischer Wert einer horizontalen Spornkraft
- γ_R : Partialfaktor für den Tragwiderstand
- $\gamma_{M,c}$: Widerstandsbeiwert der Kohäsion
- $\gamma_{M,\varphi}$: Widerstandsbeiwert des Reibungswinkels
- γ_M : Widerstandsbeiwert der Spornkraft

Ergebnisse von allen Einwirkungskombinationen - standard Bemessungssituation

GWS	EWK	Kippen [-]	Gleiten [-]
6	1		1.35
	2		3.31
	3		1.88
	4		3.31
	5		Fehler
	6		3.17
	7		1.49
	8		3.31

* Fehler: die Resultierende Fundamentkraft liegt ausserhalb der Fundamentsohle.

Tabelle 9 : Gleitnachweis - standard Bemessungssituation

Ergebnisse von aussergewöhnlichen Bemessungssituation

GWS	EWK	Kippen [-]	Gleiten [-]
8	1		Fehler

Tabelle 10 : Gleitnachweis - aussergewöhnliche Bemessungssituation

5.3. Grundbruch - GZT Typ 2

Die Grundbruchsicherheit $F_{stat\ GB}$ wird wie folgt definiert:

$$F_{stat\ GB} = \frac{R_d}{E_{v,d} \cdot \gamma_R} = \frac{\sigma_{f,d} \cdot \bar{b}}{E_{v,d} \cdot \gamma_R} \geq 1.00$$

Mit:

- $F_{stat\ GB}$: vorhandene Sicherheit gegenüber statischem Grundbruch
- R_d : Bemessungswert des Tragwiderstandes gegenüber statischem Grundbruch
- $E_{v,d}$: Bemessungswert des vertikalen Anteils der Resultierenden (Auswirkung)
- $\sigma_{f,d}$: Bemessungswert der Bruchspannung, siehe unten
- \bar{b} : wirksame, reduzierte Fundamentbreite
- γ_R : Partialfaktor für den Tragwiderstand

Die Bruchspannung wird mit der Tragfähigkeitsformel von Terzaghi und der Tragfähigkeitsfaktoren von Brinch Hansen ermittelt:

$$\sigma_f = c N_c + (\gamma t + q) N_q + \frac{1}{2} \bar{b} \gamma N_\gamma$$

Ergebnisse von allen Einwirkungskombinationen - standard Bemessungssituation

GWS	EWK	Kippen [-]	Gleiten [-]	Grundbruch [-]
6	1		1.35	0.16
	2		3.31	2.60
	3		1.88	0.72
	4		3.31	3.53
	5		Fehler	Fehler
	6		3.17	2.11
	7		1.49	0.14
	8		3.31	3.42

* Fehler: die Resultierende Fundamentkraft liegt ausserhalb der Fundamentsohle.

Tabelle 11 : Grundbruchnachweis- standard Bemessungssituation

Ergebnisse von aussergewöhnlichen Bemessungssituation

GWS	EWK	Kippen [-]	Gleiten [-]	Grundbruch [-]
8	1		Fehler	Fehler

Tabelle 12 : Grundbruchnachweis- aussergewöhnliche Bemessungssituation

5.4. Standsicherheit - GZT Typ 3

Die Standsicherheit wird durch die Formulierung des globalen Gleichgewichtes der Lamellenkräfte nach den anerkannten Methoden von Krey bestimmt.

Der Sicherheitsfaktor ist wie folgt definiert:

$$F = \frac{\tau_d}{\tau_{vorhanden}} = \frac{\sum_i \text{Rückhaltende Momente}}{\sum_i \text{Treibende Momente}}$$

$$F^{iter+1} = \frac{\sum_i [c_i \Delta x_i + (G_i + V_i - u \Delta x_i) \tan \varphi_i] \frac{1}{m_{ai}} + \sum_j S_j \cos(\alpha_j - \omega_j) + \sum_k [A_{Vk} \tan \varphi_i \frac{1}{m_{ai}}]}{\sum_i (G_i + V_i) \sin \alpha_i + \sum_l H_l \left(\frac{y_m - y_{Hl}}{R} \right) + \sum_k [A_{Vk} \sin \alpha_k - A_{Hk} \cos \alpha_k]}$$

mit

$$m_{ai} = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{F^{iter}} \right]$$

F^{iter} : Standsicherheit im Iterationsschritt 'iter'

Kräfte:

G : Gewicht der Lamelle

H : Summe der Horizontalkräfte auf die Lamelle

V : Summe der äusseren Vertikalkräfte auf die Lamelle

A_H, A_V : Horizontal- und Vertikalkomponente der Kräfte von Anker bzw. Haftungselementen

S : Scherwiderstand

Koordinaten und Längen:

x_m, y_m : Koordinaten des Gleitkreismittelpunktes

y_H : y-Koordinate der resultierenden Horizontalkraft H

Δx : Breite der Lamelle

R : Gleitkreisradius

Winkel:

α_i : Neigung der Lamellenunterkante im Punkt P

β : Neigung der Wasserspiegeloberfläche

α_k : Neigung der Gleitlinie beim Schnittpunkt mit dem Anker

ω : Neigung des Scherwiderstandes

α_j : Neigung der Gleitlinie beim Schnittpunkt mit dem Scherwiderstand

Bodenkennwerte:

φ : Reibungswinkel im Punkt P

c : Kohäsion im Punkt P

u : absoluter Porenwasserdruck im Punkt P

Indizes:

i : Anzahl Lamellen

j : Anzahl Scherwiderstände

k : Anzahl Anker bzw. Haftungselemente

l : Anzahl Horizontalkräfte

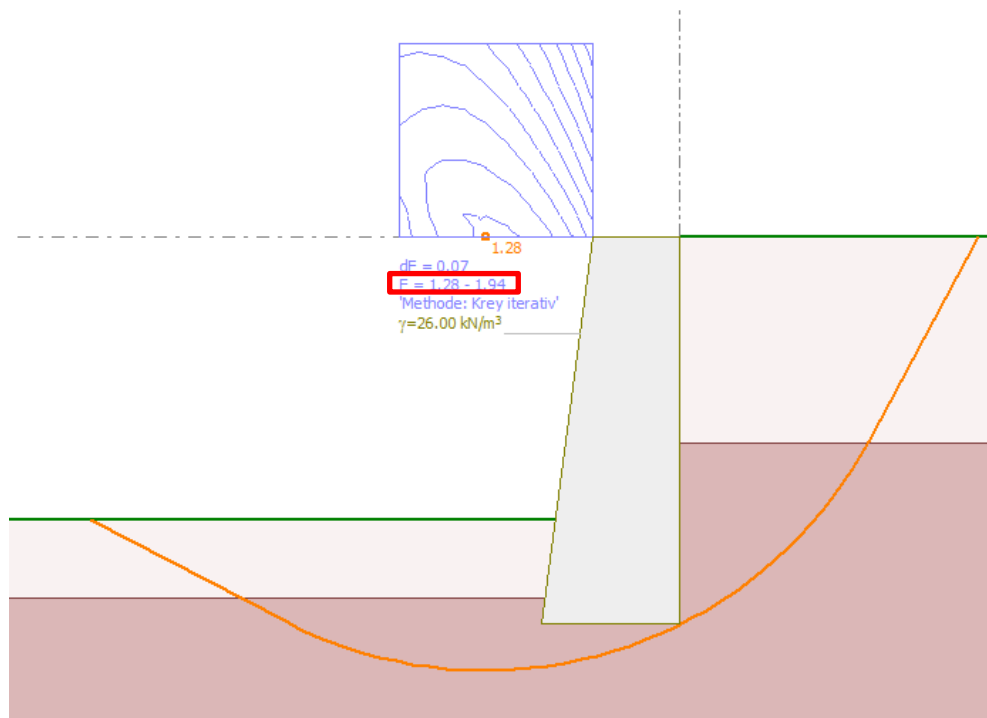


Abbildung 13 : Standsicherheit gemäss Krey

5.5. Innere Tragsicherheit - GZT Typ 2

Da die Resultierende Fundamentkraft liegt ausserhalb der Fundamentsohle für einige Einwirkungskombinationen, die innere Kräfte wurden bei dem Programm nur für die Einwirkungskombinationen ohne Bahnlasten berechnet. Die Kräfte von Bahnlasten sind bei Hand kalkuliert und addiert zu die von Programm.

Innere Kräfte (ohne Bahnlasten)

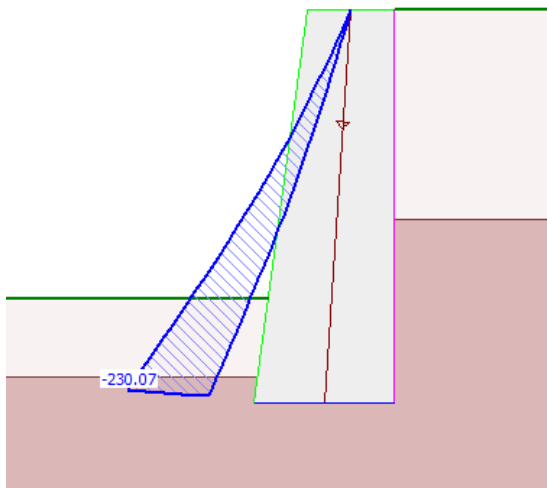


Abbildung 14 : Grenzwerte der Normalkraft [kN]

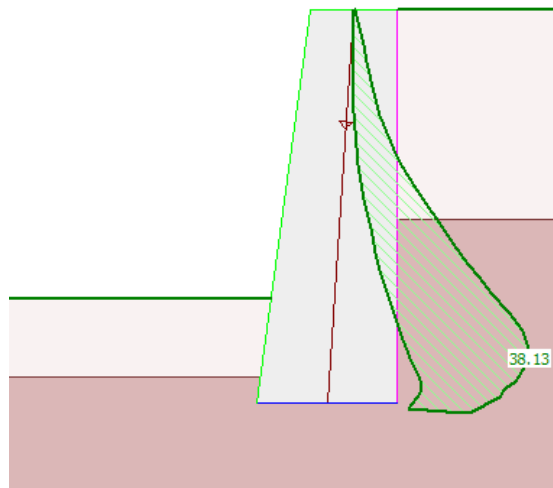


Abbildung 15 : Grenzwerte der Querkraft [kN]

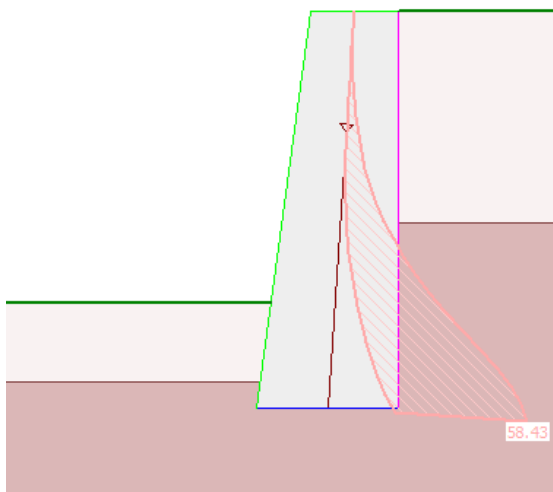


Abbildung 16 : Grenzwerte der Biegung [kNm]

Projekt SZU

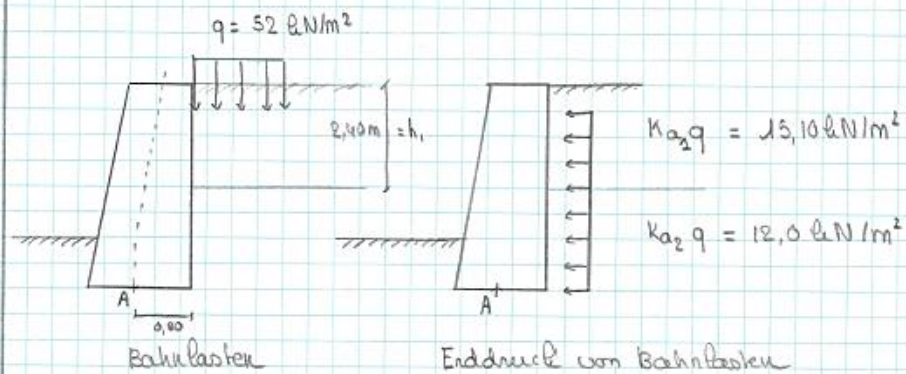
No.

Dat. 22.07.19

Thema Sihlwald

Verf.

Seite 1

Innere Kräfte (Bahnlasten)

hyp: die 10 cm Abstand last - Stützmauer sind vernachlässig.

Baugrund

SIA 261 Anhang B

$\varphi_1 = 29^\circ$

$\rightarrow K_{a1} = 0,29$

$\varphi_2 = 35^\circ$

$\rightarrow K_{a2} = 0,23$

hyp: $\delta_k = 24/3$

Innere Kräfte

$$H_{\max} = (H_{q1} + H_{q2}) \cdot \gamma_q + H_{Gd}$$

$$= 1,45 (39,3 + 26,5) + 59 = \boxed{156 \text{ kNm}}$$

$$H_{q1} = K_{a1} q h_1 \cdot \left(\frac{1}{2} h_1 + h_2 \right) = 15,10 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2,40 + 2,10 \right)$$

$$= 39,3 \text{ kNm/m}$$

$$H_{q2} = K_{a2} q h_2 \cdot \frac{h_2}{2} = 12,0 \cdot \frac{2,10^2}{2}$$

$$= 26,5 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\max} = V_q \cdot \gamma_q + V_{Gd} = 51 \cdot 1,45 + 39$$

$$= \boxed{113 \text{ kN/m}}$$

$$V_{q\max} = K_{a1} q (h_1 + h_2) + K_{a2} q h_2 = 15,10 (2,40 + 2,10) + 12,0 \cdot 2,10$$

$$= 51 \text{ kN/m}$$

Nachweis Interaktion Normalkraft und Biegung

Gemäss SIA266/2 §4.3.2.2, kann für den Nachweis der Tragsicherheit einer vereinfacht rechteckförmigen Spannungsverteilung im Querschnitt angenommen werden.

Die Exzentrizität-Normalkraft-Interaktion ist mit den zwei folgenden Bedingungen beschränkt:

- $e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} \leq \frac{t_w}{2} \left(1 - \frac{N_{xd}}{l_w t_w f_{xd}} \right)$
- $e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} \leq \frac{t_w}{2} - 25mm \quad \text{für } t_w > 0.20m$

A.N.

$$M_{yd,max} = 156 \text{ kNm}$$

$$N_{xd,max} = 230 \text{ kN}$$

$$f_{xk} = 3 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{xd} = \eta_1 \frac{f_{xk}}{\gamma_M} = 1.0 * \frac{3}{2.5} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} = \frac{156}{230} = 0.678 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \leq \frac{t_w}{2} \left(1 - \frac{N_{xd}}{l_w t_w f_{xd}} \right) = \frac{1.60}{2} \left(1 - \frac{230}{1.0 * 1.60 * 1.2 * 10^3} \right) = 0.704 \text{ m} \\ \leq \frac{t_w}{2} - 25mm = \frac{1.60}{2} - 0.025 = 0.775 \text{ m} \end{array} \right.$$

=> Nachweis der Exzentrizität erfüllt

$$A_{eq} = l_w(t_w - 2e_{zd}) = 1000 * (1600 - 2 * 678) = 24.4 * 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{N_{xd}}{A_{eq}} = \frac{230 * 10^3}{24.4 * 10^4} = 0.94 \text{ N/mm}^2 \leq f_{xd} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

=> Nachweis erfüllt

Querkraft

$$V_{y,max} = 113 \text{ kN/m}$$

$$f_{yk} = 0.5f_{xk} = 0.5 * 1.2 = 0.6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_y = h * l = 1.0 * 1.0 = 1.0 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{d,y} = \frac{V_y}{A_y} = \frac{113 * 10^3}{1 * 10^6} = 0.113 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yk} = 0.6 \text{ N/mm}^2$$

=> Nachweis erfüllt

6. Zusammenfassung

Die Natursteinstützmauer Fachwerkbrücke Sihlwald besteht seit 127 Jahren ohne wesentliche bauliche Massnahmen. Dementsprechend sind üblichen Alterungserscheinungen wie Naturstein- und Fugenverwitterung weit fortgeschritten. Die Höhe der Mauer (Böschungskante bis OK Mauerkrone) variiert von rund 0.50 bis 3.30 m. Das Bahntrasse verläuft hinter der Mauer, unterhalb von ihr verläuft die Sihl. Die Stützmauer ist im Rahmen der Sanierung auf dessen statischen Zustand zu überprüfen.

Die statische Berechnung wurde gemäss der Normenreihe SIA 269 "Erhaltung von Tragwerken" ausgeführt. Mit dem Bezug auf diese Normenreihe wurden die ständigen Lasten für die Tragsicherheitsnachweise mit reduzierten Faktoren multipliziert.

Die Resultate der Tragsicherheitsnachweise sind in der Tabelle 13 und Tabelle 14 zusammengefasst.

Nachfolgend sind die Erfüllungsgrade der einzelnen Nachweise aufgelistet:

Nachweis	Kippen	Gleiten	Grundbruch	Standicherheit
Minimum Erfüllungs-grad / - faktor [-]	nicht erfüllt	nicht erfüllt	nicht erfüllt	1.28

Tabelle 13 : Zusammenfassung Stabilitätsnachweis der Stützmauer

Nachweis	Bemessungswert	Widerstand	Erfüllungs-grad / - faktor [-]
Interaktion N-M			
Exzentrizität	0.678 [m]	0.704 [m]	1.03
Druck	0.94 [N/mm ²]	1.2 [N/mm ²]	1.28
Querkraft	0.113 [N/mm ²]	0.6 [N/mm ²]	5.3

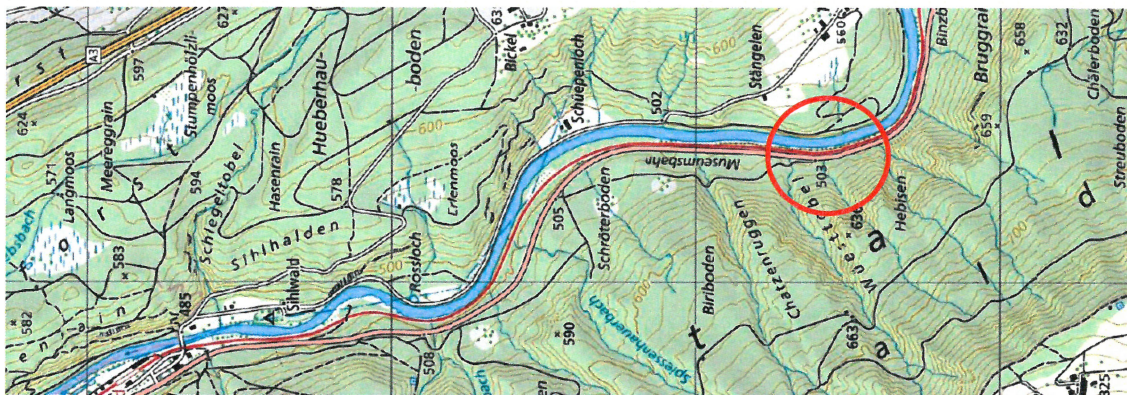
Tabelle 14 : Zusammenfassung innere Tragsicherheit der Stützmauer

- Der Kippnachweis der Stützmauer gemäss SIA267 [2013] ist nicht erfüllt.
- Der Gleitnachweis der Stützmauer gemäss SIA267 [2013] ist nicht erfüllt.
- Der Nachweis des Grundbruches gemäss SIA267 [2013] ist nicht erfüllt.
- Die Standicherheit der Stützmauer ist erfüllt.
- Der Schubnachweis der Stützmauer ist erfüllt.
- Der Nachweis der Interaktion Normalkraft-Biegung der Stützmauer ist erfüllt.

Aufgrund der Resultate der statischen Nachrechnungen ist ein Ersatz der Stützmauer erforderlich.

Linie: 712 S4
Km: 15.848
Kanton: Zürich
Gemeinde(n): Horgen
Projektnummer: 8246
Phase: Vorprojekt
Datum: 28.08.2019

Projekt: Sanierung den Bachdurchlässen





Statischer Bericht

Bauherrschaft

Lukas Scheu Efstratios Dartzalis
Projektleiter Fahrbahn Abteilungsleiter Bau

Sihltal Zürich Uetliberg Bahn SZU
Abteilung Bau
Wolframplatz 21
8045 Zürich
Direkt +41 (0) 44 206 45 41
lukas.scheu@szu.ch

Projektverfasser

 
Pascal Guignard Joséphine Vivant
Projektleiter Projektleiter Stv.

Gruner Wepf AG, Zürich
Abteilung Kunstbauten
Thurgauerstrasse 56
8050 Zürich
Direkt +41(0) 43 299 74 57
pascal.quignard@gruner.ch

Inhaltsverzeichnis

1.	Grundlagen	3
1.1.	Übersicht	3
1.2.	Plan- und Berechnungsgrundlagen.....	3
1.2.1.	Bestehende Grundlagen des Bauwerks.....	5
1.2.2.	Berechnungsgrundlagen	5
1.3.	Baustoffe [SIA266/2, Materialtechnische Untersuchung].....	5
1.4.	Geologie	6
1.5.	EDV - Programme	6
2.	Modellbildung	7
3.	Einwirkungen gemäss der Norm SIA 261 und 269/1	9
3.1.	Eigenlasten.....	9
3.2.	Ständige Auflasten	9
3.3.	Baugrund	9
3.4.	Schnee	9
3.5.	Wind	10
3.6.	Temperatur.....	10
3.7.	Normalspurbahnverkehr.....	10
3.8.	Abschrankungen	10
3.9.	Anprall	11
3.10.	Brand	11
3.11.	Erdbeben	11
3.12.	Explosion	11
4.	Gefährdungsbilder	12
4.1.	Tragsicherheit.....	12
4.2.	Tragsicherheit im Modell	13
5.	Modell- und Lastannahmen.....	14
5.1.	Eigenlasten.....	14
5.2.	Ständige Auflasten	14
5.3.	Erddruck	15
5.4.	Bahnverkehr	15
6.	Nachweise GZT.....	17
6.1.	Innere Kräfte.....	17
6.2.	Tragsicherheit - GZT Typ 2	19
7.	Zusammenfassung.....	22

1. Grundlagen

1.1. Übersicht

Die Sihltalbahn-Linie S4 feierte im Jahr 2017 ihr 125-jähriges Bestehen. Auf dem Streckenabschnitt Sihlwald-Sihlbrugg befinden sich 7 weitere Bachdurchlässe (Bachdurchlässe: oberer-, mittlerer- und unterer Hebisenbach, Wüsttobelbach, Birribodenbach, Spiessenhaubach, Bachtobelbach), welche als Mauerwerksgewölbe ausgebildet sind. Im Rahmen dieses Projekt werden die 7 Bachdurchlässe saniert. Diese Bachdurchlässe sind in gleichem Masse wie der Durchlass Oberre Hebisenbach schadhaft. Die durchschnittliche Lichtweite beträgt ca. 2.0 m und die Gewölbe haben eine durchschnittliche Höhe von ca. 2.0 m. Der Bachdurchlass "Unter Hebisenbach" wird als repräsentativer Bachdurchlass gewählt. Der Bachdurchlass ist im Rahmen der Sanierung auf dessen statischen Zustand zu überprüfen.

Die statische Berechnung wurde gemäss der Normenreihe SIA 269 "Erhaltung von Tragwerken" ausgeführt. Mit dem Bezug auf diese Normenreihe wurden die ständigen Lasten für die Tragsicherheitsnachweise mit reduzierten Faktoren multipliziert.

1.2. Plan- und Berechnungsgrundlagen

OK Schiene

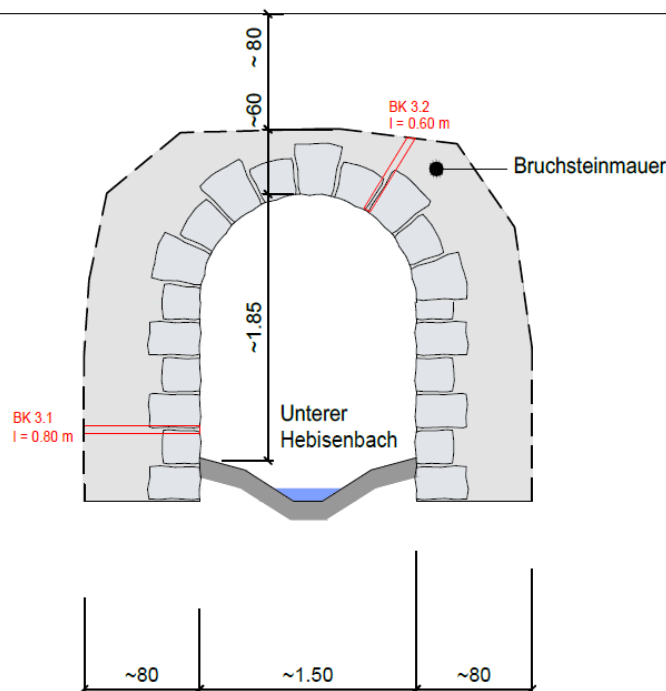


Abbildung 1 : Querschnitt

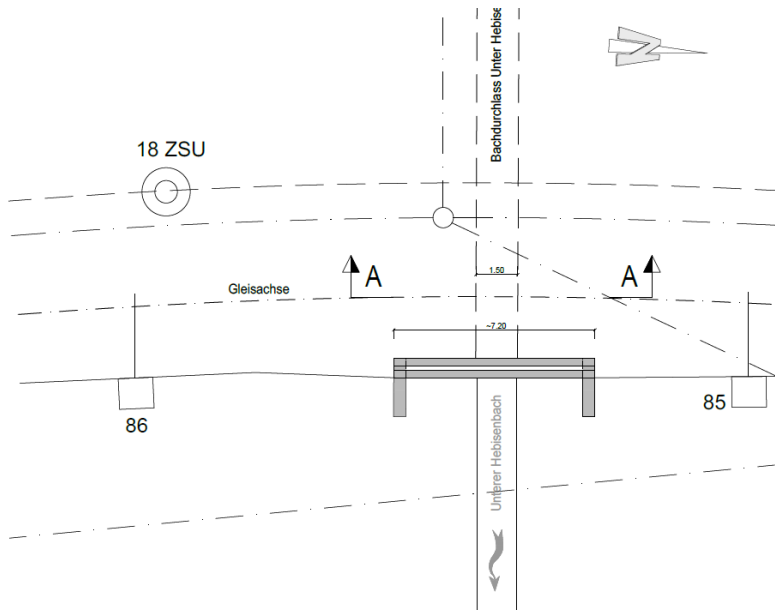


Abbildung 2 : Grundriss

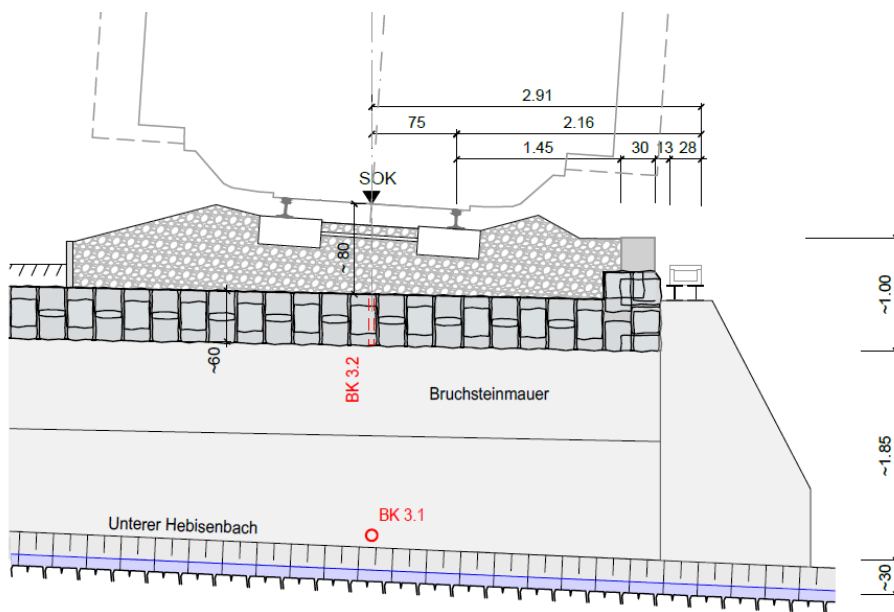


Abbildung 3 : Längsschnitt

1.2.1. Bestehende Grundlagen des Bauwerks

Pläne

Titel	Datum
Bachdurchlass Unter Hebisenbach - S4, Km 15.848 - SZU	06.15
Bachdurchlass Unter Hebisenbach, km 15.848, Bestandsplan - Gruner Wepf AG	28.08.19

Aufnahmen

Geologisch - Geotechnischer Bericht, CSD, 19.03.18

Materialtechnische Untersuchung der Stützmauer, Materialtechnik am Bau AG, 11.07.19

Zusätzliche Aufnahmen, Flückiger + Bosshard AG, 05.03.18

Schottersondage, 17.05.19

Berichte

Projektpflichtenheft - Sanierung der Stützmauer Carbura, SZU, 08.01.19

Nutzungsvereinbarung, 26.08.19

Technischer Bericht, 29.08.19

1.2.2. Berechnungsgrundlagen

Als Berechnungsgrundlagen gelten folgende SIA Normen:

- [1] SIA, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, SIA 260, 2013
- [2] SIA, Einwirkungen auf Tragwerke, SIA 261, 2014
- [3] SIA, Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen, SIA 261/1, 2003
- [4] SIA, Betonbau, SIA 262, 2013
- [5] SIA, Betonbau – Ergänzende Festlegungen, SIA 262/1, 2013
- [6] SIA, Stahlbau, SIA 263, 2013
- [7] SIA, Mauerwerk, SIA 266, 2015
- [8] SIA, Natursteinmauerwerk, SIA 266/2, 2012
- [9] SIA, Erhaltung von Tragwerken, SIA 269-1/7, 2011

1.3. Baustoffe [SIA266/2, Materialtechnische Untersuchung]

Laboruntersuchungen wurde vom Materialtechnik am Bau AG durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in die folgenden Tabellen zusammengefasst.

Baustoff	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Rohdichte [kg/m ³]
	Mittelwert ± Standardabweichung	
Mauerstein	210.6	2619
Mörtel	5.7	nicht bemesst

Tabelle 1 : Druckfestigkeit und Rohdichte nach Baustoffen [Materialtechnische Untersuchung der Stützmauer]

Verbandsart	Bauteile	f_{xk} [N/mm ²]
Bruchstein-Schichtenmauerwerk	Mauermantel [Widerlager: 0 - 30 cm Tiefe; Gewölbe: 0-50 cm Tiefe]	8
Bruchsteinmauerwerk	Mauerkern [ab 30 bzw. 50 cm Tiefe]	5

Tabelle 2 : Einstufung der Mauerwerksfestigkeit (f_{xk}) gemäss SIA 266/2 [Materialtechnische Untersuchung der Stützmauer]

Die Mauersteine zeigen ein durchschnittliche E-Modul von 41.1 kN/mm² (statisch) bzw. 41.5 kN/mm² (dynamisch).

1.4. Geologie

Hypothese:

- 0 bis 3.2 m unter OK Terrain Deckschichten
- von 3.2 m unter OK Terrain Sihlschotter

Schicht	Raumgewicht	Reibungswinkel	Kohäsion	Zusammendrückungsmodul
	γ_e [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ³]	M_E [MN/m ²]
Deckschichten	17 - 19	27 - 31	0 - 5	10 - 20
Sihlschotter	18 - 20	33 - 37	0	50 - 100

Tabelle 3 : Baugrundwerte - Geologischer Bericht

Im Modell sind die Mittelwerte des Baugrunds benutzt.

Schicht	Raumgewicht	Reibungswinkel	Kohäsion	Zusammendrückungsmodul
	γ_e [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ³]	M_E [MN/m ²]
Deckschichten	18	29	0	15
Sihlschotter	19	35	0	75

Tabelle 4 : Baugrundwerte - im Modell

1.5. EDV - Programme

- Bachdurchlass Statik STATIK 7 (Cubus AG)

2. Modellbildung

Für die Nachweise des Bachdurchlasses wird ein Gewölbemodell in 2D mit dem Programm STATIK-7 erstellt.

Ein Naturstein Gewölbe ist modelliert. Das Widerlager weist eine Stärke von 80 cm auf, das Gewölbe eine Stärke von 60 cm gemäss den Bohrkernen von 2019. Der Bachdurchlass weist eine Höhe von 2.35 m ab Oberkante Gelände bis Mittelachse des Gewölbes und eine Breite von 2.3 m. Das Gewölbe befindet sich in der Deckschicht. Die folgenden Steifigkeiten ($k_{\theta} = 10^6 \text{ kNm}$ und $k_z = 10^6 \text{ kN/m}$) sind am Fuss der Widerlager angenommen worden.

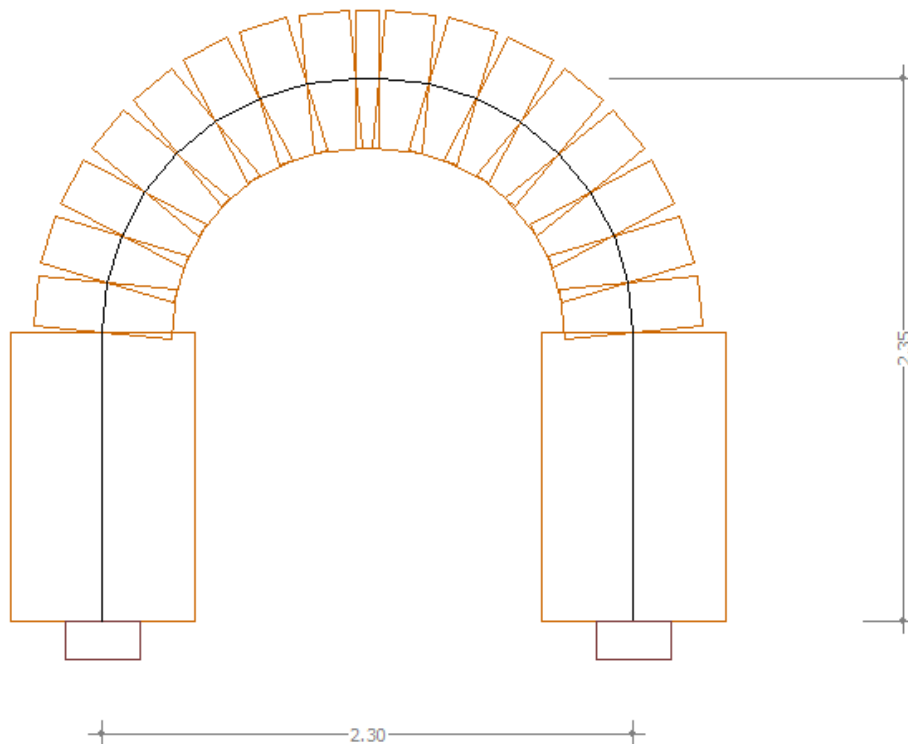


Abbildung 4 : Gewölbemodell im STATIK 7 für den Nachweis des Bestandes

STRUKTUR 2D**KNOTENDATEN**

Id	Koordinaten		DX [kN/m]	Lagerung		Spezielles
	X [m]	Z [m]		DZ [kN/m]	RY [kNm]	
K_1	0	0	B	100000.000	100000.000	
K_2	2.30	0	B	100000.000	100000.000	
!1	0	1.25				
!2	2.30	1.25				
!3	0.02	1.47				
!4	2.28	1.47				
!5	0.08	1.67				
!6	2.22	1.67				
!7	0.19	1.86				
!8	2.11	1.86				
!9	0.32	2.03				
!10	1.98	2.03				
!11	0.49	2.17				
!12	1.81	2.17				
!13	0.68	2.27				
!14	1.62	2.27				
!15	0.89	2.33				
!16	1.41	2.33				
!17	1.10	2.35				
!18	1.20	2.35				

B : blockiert

STABDATEN

Id	Querschnitt Name>Variante	Knoten		Länge [m]	Status	Spezielles
		Anfang	Ende			
S_1	M80	K_1	!1	1.25		
S_2	M60	!1	!3	0.22		
S_3	M60	!3	!5	0.22		
S_4	M60	!5	!7	0.22		
S_5	M60	!7	!9	0.22		
S_6	M60	!9	!11	0.22		
S_7	M60	!11	!13	0.22		
S_8	M60	!13	!15	0.22		
S_9	M60	!15	!17	0.22		
S_10	M60	!17	!18	0.10		
S_11	M60	!16	!18	0.22		
S_12	M60	!14	!16	0.22		
S_13	M60	!12	!14	0.22		
S_14	M60	!10	!12	0.22		
S_15	M60	!8	!10	0.22		
S_16	M60	!6	!8	0.22		
S_17	M60	!4	!6	0.22		
S_18	M60	!2	!4	0.22		
S_19	M80	K_2	!2	1.25		

Querschnitte: Geometrie

Name	Variante	Baustoffe	Typ	Abmessungen [m]
M60		M3	S-R	B=1.00, H=0.60 $y_B=-0.50, y_R=0.50, z_B=-0.30, z_T=0.30$
M80		M3	S-R	B=1.00, H=0.80 $y_B=-0.50, y_R=0.50, z_B=-0.40, z_T=0.40$

Baustoffe : s. Tabelle 'Baustoffe'

Baustoffe

ID	Typ	Bauteil	E [kN/mm ²]	G [kN/mm ²]	v	p [t/m ³]	α [%]	Klasse	f [N/mm ²]	
S	Baustahl	(allgemein)	210	81	0.30	8.0	0.012	S235	235.0	f _y
M3	Mauerwerk	(allgemein)	41	17	0.20	2.6	0.005	ROCHE		

Abbildung 5 : Strukturmodell im Statik 7

3. Einwirkungen gemäss der Norm SIA 261 und 269/1

3.1. Eigenlasten

Kalkstein

$$\gamma_{Gk} = 26.0 \text{ kN/m}^3$$

3.2. Ständige Auflasten

- | | | |
|------------|----------------------------------|------------------------------------|
| • Schotter | (0.50 m x 20 kN/m ³) | $g_{S,k} = 10.0 \text{ kN/m}^2$ |
| • PSS | (0.05 m x 20 kN/m ³) | $g_{PSS,k} = 1.0 \text{ kN/m}^2$ |
| • Fibradur | (0.05 m x 24 kN/m ³) | $g_{F,k} = 1.2 \text{ kN/m}^2$ |
| • Schiene | | $\gamma_{SC} = 2.0 \text{ kN/m}^3$ |

Da der Einfluss von den Schienen nicht massgebend ist, ist das Gewicht von den Schienen im Modell vernachlässigt.

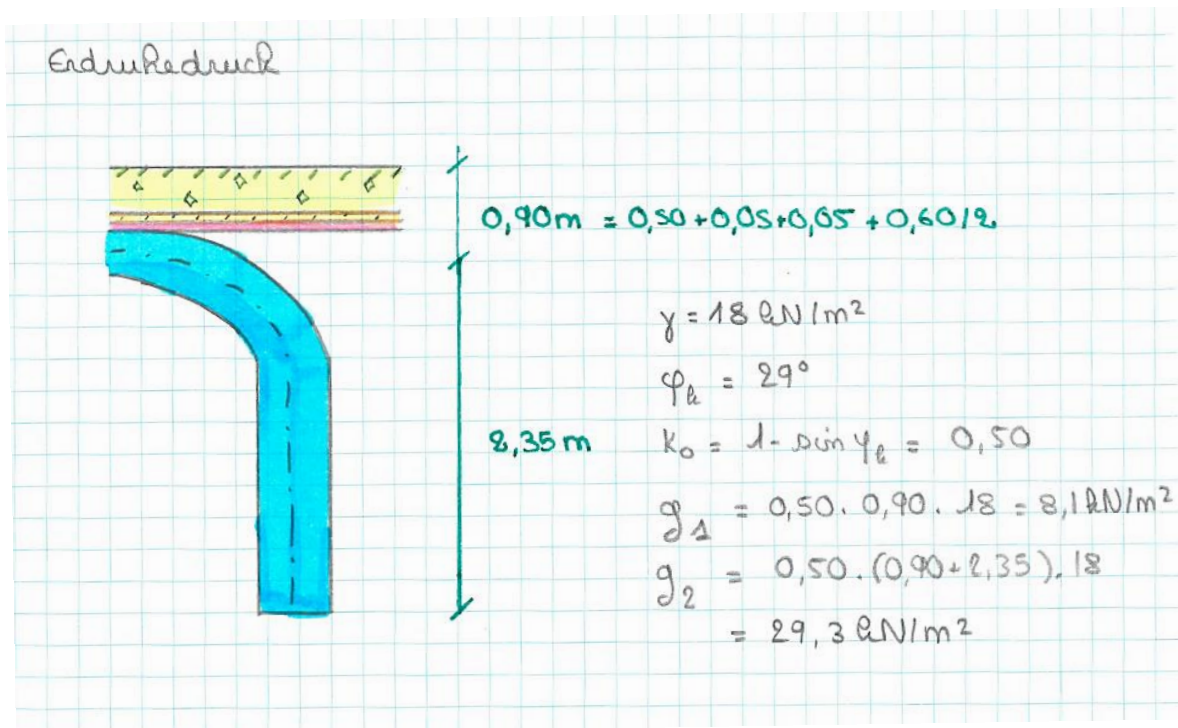
3.3. Baugrund

- ständige Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Der Erdruhedruck hinter das Gewölbe wird berücksichtigt.

Erdruhedruckbeiwert: $K_0 = 1 - \sin(\phi_k) = 1 - \sin 29^\circ = 0.50$

Gemäss SIA261 §11.2.1.5, darf der dynamische Beiwert vernachlässigt werden.



Der hydrostatische Wasserdruck hinter der Mauer ist vernachlässigt.

3.4. Schnee

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Da der Bachdurchlass für Bahnverkehr bemessen wurde, ist die Lastkombination mit der Leiteinwirkung Schnee nicht massgebend.

3.5. Wind

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Da der Bachdurchlass für Bahnverkehr bemessen wurde, ist die Lastkombination mit der Leiteinwirkung Wind nicht massgebend.

3.6. Temperatur

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Da der Einfluss der Temperatur auf dem Bachdurchlass sehr gering ist, wird die Temperatureinwirkung vernachlässigt.

3.7. Normalspurbahnverkehr

Streckenklasse D4 gemäss SIA291/1 und Nutzungsvereinbarung

Die aktualisierten Einwirkungen sind unter Verwendung der Lastmodelle (Musterfahrzeuge) der Streckenklassen D4 zu bestimmen.

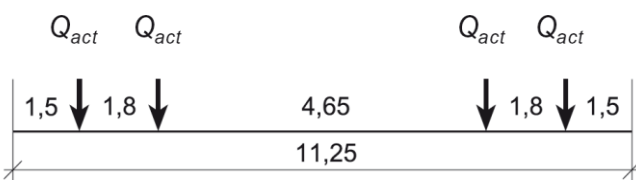
Streckenklasse	Nominelle Achslast Q_{act} [kN]	Geometrische Eigenschaften der Musterfahrzeuge, Abmessungen in m
D4	225	

Tabelle 5 : Aktualisierte Lastmodelle nach SIA269/1

Gemäss SIA269/1 §11.2.1.2 wird eine Erhöhung von 10% der nominellen Achslast wegen Achslastüberschreitungen angenommen.

Gemäss SIA261 §11.2.1.5 sind die Lasten über die Breite von 3.0 m und in einer Tiefe von 0.7 m unter der Fahrebene angenommen.

$$q_{act} = 1.10 * \frac{Q_{act}}{a * b} = 1.10 * \frac{225}{3.0 * 1.60} = 52 \text{ kN/m}^2$$

3.8. Abschränkungen

- veränderliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Es gibt kein Geländer auf dem Stützmauer.

3.9. Anprall

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Bemerkung: Der Lastfall ist im Rahmen dieser statischen Bemessung nicht zu prüfen.

3.10. Brand

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Bemerkung: Die Einwirkung Brand wird im Rahmen dieser statischen Überprüfung nicht berücksichtigt. Brände auf oder neben dem Bachdurchlass führen zu Schäden, welche als Risiko akzeptiert werden

3.11. Erdbeben

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Erdbebenzone Z1 : $a_{g,d} = 0.6 \text{ m/s}^2$

Gemäss SIA267 §7.2.3, darf der Nachweis der Tragsicherheit für Stutzbauwerke mit beidseits horizontalem Gelände mit $\gamma_f a_{g,d} S \leq 1.5 \text{ m/s}^2$ vernachlässigt werden.

3.12. Explosion

- aussergewöhnliche Einwirkung gemäss der Norm SIA 261 (2014).

Bemerkung: Der ausserordentliche Fall einer Explosion wird nicht näher betrachtet und als verbleibendes Restrisiko akzeptiert.

4. Gefährdungsbilder

4.1. Tragsicherheit

Für die betrachtete Restnutzungsdauer und Grenzzustand Typ 1 gilt die Tragsicherheit als nachgewiesen, wenn folgendes Kriterium erfüllt ist:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,sth}$$

Für die betrachtete Restnutzungsdauer und Grenzzustände Typ 2 und 3 gilt die Tragsicherheit als nachgewiesen, wenn folgendes Kriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq R_d$$

Zur Ermittlung der Tragsicherheit wird gemäss der Norm SIA 260 und SIA 269 für ständige Einwirkungen mit folgenden Einwirkungen und Lastbeiwerten gerechnet:

Einwirkungen	Lastbeiwert	Grenzzustand		
		Typ 1	Typ 2	Typ 3
Ständige Einwirkungen (inkl. Erdaufasten)				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup,act}$	1,05 ¹⁾	1,20 ¹⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf,act}$	0,95 ¹⁾	0,90 ¹⁾	1,00
¹⁾ $G_{k,act}$ wird entweder mit $\gamma_{G,sup,act}$ oder mit $\gamma_{G,inf,act}$ multipliziert, je nachdem, ob die Gesamtwirkung ungünstig oder günstig ist.				

Tabelle 6: Lastbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit nach SIA 269

Einwirkungen	γ_F	Grenzzustand		
		Typ 1	Typ 2	Typ 3
Ständige Einwirkungen				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$	1,10 ¹⁾	1,35 ¹⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf}$	0,90 ¹⁾	0,80 ¹⁾	1,00
Veränderliche Einwirkungen				
– im Allgemeinen	γ_Q	1,50	1,50	1,30
– Strassenverkehrslasten	γ_Q	1,50	1,50	1,30
– Bahnverkehrslasten:				
– Lastmodelle 1, 2, 4 bis 7	γ_Q	1,45	1,45	1,25
– Lastmodell 3	γ_Q	1,45	1,20	1,25
Einwirkungen aus dem Baugrund				
Erdaufasten				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$	1,10	1,35 ^{2) 3)}	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf}$	0,90	0,80	1,00
Erddruck				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup}$	1,35	1,35	1,00
– günstig wirkend ⁴⁾	$\gamma_{G,Q,inf}$	0,80	0,70	1,00
Wasserdruck				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup}$	1,05	1,20 ³⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,Q,inf}$	0,95	0,90	1,00
¹⁾ G wird entweder mit $\gamma_{G,sup}$ oder mit $\gamma_{G,inf}$ multipliziert, je nachdem, ob die Gesamtauswirkung ungünstig oder günstig ist. ²⁾ Für Schütthöhen von 2 bis 6 m darf $\gamma_{G,sup}$ linear von 1,35 auf 1,20 reduziert werden. ³⁾ Bei Anwendung der Beobachtungsmethode sind gemäss Norm SIA 267 in bestimmten Fällen reduzierte Werte zulässig. ⁴⁾ Für passiven Erddruck als günstig wirkende Einwirkung gilt gemäss Norm SIA 267 $F_d = R_d$.				

Tabelle 7: Lastbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit nach Norm SIA 260

4.2. Tragsicherheit im Modell

Grenzwertspezifikation: ELU2-Train

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	2	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1.2	0.9	
2	Auflasten	1	1.2	0.9	
3	Erddruck ständig	1	1.35	0.7	
4	Nutzlast	1	1.45	1.45	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation ELU2-Train

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		A0 Poids propre	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Surcharge	1.000	
Erddruck ständig		ständig		K2 Poussée des terres repos/repos	1.000	
Nutzlast		wo massgebend		B3 Train centré	1.000	C3_1
				B4 Poussée des terres due à B3	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Abbildung 6 : GZTKombination

5. Modell- und Lastannahmen

5.1. Eigenlasten

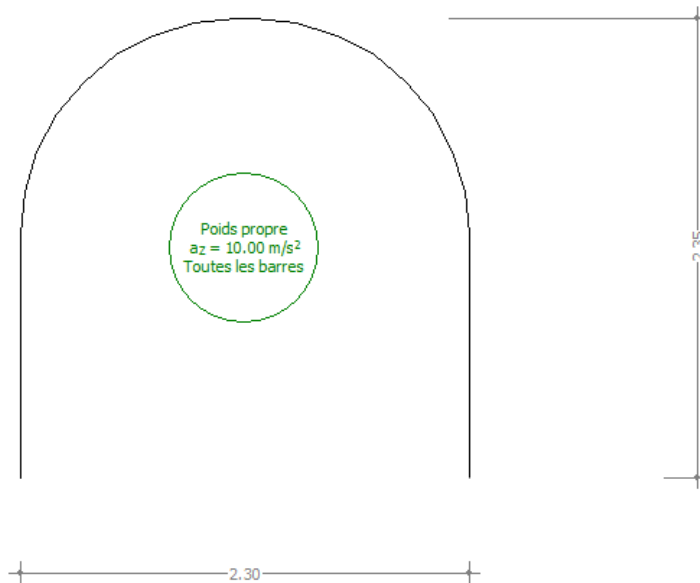


Abbildung 7 : Eigenlasten im Statik 7

5.2. Ständige Auflasten

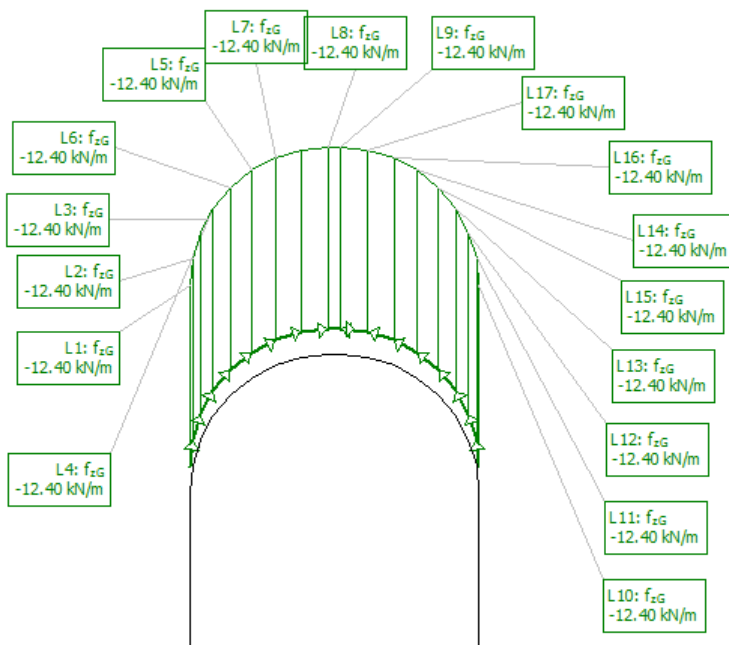


Abbildung 8 : Ständige Auflasten im Statik 7

5.3. Erddruck

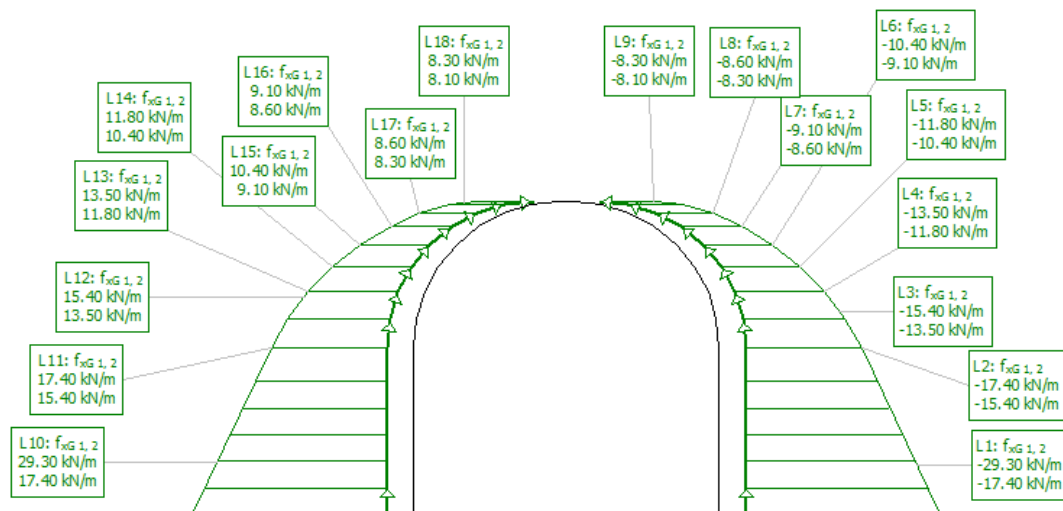


Abbildung 9 : Erdruhedruck im Statik 7

5.4. Bahnverkehr

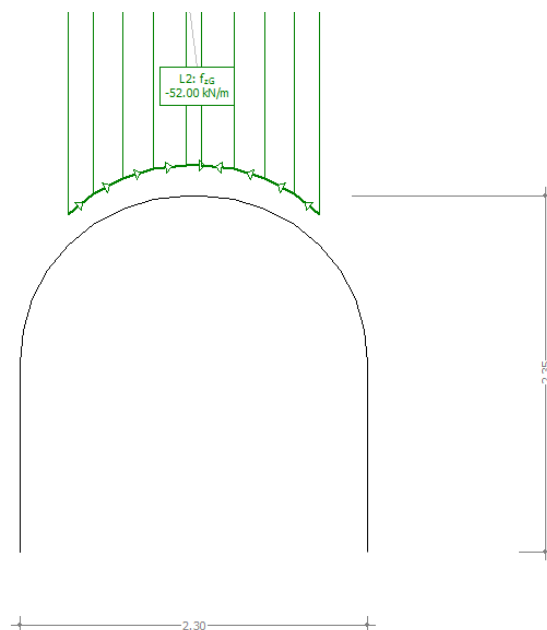


Abbildung 10 : Symmetrische Normalspurbahnlasten im Modell

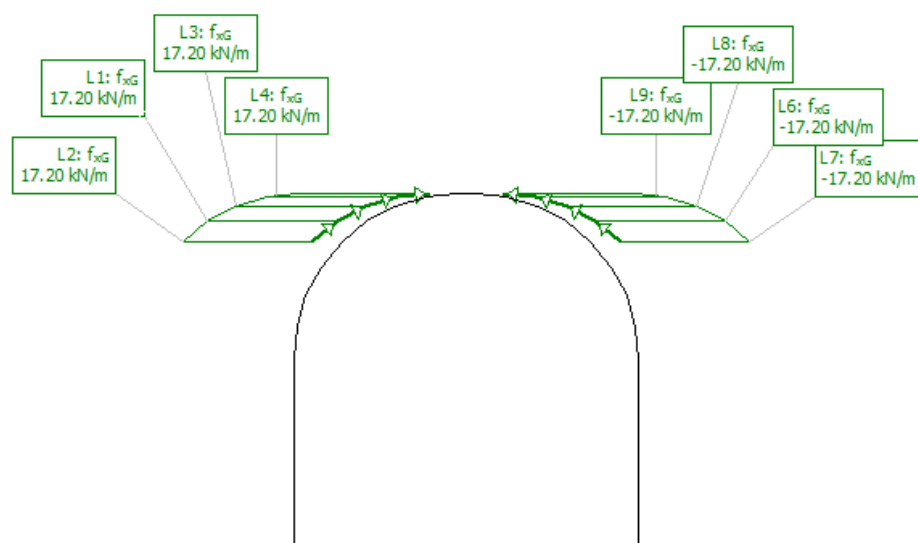


Abbildung 11 : Erddruck infolge Bahnverkehr

6. Nachweise GZT

6.1. Innere Kräfte

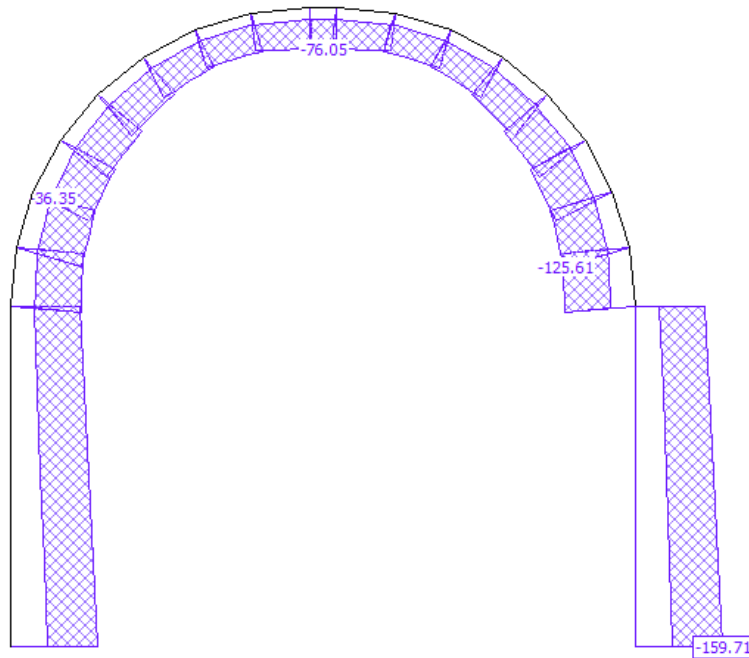


Abbildung 12 : Grenzwerte der Normalkraft [kN]

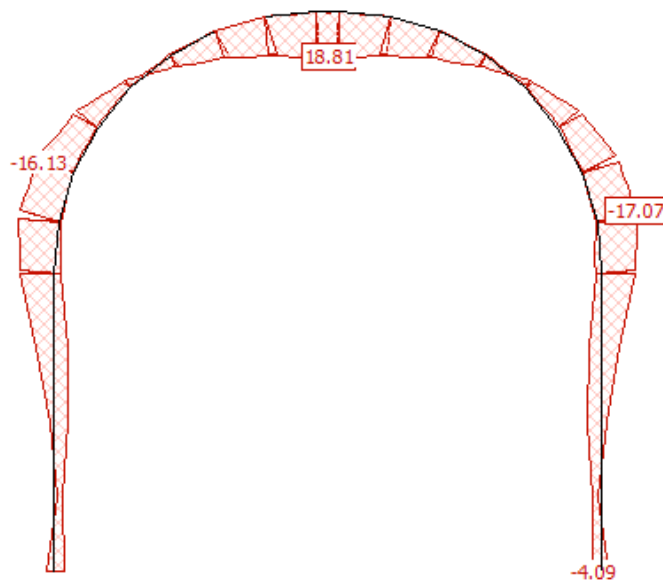


Abbildung 13 : Grenzwerte der Biegung [kNm]

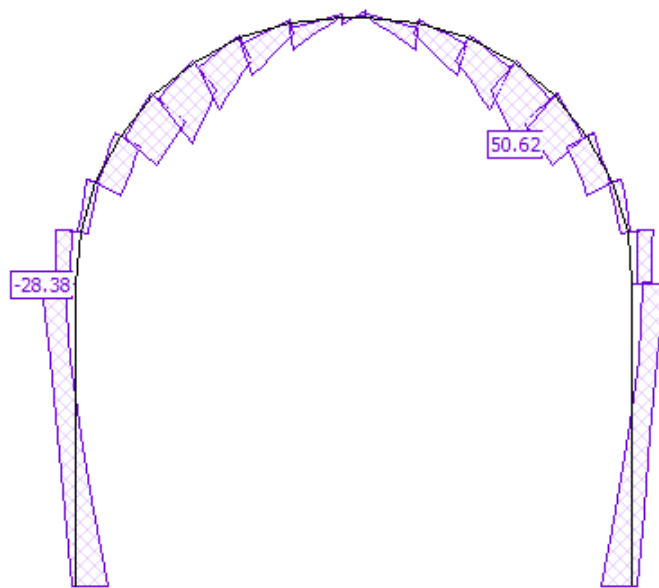


Abbildung 14 : Grenzwerte der Querkraft [kN]

6.2. Tragsicherheit - GZT Typ 2

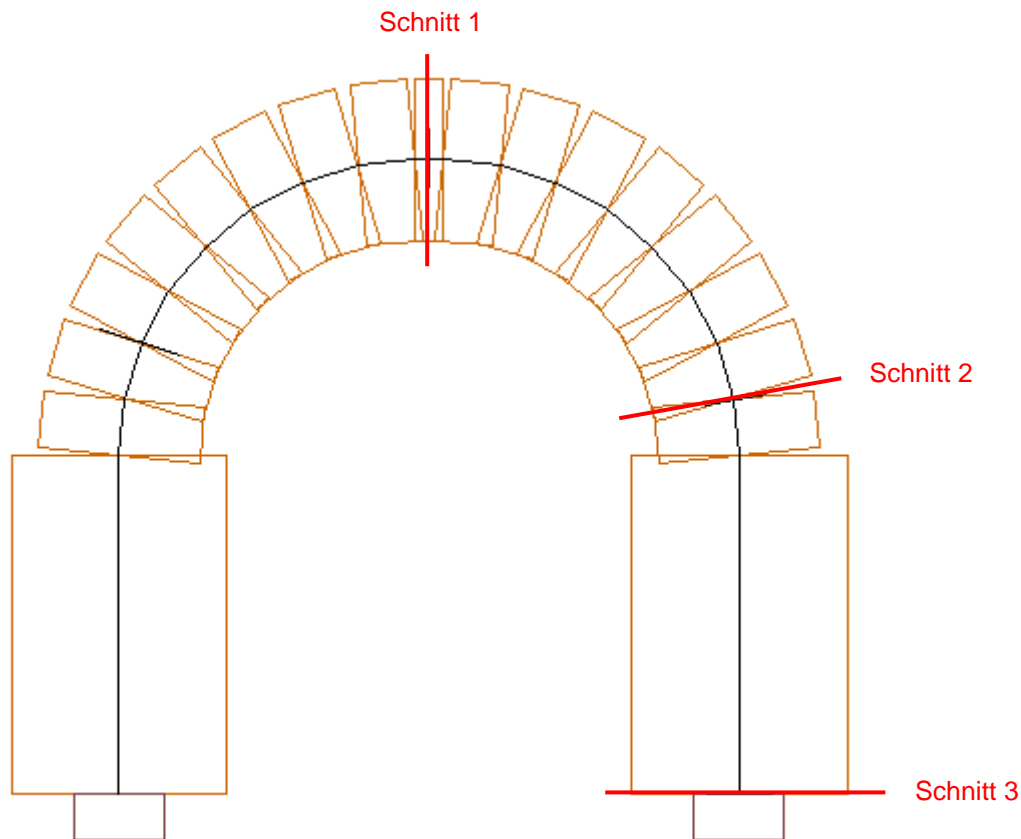


Abbildung 15 : Position der Kontrollschnitte

Nachweis Interaktion Normalkraft und Biegung

Gemäss SIA266/2 §4.3.2.2, kann für den Nachweis der Tragsicherheit einer vereinfacht rechteckförmigen Spannungsverteilung im Querschnitt angenommen werden.

Die Exzentrizität-Normalkraft-Interaktion ist mit den zwei folgenden Bedingungen beschränkt:

- $e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} \leq \frac{t_w}{2} \left(1 - \frac{N_{xd}}{l_w t_w f_{xd}} \right)$
- $e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} \leq \frac{t_w}{2} - 25mm \quad \text{für } t_w > 0.20m$

Schnitt 1

$$M_{yd,1} = 19 \text{ kNm}$$

$$N_{xd,1} = 77 \text{ kN}$$

$$f_{xk} = 5.0 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{xd} = \eta_1 \frac{f_{xk}}{\gamma_M} = 1.0 * \frac{5.0}{2.5} = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

$$e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} = \frac{19}{77} = 0.247 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \leq \frac{t_w}{2} \left(1 - \frac{N_{xd}}{l_w t_w f_{xd}} \right) = \frac{0.60}{2} \left(1 - \frac{77}{1.0 * 0.60 * 2.0 * 10^3} \right) = 0.281 \text{ m} \\ \leq \frac{t_w}{2} - 25 \text{ mm} = \frac{0.60}{2} - 0.025 = 0.275 \text{ m} \end{array} \right.$$

=> Nachweis der Exzentrizität erfüllt

$$A_{eq} = l_w(t_w - 2e_{zd}) = 1000 * (600 - 2 * 247) = 10.6 * 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{N_{xd}}{A_{eq}} = \frac{77 * 10^3}{10.6 * 10^4} = 0.73 \text{ N/mm}^2 \leq f_{xd} = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

=> Nachweis erfüllt

Schnitt 2

$$M_{yd,2} = 17 \text{ kNm}$$

$$N_{xd,2} = 126 \text{ kN}$$

$$f_{xk} = 5.0 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{xd} = \eta_1 \frac{f_{xk}}{\gamma_M} = 1.0 * \frac{5.0}{2.5} = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

$$e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} = \frac{17}{126} = 0.135 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \leq \frac{t_w}{2} \left(1 - \frac{N_{xd}}{l_w t_w f_{xd}} \right) = \frac{0.60}{2} \left(1 - \frac{126}{1.0 * 0.60 * 2.0 * 10^3} \right) = 0.269 \text{ m} \\ \leq \frac{t_w}{2} - 25 \text{ mm} = \frac{0.60}{2} - 0.025 = 0.275 \text{ m} \end{array} \right.$$

=> Nachweis der Exzentrizität erfüllt

$$A_{eq} = l_w(t_w - 2e_{zd}) = 1000 * (600 - 2 * 135) = 33.0 * 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{N_{xd}}{A_{eq}} = \frac{126 * 10^3}{33.0 * 10^4} = 0.38 \text{ N/mm}^2 \leq f_{xd} = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

=> Nachweis erfüllt

Schnitt 3

$$M_{yd,3} = 4.1 \text{ kNm}$$

$$N_{xd,3} = 160 \text{ kN}$$

$$f_{xk} = 5.0 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow f_{xd} = \eta_1 \frac{f_{xk}}{\gamma_M} = 1.0 * \frac{5.0}{2.5} = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

$$e_{zd} = \frac{M_{yd}}{N_{xd}} = \frac{4.1}{160} = 0.025 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \leq \frac{t_w}{2} \left(1 - \frac{N_{xd}}{l_w t_w f_{xd}} \right) = \frac{0.80}{2} \left(1 - \frac{160}{1.0 * 0.60 * 2.0 * 10^3} \right) = 0.347 \text{ m} \\ \leq \frac{t_w}{2} - 25 \text{ mm} = \frac{0.80}{2} - 0.025 = 0.475 \text{ m} \end{array} \right.$$

=> Nachweis der Exzentrizität erfüllt

$$A_{eq} = l_w(t_w - 2e_{zd}) = 1000 * (800 - 2 * 25) = 75.0 * 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{N_{xd}}{A_{eq}} = \frac{160 * 10^3}{75.0 * 10^4} = 0.21 \text{ N/mm}^2 \leq f_{xd} = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

=> Nachweis erfülltQuerkraft

$$V_{y,max} = 51 \text{ kN}$$

$$f_{yk} = 0.5f_{xk} = 0.5 * 2.0 = 1.0 \text{ N/mm}^2$$

$$A_y = h * l = 1.0 * 1.0 = 1.0 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{d,y} = \frac{V_y}{A_y} = \frac{51 * 10^3}{1 * 10^6} = 0.051 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yk} = 1.0 \text{ N/mm}^2$$

=> Nachweis erfüllt

7. Zusammenfassung

Die Sihltalbahn-Linie S4 feierte im Jahr 2017 ihr 125-jähriges Bestehen. Auf dem Streckenabschnitt Sihlwald-Sihlbrugg befinden sich 7 weitere Bachdurchlässe (Bachdurchlässe: oberer-, mittlerer- und unterer Hebisenbach, Wüstobelbach, Birribodenbach, Spiessenhaubach, Bachtobelbach), welche als Mauerwerksgewölbe ausgebildet sind. Im Rahmen dieses Projekt werden die 7 Bachdurchlässe saniert. Diese Bachdurchlässe sind in gleichem Masse wie der Durchlass Oberre Hebisenbach schadhaft. Die durchschnittliche Lichtweite beträgt ca. 2.0 m und die Gewölbe haben eine durchschnittliche Höhe von ca. 2.0 m. Der Bachdurchlass "Unter Hebisenbach" wird als repräsentativer Bachdurchlass gewählt. Der Bachdurchlass ist im Rahmen der Sanierung auf dessen statischen Zustand zu überprüfen.

Die statische Berechnung wurde gemäss der Normenreihe SIA 269 "Erhaltung von Tragwerken" ausgeführt. Mit dem Bezug auf diese Normenreihe wurden die ständigen Lasten für die Tragsicherheitsnachweise mit reduzierten Faktoren multipliziert.

Die Resultate der Tragsicherheitsnachweise sind in der **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** zusammengefasst.

Nachfolgend sind die Erfüllungsgrade der einzelnen Nachweise aufgelistet:

Nachweis		Bemessungswert	Widerstand	Erfüllungs-grad / - faktor [-]
Interaktion N-M				
Schnitt 1	Exzentrizität	0.247 [m]	0.275 [m]	1.11
	Druck	0.73 [N/mm ²]	2.0 [N/mm ²]	2.74
Schnitt 2	Exzentrizität	0.135 [m]	0.269 [m]	1.99
	Druck	0.38 [N/mm ²]	2.0 [N/mm ²]	5.26
Schnitt 3	Exzentrizität	0.025 [m]	0.347 [m]	13.8
	Druck	0.21 [N/mm ²]	2.0 [N/mm ²]	9.5
Querkraft		0.051 [N/mm ²]	1.0 [N/mm ²]	20

Tabelle 8 : Zusammenfassung innere Tragsicherheit des Bachdurchlasses

- Der Schubnachweis des Bachdurchlasses ist erfüllt.
- Der Nachweis der Interaktion Normalkraft-Biegung des Bachdurchlasses ist erfüllt.