

Aargau Verkehr AG	Projektverfasser
Ort, Datum	Ort, Datum
Aarau, 20.09.2024	Zürich, 20.09.2024
Stv. CEO und Grossprojekte (Mathias Grünfelder)	Leiterin Infrastruktur Ost (Michelle Badertscher)
	(Bernard Koller)

Version	Verfasser			Bemerkungen	Format	Plan Nummer
	Datum	Name	Visum			
0	31.05.19	LEM	KOB	Dokumente für Ämterzirkulation	A4	115000455.32.14
A	31.07.19	KSJ	KOB	PGV-Dossier	A4	115000455.32.14_A
B	30.04.24	LEM	KOB	Änderungsdossier PGV	A4	115000455.32.14_B
C						
D						

	Bearbeitungsstufe:	Auflageprojekt
	Gemeinde:	Dietikon
	Strasse:	Bernstrasse - Bremgartnerstrasse
	Strecke:	Bremgarten – Dietikon
	km / Bauwerk:	Km 16.590 – 18.400
	Vorhaben:	Aargau Verkehr, Doppelspur BDB, Dietikon
Projektieren und Realisieren	Statischer Bericht Bachdurchlass Stoffelbach	
	Bahn KM 17.069	
	Projekt Nummer:	115000455-001
Projektverfasser	INGE-Doppelspur	
		
		

Dokumentenkontrolle	
Autor	Bernard Koller
Telefon	
E-Mail	
Erstellt am	30.04.2024
Status	Definitiv
Klassifizierung	PGV-Dossier
Dateiname	Statischer Bericht DL Stoffelbach

Inhaltsverzeichnis

1	Ausgangslage	4
1.1	Einleitung	4
1.2	Projektrundlagen.....	4
2	Statisches Konzept	4
2.1	Nutzung.....	4
2.2	Nachweise	4
3	Baugrund	5
3.1	Baugrundmodell.....	5
3.2	Hydrologie.....	5
4	Materialkennwerte.....	6
4.1	Bestehende Bauteile.....	6
4.2	Neue Bauteile	7
5	Einwirkungen	8
5.1	Eigenlasten / Auflasten	8
5.2	Veränderliche Einwirkungen	8
5.3	Aussergewöhnliche Einwirkungen	9
6	Gefährdungsbilder Tragsicherheit.....	10
6.1	Baugrubensicherung Bauphase	10
6.2	Durchlass Endzustand.....	10
7	Gefährdungsbilder Gebrauchstauglichkeit	10
7.1	Baugrubensicherung Bauphase	11
7.2	Durchlass Endzustand.....	11
8	Bemessung Wellstahlprofil	12
8.1	Allgemeines	12
8.2	Statischer Grundbruch.....	12
8.3	Tragfähigkeit und Verformung von Flachfundationen	12
8.4	Setzungsberechnung starre Bodenplatte	12
8.5	Nachweis innere Tragsicherheit Streifenfundament.....	13
9	Bemessung Baugrubensicherungen	14
9.1	Allgemeines	14
9.2	DL Stoffelbach, Bauphase 3	14
10	Anhänge	18

1 Ausgangslage

1.1 Einleitung

Durch den Doppelspurausbau der BDB muss der Bachdurchlass Stoffelbach verlängert werden. Er besteht sowohl unter der Bahn als auch unter der Kantonsstrasse aus einem überschütteten Kreisprofil, in welchem ein Gerinne mit beweglicher Sohle, Böschungen und beidseitigen Vorländern geschaffen werden. Der neue Durchlass besteht aus zwei getrennten Bauwerken.

1.2 Projektrundlagen

1.2.1 Normen

[1]	SIA 190	(2017)	Kanalisationen
[2]	SIA 260	(2013)	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
[3]	SIA 261	(2020)	Einwirkungen auf Tragwerke
[4]	SIA 262	(2013)	Betonbau
[5]	SIA 263	(2013)	Stahlbau
[6]	SIA 267	(2013)	Geotechnik
[7]	VSS 40 699a	(2019)	Fauna und Verkehr – Schutz der Amphibien, Massnahmen

1.2.2 Projektbezogen

- [8] SWR Infra AG, Dietikon Doppelspur-Ausbau BDB: Querung Stoffelbach, Studie
- [9] Geologisch-geotechnische Abklärungen, Geotest AG, 07.06.2018
- [10] Prüfbericht Tragbauteile, Dok. 22880-133-P, tbpartner, 31.07.2119

1.2.3 Literatur / Software

- [11] Larix-7, Cubus AG
- [12] Statik-7, Cubus AG
- [13] Microsoft Word, Excel

2 Statisches Konzept

2.1 Nutzung

Das Durchlassbauwerk wird als Bachdurchlass unterhalb einer Doppelspur (Meterspur) und einem Strassenverkehrsträger (Bernstrasse) genutzt. Die Einwirkungen liegen dabei nicht gleichzeitig vor, sondern wechseln im Längsverlauf des Kanalbauwerkes.

Für den mehrphasigen Bauablauf ist eine Baugrubensicherung zum Strassenverkehr notwendig.

2.2 Nachweise

Für das generelle Vorgehen und die Festlegung der Einwirkungen gilt die SIA 260 und 261. Für den Endzustand des Durchlassbauwerkes werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragsicherheit resp. die Dimensionierung des Wellstahlprofils durch den Lieferanten vorgenommen.

Die Baugrubensicherungen werden als verankerte Rühlwände mit Spritzbetonausfachung nach SIA 262 und 267 dimensioniert.

3 Baugrund

3.1 Baugrundmodell

Der Baugrund im Perimeter des Durchlass Stoffelbach besteht im Wesentlichen aus 3 Schichten. Der Aufbau des Unterbaus besteht demnach aus einer bis ca. 2.20 m mächtigen Schicht aus künstliche Auffüllungen. Darunter lagern Gehängeablagerungen bis ca. 3.0 m Tiefe, unter denen eine unterschiedlich mächtige Moräne-Schicht zu finden ist.

Die oberen Schichten sind gering tragfähig und setzungsanfällig so dass die Bauwerksfundation innerhalb der Moräne oder einem Bodenaustausch vorgenommen wird.

Die schlecht tragfähigen und setzungsempfindlichen Oberflächenschichten kommen als Fundationsunterlage für die Trasseeverbreiterung entlang der Bernstrasse nicht in Frage. Die heterogenen Gehängeablagerungen können als mässig gut tragfähiger und teilweise setzungsempfindlicher Baugrund bezeichnet werden. Die Moräne ist dicht gelagert und stellt einen gut tragfähigen und nur wenig setzungsempfindlichen Baugrund dar. Bei einer unvermeidlichen Fundation der Trasseeschüttung auf den Gehängeablagerungen sind diese mit zusätzlichen stabilisierenden Massnahmen vorgängig zu verfestigen (z.B. Bodenaustausch bis auf Moräne-Horizont oder Rüttelstopfsäulen).

Schicht	Material	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	M_{E1} [MN/m ²]	M_{E2} [MN/m ²]	k [m/s]
A/R	Oberflächenschichten / künstliche Auffüllungen	19.5 (19 - 20)	26 (24 - 28)	0	–	–	klein
Co	Gehängeablagerungen	20 (20 - 21)	28 (26 - 30)	0	8 (5 - 15)	20 (10 - 30)	klein
M	Moräne	21 (20 - 22)	32 (30 - 34)	5 (2 - 8)	30 (25 - 40)	80 (70 - 100)	klein bis sehr klein

Abbildung 1: Baugrundkennwerte

3.2 Hydrologie

Hangwasser sickert im Bereich der Bernstrasse entlang der sandig-kiesigen Partien innerhalb des Moränenmaterials. Der Hangwasserspiegel unterliegt starken Schwankungen.

4 Materialkennwerte

4.1 Bestehende Bauteile

Im Rahmen des Projektes sind keine bestehenden Bauteile zu berücksichtigen. Das bestehende Durchlassbauwerk wird vollständig zurückgebaut und ersetzt.

4.2 Neue Bauteile

Bezeichnung	Bauteil	Bemessungswerte	charakteristische Werte
Wellstahlprofil (Annahme, abweichende Festlegung durch Hersteller möglich)			
Wellstahl, S355 JR Wellung T200	Wellstahldurchlass	$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$	$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 470 \text{ N/mm}^2$
Beton			
Beton NPK C C30/37 XC4(CH), XF1(CH) Dmax 32 mm CI 0.10 C3	Fundament Wellstahlprofil	$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{cd} = 1.1 \text{ N/mm}^2$ $E_{cd} = 33'000 \text{ kN/mm}^2$ $\epsilon_{C1d} = 2 \text{ ‰}$ $\epsilon_{C2d} = 3 \text{ ‰}$	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 33'000 \text{ kN/mm}^2$ $\gamma_{ck} = 25 \text{ kN/m}^3$ $\varphi(t, t_0) = 2.0$
Betonstahl			
B500B	Generell	$f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 205'000 \text{ N/mm}^2$ $k_s = (f_t / f_s)_k \geq 1.08$ $\epsilon_{ud} = 45 \text{ ‰}$	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{sk} = 78.50 \text{ kN/m}^3$ $\epsilon_{uk} = 50 \text{ ‰}$
Baustahl (temporär)			
S 355 J0	Rühlwandträger	$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$ $G = 81'000 \text{ N/mm}^2$ $f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$ $f_{ud} = 408 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{yd} = 195 \text{ N/mm}^2$	$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$ $G = 81'000 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{yk} = 205 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{sk} = 78.50 \text{ kN/m}^3$
S 235 JR	Longarine	$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$ $G = 81'000 \text{ N/mm}^2$ $f_{yd} = 223.8 \text{ N/mm}^2$ $f_{ud} = 288.0 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{yd} = 128.6 \text{ N/mm}^2$	$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$ $G = 81'000 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{yk} = 135 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{sk} = 78.50 \text{ kN/m}^3$
Spritzbeton (temporär)			
SC-11-8 (SC2) C25/30 XF1 CI 0.20	Ausfachung der Rühlwände	$f_{cd} = 16.5 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{cd} = 1.0 \text{ N/mm}^2$ $E_{cd} = 33'600 \text{ kN/mm}^2$	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 33'600 \text{ kN/mm}^2$ $\gamma_{ck} = 25 \text{ kN/m}^3$
Geotechnische Anker (temporär < 2 Jahre)			
Swiss GEWI B500B	Verankerung Rühlwand	-	$E = 205'000 \text{ N/mm}^2$ $f_{sk} = f_{p0,2k} = 500 \text{ N/mm}^2$ $f_{pk} = 580 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{sk} = 78.50 \text{ kN/m}^3$

Tabelle 1: Kennwerte neue Bauteile

5 Einwirkungen

Die Einwirkungen wurden nach SIA 261 ermittelt.

5.1 Eigenlasten / Auflasten

Einwirkung	Charakteristischer Wert
Eigenlasten	
Wellstahl, S355 (Angabe durch Hersteller)	$\gamma_G = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Stahlbeton	$\gamma_G = 25 \text{ kN/m}^3$
Hinterfüllung / Oberbau	$\gamma_G = 20 \text{ kN/m}^3$ (Mittelwert)
Schotterbett inkl. Schwellen / Schienen	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Auflasten	
Geländer	$g_k = 1.0 \text{ kN/m}$

Tabelle 2: Eigenlasten

5.2 Veränderliche Einwirkungen

5.2.1 Bauphase (Baugrubensicherungen)

Einwirkung	Bemessungswert
Schnee	Nicht massgebend
Wind	Nicht massgebend
Bahnverkehr	SIA 261 Kapitel 12 (Schmalspur)
LM4	$Q_k = 2 \times 130 \text{ kN}$ $q_k = 25 \text{ kN/m}$
Anfahr- und Bremskräfte	Nicht massgebend
Schlingerkräfte	Nicht massgebend
Zentrifugalkräfte	Nicht massgebend
Erddruck aus Bahnlasten (Schmalspur, $s = 1.0 \text{ m}$)	Lastverteilung gemäss SIA 261, 12.2.1.4 $\sum Q_k = 2 \times 130 \text{ kN} = 260 \text{ kN}$ Verteilbreite = $2 \times s = 2.00 \text{ m}$ Verteillänge = $0.80 + 1.60 + 0.80 = 3.20 \text{ m}$ Kein dynamischer Beiwert $q_k = 260 / (2.0 \times 3.2) = 40.6 \text{ kN/m}^2$ bei 60 cm unter SOK
Strassenverkehr	SIA 261 Kapitel 10
Erddruck aus LM1	SIA 261, 10.2.2.8 und Figur 12 a und h gemäss untersuchtem Schnitt
Personenverkehr	SIA 261 Kapitel 9
Menschenansammlung	SIA 261, 9.2.2 $q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 3: Veränderliche Einwirkungen, Bauphase

5.2.2 Endzustand (Wellstahlprofil)

Einwirkung	Bemessungswert
Schnee	Nicht massgebend
Wind	Nicht massgebend
Bahnverkehr	SIA 190, Kapitel 4.2 (Schmalspur)
LM4	$Q_k = 2 \times 130 \text{ kN}$ $q_k = 25 \text{ kN/m}$ Dyn. Beiwert gemäss SIA 190, 4.2.3.12 $\Psi = 1.4 - 0.1 \cdot (H - 0.5) = 1.4 - 0.1 \cdot (1.1 - 0.5) = 1.34 \quad \geq 1.0$ Beiwert Normlastmodell gemäss SIA 190, 4.2.3.13 $\alpha = 1.0$ Reduktion gemäss SIA 190, 4.2.3.11 $q_{S2} = 48 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.5 \cdot 1.00 \cdot 1.34 = 32.2 \text{ kN/m}^2$
Strassenverkehr	SIA 190, Kapitel 4.2 (Lastmodell 1)
LM1	Beiwert Normlastmodell gemäss SIA 190, 4.2.3.9 $\alpha = 0.9$ $H = 1.10 \text{ m}$ Gesamte Strassenverkehrslast (SIA 190, Anhang C.4) $q_{S2} = 79.7 \cdot 0.9 = 71.7 \text{ kN/m}^2$ Einzelne Radlast (SIA 190, Anhang C.3) $q_{S2} = 38.9 \cdot 0.9 = 35.0 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 4: Veränderliche Einwirkungen, Endzustand

5.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen

Für den Durchlass sind aussergewöhnliche Einwirkungen weder in der Bauphase noch im Endzustand relevant.

6 Gefährdungsbilder Tragsicherheit

Andauernde Situation

$$E_d = \gamma_G G_k, \gamma_{Q1} Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}$$

SIA 260, 4.4.3.4

6.1 Baugrubensicherung Bauphase

Gefährdungsbild / Bemessungssituation	Grenzzustand	Lastfall	Beiwerte
<i>Legende: LE = Leiteinwirkung, ST = ständige Einwirkung, BE = Begleiteinwirkung</i> <i>Erddruck aus veränderlichen Einwirkungen an der Oberfläche wird mit $\gamma_Q = 1.35$ berücksichtigt.</i>			
Bahnlast Erddruck	Typ 2	LE: Bahnlast ST: Erddruck Bodeneigengewicht	$\gamma_Q = 1.45$ (1.35) $\gamma_G = 1.35$
Strassenverkehr Erddruck	Typ 2	LE: Strassenverkehr ST: Erddruck Bodeneigengewicht	$\gamma_Q = 1.50$ (1.35) $\gamma_G = 1.35$

Tabelle 5: Gefährdungsbilder Tragsicherheit Bauphase

6.2 Durchlass Endzustand

Gefährdungsbild / Bemessungssituation	Grenzzustand	Lastfall	Beiwerte
<i>Legende: LE = Leiteinwirkung, ST = ständige Einwirkung, BE = Begleiteinwirkung</i>			
Bahnlast Erddruck	Typ 2	LE: Bahnlast ST: Erddruck Bodeneigengewicht	$\gamma_Q = 1.45$ $\gamma_G = 1.35$

Tabelle 6: Gefährdungsbilder Tragsicherheit Endzustand

7 Gefährdungsbilder Gebrauchstauglichkeit

Seltene Situation

$$E_d = G_k, Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}$$

SIA 260, 4.4.4.4

Häufige Situation

$$E_d = G_k, \psi_{11} Q_{k1}, \psi_{2i} Q_{ki}$$

SIA 260, 4.4.4.4

Quasi-ständige Situation

$$E_d = G_k, \psi_{2i} Q_{ki}$$

SIA 260, 4.4.4.4

7.1 Baugrubensicherung Bauphase

Gefährdungsbild / Bemessungssituation	Grenzzustand	Lastfall	Beiwerte
<i>Legende: LE = Leiteinwirkung, ST = ständige Einwirkung, BE = Begleiteinwirkung</i>			
Bahnlast Erddruck	selten	LE: Lastmodell 4 ST: Erddruck Bodeneigengewicht	$\psi_0 = 1.00$ $\psi_G = 1.00$
Verkehrslast Erddruck	selten	LE: Lastmodell 1 ST: Erddruck Bodeneigengewicht	$\psi_0 = 0.75$ $\psi_G = 1.00$

Tabelle 7: Gefährdungsbilder Gebrauchstauglichkeit Bauphase

7.2 Durchlass Endzustand

Gefährdungsbild / Bemessungssituation	Grenzzustand	Lastfall	Beiwerte
<i>Legende: LE = Leiteinwirkung, ST = ständige Einwirkung, BE = Begleiteinwirkung</i>			
Bahnlast Erddruck	häufig	LE: Lastmodell 4 ST: Erddruck Bodeneigengewicht	$\psi_1 = 1.00$ $\psi_G = 1.00$
Verkehrslast Erddruck	häufig	LE: Lastmodell 1 ST: Erddruck Bodeneigengewicht	$\psi_1 = 0.75$ $\psi_G = 1.00$

Tabelle 8: Gefährdungsbilder Gebrauchstauglichkeit Endzustand

8 Bemessung Wellstahlprofil

8.1 Allgemeines

Die Bemessung und Nachweise des Wellstahlprofils erfolgt durch den Hersteller / Lieferant anhand der tatsächlichen Materialparameter.

Die Wellstahlprofile können in Absprache mit dem Hersteller vorfabriziert oder direkt auf vor Ort geformt werden. Die Wellstahlprofile sind auf beidseitigen bauseits erstellten Streifenfundamenten zu montieren.

8.1.1 Geometrie

Gemäss **Anhang 1** Bemessung Lieferant.

Das Streifenfundament wird im Endzustand nachgewiesen (siehe Anhänge 2-6). Die Abmessung des Fundaments beträgt $B \times H = 1.2 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$.

8.1.2 Nachweise

Für Bauteilbemessung des Streifenfundaments werden folgende Nachweise mittels Handberechnung nachgewiesen:

- | | |
|--|-----------------|
| ○ Statischer Grundbruch nach SIA 267 und Terzaghi | Anhang 2 |
| ○ Tragfähigkeit und Verformung von Flachfoundationen | Anhang 3 |
| ○ Setzungsberechnung starre Bodenplatte | Anhang 4 |
| ○ Nachweis Rechteckfundament | Anhang 5 |
| ○ Mindestbewehrung | Anhang 6 |

8.2 Statischer Grundbruch (GZ T3)

Gemäss der Excelberechnung in **Anhang 2** ist der Grundbruchnachweis erfüllt mit einem Sicherheitsfaktor von $SF_{\text{vorh}} = 1.13 > SF_{\text{erf}} = 1.00$.

Der Nachweis erfolgt auf der ungünstigen Seite mit der massgebenden Bodenschicht «Gehängeablagerungen». Bei einem Austausch durch ein gut verdichtbares Kiesmaterial erhöht sich die Sicherheit gegen Grundbruch.

8.3 Tragfähigkeit und Verformung von Flachfoundationen (GZ T1)

Gemäss der Excelberechnung in **Anhang 3** sind die Nachweise Kippen und Gleiten erfüllt.

- Gleiten

Es liegen keine horizontalen Einwirkungen vor, die Auflagerkraft der Wellstahlröhre werden zentrisch und vertikal in das Streifenfundament eingetragen.

- Kippen

Es liegen keine horizontalen Einwirkungen vor, die Auflagerkraft der Wellstahlröhre werden zentrisch und vertikal in das Streifenfundament eingetragen.

8.4 Setzungsberechnung starre Bodenplatte

Für die Setzungsberechnung wird in zwei verschiedene Bereiche unterschieden:

- Bereich A: Bereiche wo heute bereits ein Damm ist (vorkonsolidiert)
-> Ansatz Wiederbelastung ME_2 für die unteren Schichten
- Bereich B: Bereiche, wo ein neuer Damm auf dem bestehenden Terrain erstellt wird
-> Ansatz Erstbelastung ME_1 für die unteren Schichten

Durch die Excelberechnungen in **Anhang 4.1** und **4.2** ergeben sich mit der ungünstigen Schicht Gehängeablagerungen folgende Setzungen:

- Fall A ca. 8 mm
- Fall B ca. 21 mm

Im Fall B sind Massnahmen zu treffen, um die Setzungen zu minimieren. Setzungen von 8 mm, wie im Fall A sind vertretbar. Ein grosser Teil dieser Verschiebungen wird zum Zeitpunkt des Gleiseinbaus bereits abgeschlossen sein.

Durch einen Materialersatz der Schicht Gehängeablagerungen durch gut verdichtbares Material (ME-Wert > 30'000 kN/m²) können die Setzungen auf folgende, akzeptable Werte reduziert werden:

- Fall A ca. 6 mm
- Fall B ca. 7 mm

8.5 Nachweis innere Tragsicherheit Streifenfundament

Das Fundament wird als Streifenfundament gemäss SIA 262 nachgewiesen.

Gemäss der Berechnung in **Anhang 5** ergibt sich eine erforderliche Biegebewehrung von :

$$a_{s,erf} = 254 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Gewählt Ø 12 mm / s = 150 mm mit $a_{s,vorh} = 754 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,erf}$

Der Schubnachweis ist ohne Querkraftbewehrung erfüllt.

8.6 Mindestbewehrung

Für die Streifenfundamente wird gem. Anhang 6 eine Mindestbewehrung (Querrichtung) gem. SIA 262 Korrigenda C1 überprüft.

- Anforderungen: Normal
- Plattendicke: 450 mm unterhalb der Auflagernische
- $a_{s,min,erf} = 598 \text{ mm}^2/\text{m}$ (reine Biegung)
- Gewählt Ø 12 mm / s = 150 mm mit $a_{s,vorh} = 754 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,min,erf}$
- In Längsrichtung werden konstruktiv ebenfalls Ø 12 mm / s = 150 mm vorgesehen

9 Bemessung Baugrubensicherungen

9.1 Allgemeines

Der Bauablauf ist im Bericht Bauphasen (Beilage des PGV-Dossiers) beschrieben. Die Realisierung der Bauarbeiten soll möglichst unter Vollbetrieb der Bahn erfolgen.

Die Herstellung der Durchlässe wird jeweils in mehrere Phasen eingeteilt um die Verkehrsführung des Bahn-, Strassen- und Fussgängerverkehrs gemäss der übergeordneten Bauphasen gewährleisten zu können.

Die einzelnen Bauabschnitte werden mittels verankerten Rühlwandträgern mit Spritzbetonausfachung getrennt.

Die bestehenden Bäche werden provisorisch in Entwässerungsrohren DN 500 gefasst und durch die Baugrube geführt. Das Provisorium verlagert und erweitert sich mit den einzelnen Bauphasen.

9.1.1 Geometrie

Die massgebende Höhe der Baugrubensicherung wird gemäss SIA 267 Ziffer 5.3.1.3 mit einem Aufschlag Δa von 50 cm bestimmt.

- $H_d = H_k + \Delta a$

9.1.2 Nachweise

- Es werden folgende Nachweise geführt:
 - Bestimmung der Einbindetiefe Rühlwandträger GZT Typ 2 / GZG selten
 - Innerer Tragwiderstand Rühlwandträger GZT Typ 2
 - Gesamtstabilität nach Endaushub GZT Typ 3
 - Tragwiderstand Longarine / Anker GZT Typ 2 / GZG häufig

9.1.3 Einwirkungen Terrain

Auf dem Terrain neben der Baugrubensicherung werden die Lasten gemäss Nutzung in der jeweiligen Bauphase (Bahn, Strassenverkehr, Personen) vorgesehen. Es werden an dieser Stelle keine Logistikeinwirkungen aus der Baustelle berücksichtigt.

- Ständige Einwirkungen
 - Erddruck aus Bodeneigengewicht (aktiver Erddruck)
- Veränderliche Einwirkungen
 - Erddruck aus Schmalspurbahn SIA 261, Kapitel 12
 - Erddruck aus Strassenverkehr SIA 261, Kapitel 10
 - Erddruck aus Personenverkehr SIA 261, Kapitel 9

9.2 DL Stoffelbach, Bauphase 3

OK Terrain [m ü.M.]	Sohle Baugrube [m ü.M.]	ΔH [m]	Δa (SIA 267, 5.3.1.3) [m]	H_d [m]
442.4	438.3	4.10	0.50	4.60

Tabelle 9: Geometrie Baugrube Tobelbach Phase 1.2

- Gewählt
 - 2 x HEB 300 im Abstand = 3.20 m
 - Ausfachung in Spritzbeton 250 mm
 - Verankerung Swiss GEWI Ø 32 mm in B500B

9.2.1 Veränderliche Einwirkungen

- Lastmodell 1 Strassenverkehr Berücksichtigung gemäss SIA 261, Ziffer 10.2.2.8
 - $a = 0.50 \text{ m}$ Abstand zur Abschränkung
 - $h = 4.60 + 4.00 = 8.60 \text{ m}$ Höhe bis UK Baugrubensicherung
 - $q_{Ek} = 14.5 \text{ kN/m}^2$ Flächenlast bis zum Baugrubenrand

9.2.2 Bauteilwiderstände

9.2.2.1 Rühlwandträger

Für die Lastabtragung wird davon ausgegangen, dass die Ausfachung ausschliesslich horizontal wirkt und den resultierenden Druck auf die Rühlwandträger überträgt. Vertikal wird die gesamte Belastung von den eingebrachten Trägern abgetragen. Die Bemessung erfolgt direkt durch das EDV-Programm Larix-7 gemäss den Vorgaben der Norm SIA 263.

Für die Stabilitätsanalyse im GZ Typ 3 wird der Scherwiderstand W_k der Profile angesetzt.

$$W_k = (A_v \cdot \tau_y) / a = (A_v \cdot f_y / \sqrt{3}) / a$$

Profiltyp	Stahlgüte	$A_v [\text{mm}^2]$	$a [\text{m}]$	$W_k [\text{kN/m}]$
HEB 300	S 355	4'740	3.20	304

Tabelle 10 – Kennwerte der Rühlwandträger

9.2.2.2 Ausfachung

Die Bemessung erfolgt direkt durch das EDV-Programm Larix-7 gemäss den Vorgaben der Norm SIA 262. Es ist keine Querkraftbewehrung vorgesehen.

Für die Stabilitätsanalyse wird der Scherwiderstand W_k der Spritzbetonausfachung angesetzt.

Dicke [mm]	Sorte	Beton	$W_k [\text{kN/m}]$	$f_{cd} [\text{N/mm}^2]$	$\tau_{cd} [\text{N/mm}^2]$
250	SC2	C25/30	101	16.5	1.0

Tabelle 11 - Scherwiderstand Ausfachung

In der Stabilitätsanalyse wird die jeweilige Summe aus Träger und Ausfachung als Gesamtscherwiderstand angesetzt.

$$W_{k, \text{ges}} = 0.3 / 3.2 \cdot 394 + 2.9 / 3.2 \cdot 101 = 122 \text{ kN/m}$$

9.2.3 Modellierung

- Erfolgt mittels der Software Larix-7 der Cubus AG

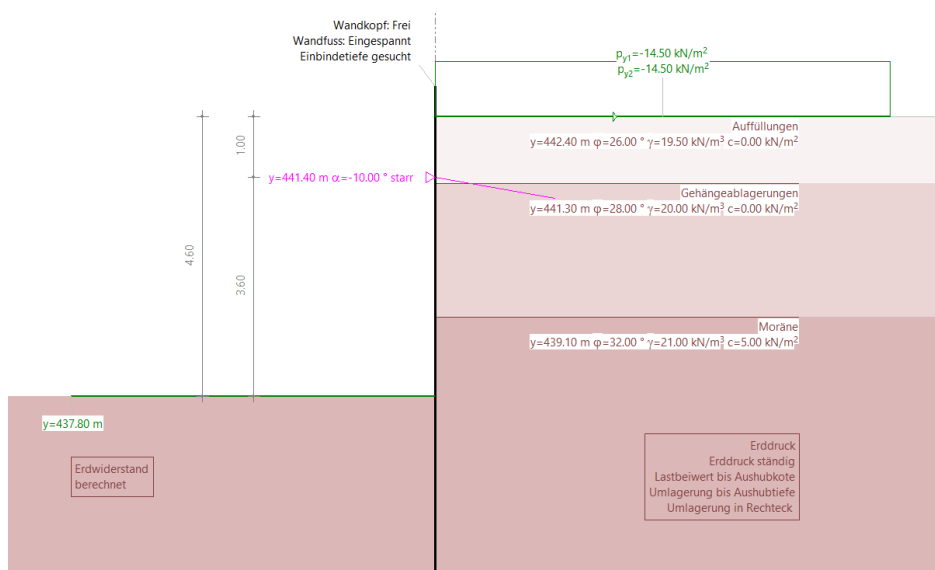


Abbildung 2: Stoffelbach, Baugrubensicherung Phase 13, Modell Endzustand

9.2.4 Lastkombinationen GZ Tragfähigkeit Typ 2

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	Eigenlast	1.35	1.35	1.35	1.35	0.8	0.8	0.8	0.8
2	Erddruck ständig	1.35	1.35	0.7	0.7	1.35	1.35	0.7	0.7
3	Erddruck veränderlich	1.35		1.35		1.35		1.35	

9.2.5 Lastkombinationen GZ Gebrauchstauglichkeit selten

Nr	Einwirkung Name	Einwirkungskombinationen							
		1							
1	Eigenlast	1							
2	Erddruck ständig	1							
3	Erddruck veränderlich	1							

9.2.6 Nachweise Rühlwand

9.2.6.1 Rühlwandträger

Etappe	y [m]	t [m]	Sohle [m]	Werte aus
1	437.49	3.41	440.90	Etappe 1, IGZ Tragsicherheit Typ 2, EWK 1
2	436.14	1.66	437.80	Etappe 2, IGZ Tragsicherheit Typ 2, EWK 1

a_{RW} [m]	t_{erf} [m]	t_{wahl} [m]	Larix-7	Wahl	n [-]
3.20	1.66	3.00 (UK 435.30 m .M.)	HEB 180	HEB 300	5.88*

*n = 1.0 / 0.15, nur Tragsicherheit

Nachweis		Bemessung	
aMNV [-]	Et,GWS,EWK	Profil	Et,GWS,EWK
0.17	1, 2, 1	HEB180	2, 2, 1

9.2.6.2 Ausfachung

Die erforderlichen Bewehrungsgehalte werden von der Software Larix-7 angegeben.

$$a_{s,erf} = 312 \text{ mm}^2/\text{m}$$

9.2.6.3 Gebrauchstauglichkeit

Die Verformungen im GZG-selten ergeben sich zu

- Voraushub $u = 12.7 \text{ mm}$ für frei auskragende Rühlwand
 - $l / 300 = 1'500 / 300 = 5.0 \text{ mm}$ < 12.7 mm ($l / 118$)
- Endaushub $u = 11.3 \text{ mm}$ für den Fall verankerte Rühlwand
 - $l / 300 = 4'600 / 300 = 15.3 \text{ mm}$ > 11.3 mm ($l / 407$)

9.2.6.4 Stabilitätsanalyse GZ Typ 3

$n = 2.22 [-]$

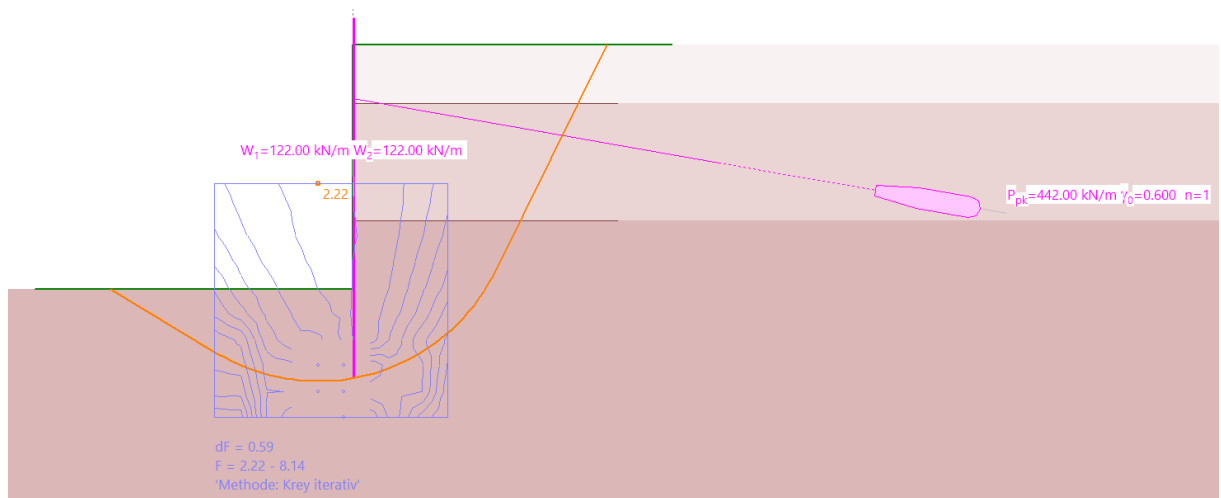


Abbildung 3: Stoffelbach Phase 3, Stabilitätsanalyse

9.2.7 Nachweise Longarine

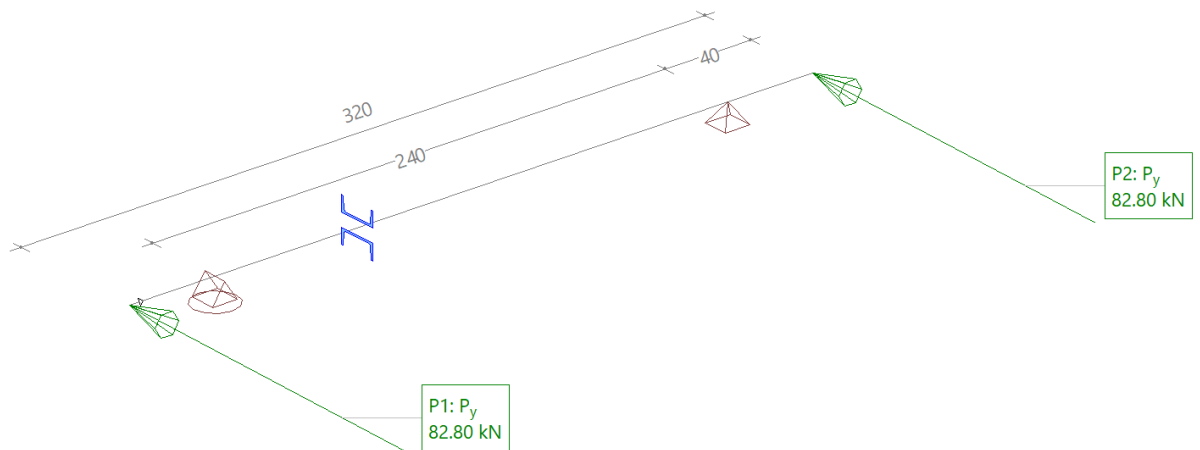


Abbildung 4: Geometrie und Einwirkungen Longarine

Gewählt Longarine 2 x UNP 180

Abstützkraft $p_{xd} = 69.9 \text{ kN/m}$ (aus Larix-7)
 $p_{xk} = p_{xd} / 1.35 = 51.8 \text{ kN/m}$
 $P_{xk} = 51.8 \cdot 3.20 \text{ m} \cdot 0.5 = 82.8 \text{ kN/Träger}$

9.2.7.1 Gefährdungsbilder

Nr	Einwirkung Name	Fak	Einwirkungskombinationen		
			1	2	
1	Eigenlast	1	1.35	0.8	
2	Erddruck veränderlich	1	1.35	1.35	

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

"zu Grenzwertspezifikation !GZT"

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Erddruck veränderlich		wo massgebend		Py Ankerkraft	1.000	

Abbildung 5: GB Tragsicherheit

Nr	Einwirkung Name	Fak	Einwirkungskombinationen	
			1	
1	Eigenlast	1	1	
2	Erddruck veränderlich	1	1	

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

"zu Grenzwertspezifikation GZ-häufig"

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Erddruck veränderlich		wo massgebend		Py Ankerkraft	1.000	

Abbildung 6: GB Gebrauchstauglichkeit

9.2.7.2 Spannungsnachweise

- Stahl S235
 - $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1} = 235 / 1.05 = 223.8 \text{ N/mm}^2$
- Die Bemessungswerte werden der Software Statik-7 entnommen:
 - Longarine $\max M_d = 44.7 \text{ kNm}$ $\sigma_{Ed} = 149.65 < 223.8 \text{ N/mm}^2$ $n = 1.50$

9.2.7.3 Gebrauchstauglichkeit

- Die Verformungen im GZG – häufiger Lastfall ergeben sich zu maximal:
 - Longarine $w_y = 4.2 \text{ mm} < l / 300 = 3'200 / 300 = 10.7 \text{ mm}$

9.2.8 Vorgespannter Anker

- Gewählt Swiss GEWI Ø32 mm in B500B
 - $L_{fr} = 7.0 \text{ m}$ $L_v = 4.0 \text{ m}$

9.2.8.1 Einwirkungen

- Auflagerkraft aus der Longarine (Erddruck)
 - $F_k = 82.8 \text{ kN} / \text{Anker}$ $F_d = \gamma * F_k = 1.35 * 82.8 = 111.8 \text{ kN}$

9.2.8.2 Innere Tragsicherheit

- Gewählt Swiss GEWI Ø 32 mm in B500B
 - $A = 804 \text{ mm}^2$ $f_{pk} = 550 \text{ N/mm}^2$
 - $R_{i,k} = P_{pk} = A_p * f_{pk} = 804 \text{ mm}^2 * 550 \text{ N/mm}^2 = 442 \text{ kN}$
 - $R_{i,d} = R_{i,k} / \gamma_M = 442 \text{ kN} / 1.35 = 327 \text{ kN} \gg F_d = 111.8 \text{ kN}$ Nachweis erfüllt, $n = 2.92$

9.2.8.3 Äussere Tragsicherheit

- Es liegen keine Informationen zu Mantelreibungen vor, die äusseren Tragwiderstände $R_{a,k}$ sind daher in der nächsten Projektphase resp. durch Versuche zu ermitteln und müssen grösser als die inneren Tragwiderstände $R_{i,k}$ sein
- Die Verankerungslängen / freien Längen gemäss SIA 267 und den Vorgaben des Systemlieferanten sind einzuhalten

10 Anhänge

Anhang 1	Bemessung Wellstahlprofil Sytec AG vom 20.12.2022
Anhang 2	Statischer Grundbruch nach SIA 267 und Terzaghi
Anhang 3	Tragfähigkeit und Verformung von Flachfoundationen
Anhang 4	Setzungsberechnung starre Bodenplatte
Anhang 5	Nachweis innere Tragsicherheit Rechteckfundament
Anhang 6	Mindestbewehrung SIA 262

Anhang 1

SYTEC Wellstahl

AVA, Doppelspur Dietikon SYTEC T200 TKB 9

Statische Bemessung:

nach LCPC/SETRA – Buses métalliques (1981)

nach Richtlinie 804, Eisenbahnbrücken, Deutsche Bahn Netz AG, 2013 und
ZTV-ING - Teil 9 Bauwerke - Abschnitt 4 Wellstahlbauwerke, Stand: 2014/12

Einwirkungen:

- SIA 261, Strassenverkehr, Lastmodell 1
- Gemäss Projektingenieur, Bahnverkehr, Lastmodell 4

Autor:



Vivian Leuenberger
MSc Geologie

Visum:



Silvan Jost
MSc Geologie

Inhaltsverzeichnis:

- Projektgrundlagen
- Querprofil
- Längsprofil
- Statische Bemessung für Strassenverkehr
- Statische Bemessung für Bahnverkehr
- Statische Bemessung Auflagerreaktionen
- Einbauvorschriften

Hinweis

Die in diesem Dokument enthaltenen Angaben und Berechnungen entsprechen den anerkannten Regeln der Baukunde. Diese sind nicht auf andere Produkte / Systeme übertragbar. Die baulich/statisch richtige Weiterverwendung der Ergebnisse bzw. die Überprüfung auf deren Vollständigkeit obliegt dem vor Ort zuständigen Sachverständigen unter Würdigung und Interpretation aller Belange des Bauwerks und des Untergrundes. Die Einbauvorschriften und die Bauarbeitenverordnung sind einzuhalten. Es dürfen keine Auszüge aus dem vorliegenden Dokument erstellt werden. Das Copyright liegt bei der SYTEC Bausysteme AG, Neueneegg.

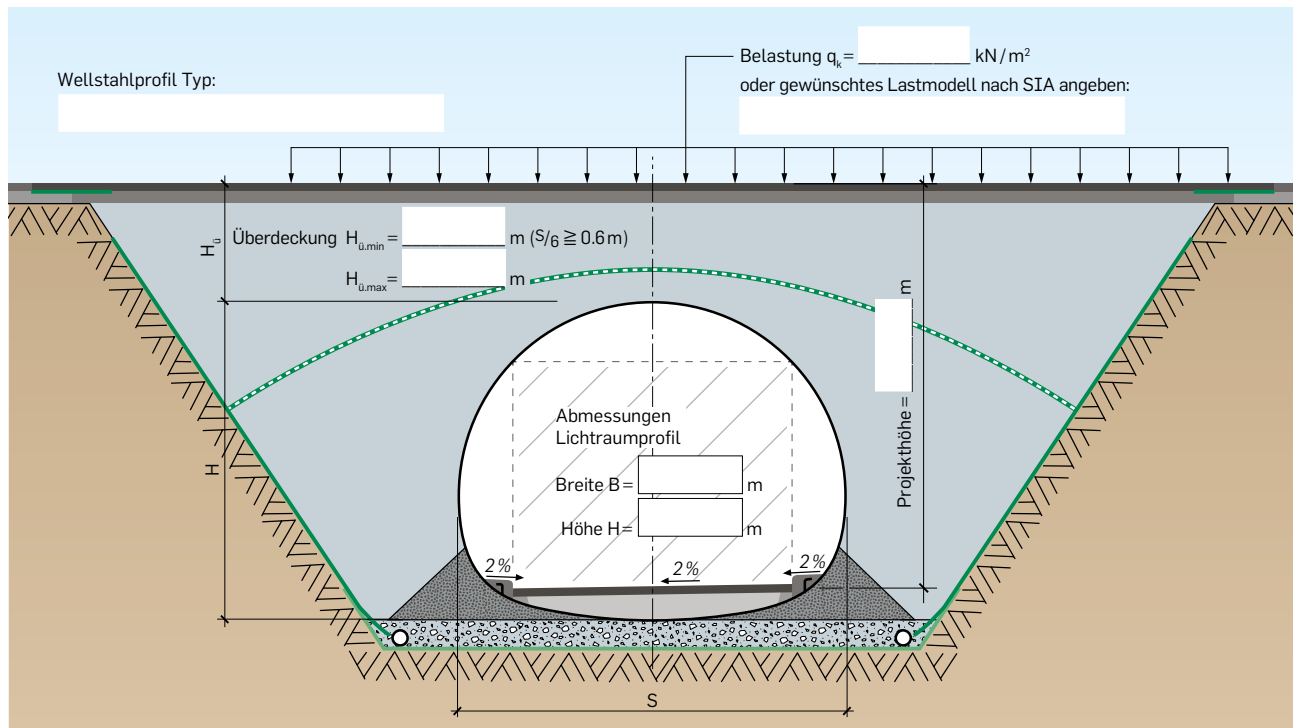
Projektierungsgrundlagen

SYTEC Wellstahl

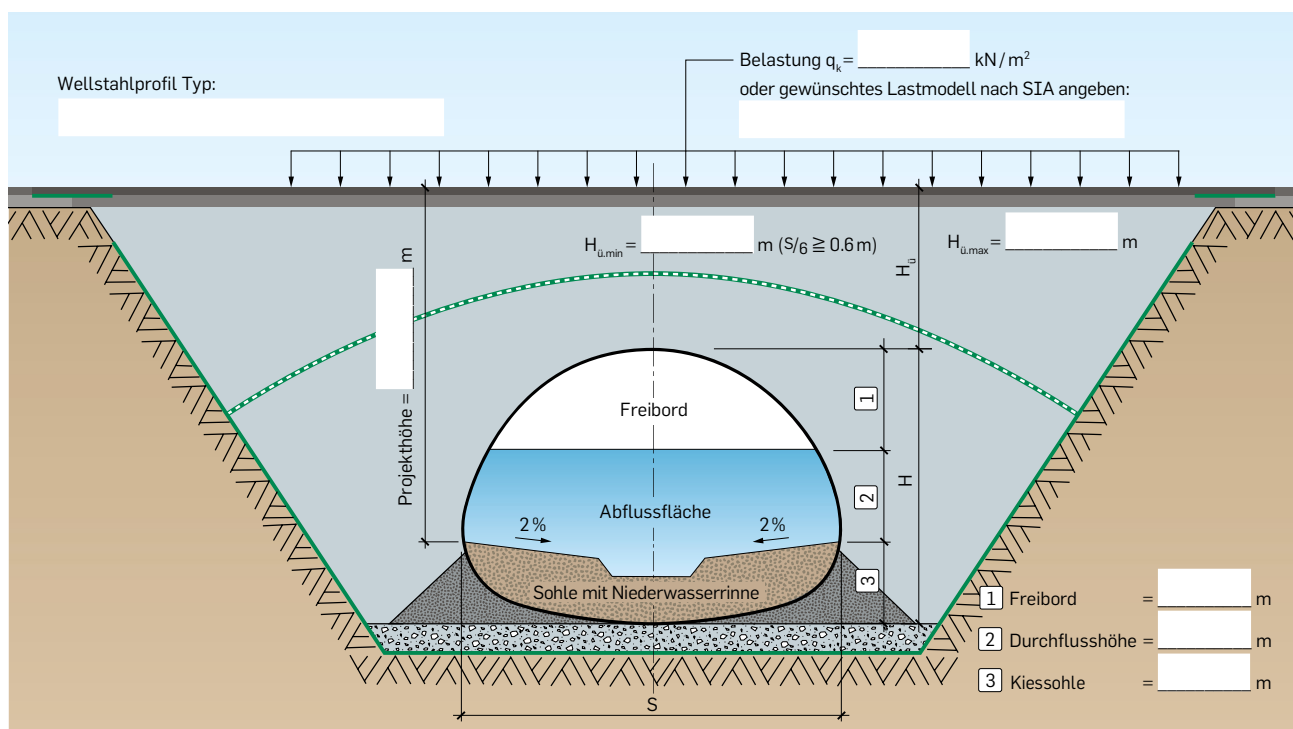
Objekt: _____

Ort: _____

Unterführungen



Bachdurchlässe



Projektdetails

Bemerkungen

Hinweis

Die in diesem Dokument enthaltenen Angaben dienen der SYTEC als Grundlage für den Projektvorschlag. Die baulich / statisch richtige Weiterverwendung des Projektvorschlags bzw. die Überprüfung dessen Vollständigkeit obliegt dem orts-kundigen Projektingenieur unter richtiger Würdigung und Interpretation aller Belange des Bauwerks und des Baugrundes. Die Einbauvorschriften und die Bauarbeitenverordnung sind einzuhalten.

Firma

Tel.

Name

Fax

Adresse

Daten geliefert am

PLZ, Ort

Unterschrift

5 Einwirkungen

5.1 Eigenlasten / Auflasten

Einwirkung	Charakteristischer Wert
Eigenlasten	
Stahlbeton	$\gamma_G = 25 \text{ kN/m}^3$
Hinterfüllung / Oberbau	$\gamma_G = 20 \text{ kN/m}^3$ (Mittelwert)
Schotterbett inkl. Schwellen / Schienen	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Auflasten	
Geländer	$g_k = 1.0 \text{ kN/m}$

Tabelle 2: Eigenlasten

5.2 Veränderliche Einwirkungen

5.2.1 Bauphase (Baugrubensicherungen)

Einwirkung	Bemessungswert
Schnee	Nicht massgebend
Wind	Nicht massgebend
Bahnverkehr	SIA 261 Kapitel 12 (Schmalspur)
LM4	$Q_k = 2 \times 130 \text{ kN}$ $q_k = 25 \text{ kN/m}$
Anfahr- und Bremskräfte	Nicht massgebend
Schlingerkräfte	Nicht massgebend
Zentrifugalkräfte	Nicht massgebend
Erddruck aus Bahnlasten (Schmalspur, $s = 1.0 \text{ m}$)	Lastverteilung gemäss SIA 261, 12.2.1.4 $\sum Q_k = 2 \times 130 \text{ kN} = 260 \text{ kN}$ Verteilbreite = $2 \times s$ = 2.00 m Verteillänge = $0.80 + 1.60 + 0.80$ = 3.20 m Kein dynamischer Beiwert $q_k = 260 / (2.0 \times 3.2) = 40.6 \text{ kN/m}^2$ bei 60 cm unter SOK
Strassenverkehr	SIA 261 Kapitel 10
Erddruck aus LM1	SIA 261, 10.2.2.8 und Figur 12 a und h gemäss untersuchtem Schnitt
Personenverkehr	SIA 261 Kapitel 9
Menschenansammlung	SIA 261, 9.2.2 $q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 3: Veränderliche Einwirkungen, Bauphase

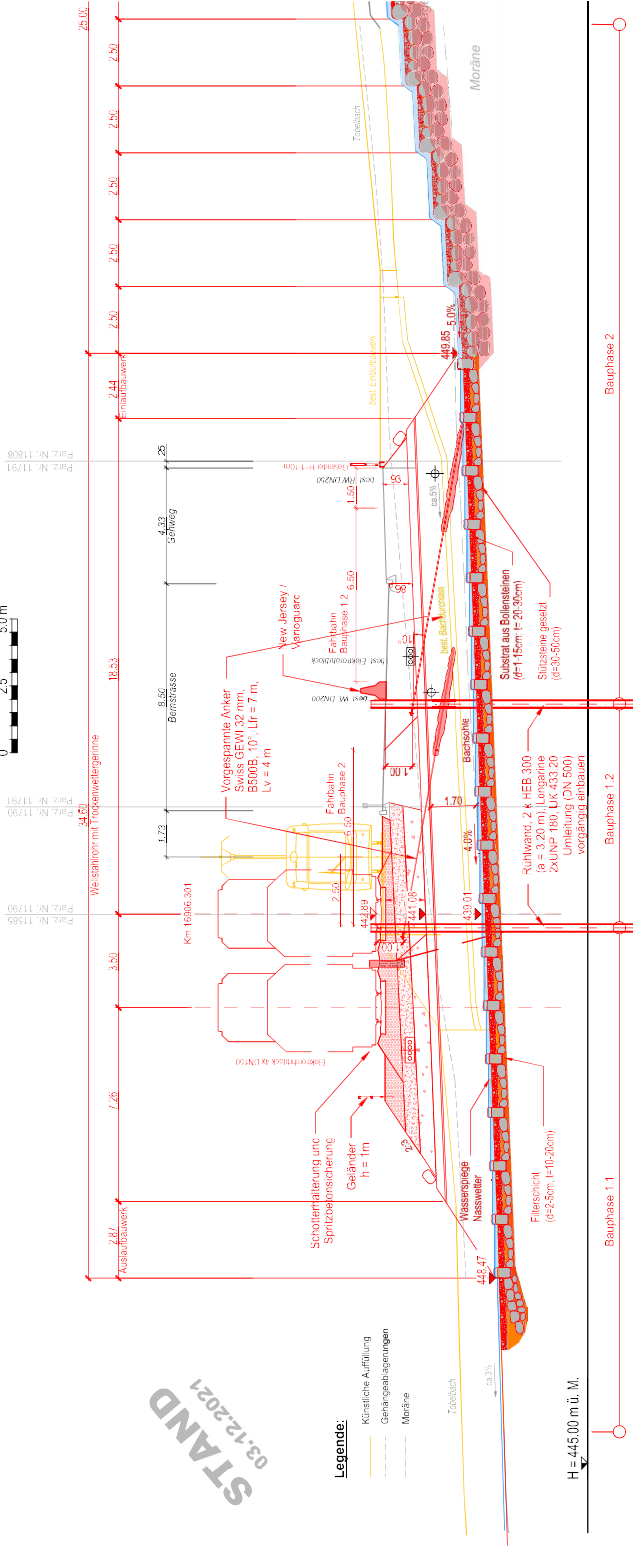
5.2.2 Endzustand (Rohr)

Einwirkung	Bemessungswert
Schnee	Nicht massgebend
Wind	Nicht massgebend
Bahnverkehr	SIA 190, Kapitel 4.2 (Schmalspur)
LM4	$Q_k = 2 \times 130 \text{ kN}$ $q_k = 25 \text{ kN/m}$ Dyn. Beiwert gemäss SIA 190, 4.2.3.12 $\Psi = 1.4 - 0.1 \cdot (H - 0.5) = 1.4 - 0.1 \cdot (1.1 - 0.5) = 1.34 \quad \geq 1.0$ Beiwert Normlastmodell gemäss SIA 190, 4.2.3.13 $\alpha = 1.0$ Reduktion gemäss SIA 190, 4.2.3.11 $q_{s2} = 48 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.5 \cdot 1.00 \cdot 1.34 = 32.2 \text{ kN/m}^2$
Strassenverkehr	SIA 190, Kapitel 4.2 (Lastmodell 1)
LM1	Beiwert Normlastmodell gemäss SIA 190, 4.2.3.9 $\alpha = 0.9$ $H = 1.10 \text{ m}$ Gesamte Strassenverkehrslast (SIA 190, Anhang C.4) $q_{s2} = 79.7 \cdot 0.9 = 71.7 \text{ kN/m}^2$ Einzelne Radlast (SIA 190, Anhang C.3) $q_{s2} = 38.9 \cdot 0.9 = 35.0 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 4: Veränderliche Einwirkungen, Endzustand

5.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen

Für den Durchlass sind aussergewöhnliche Einwirkungen weder in der Bauphase noch im Endzustand relevant.



H = 445.00 m ü. M.

Bauphase 1.1

Bauphase 1 2

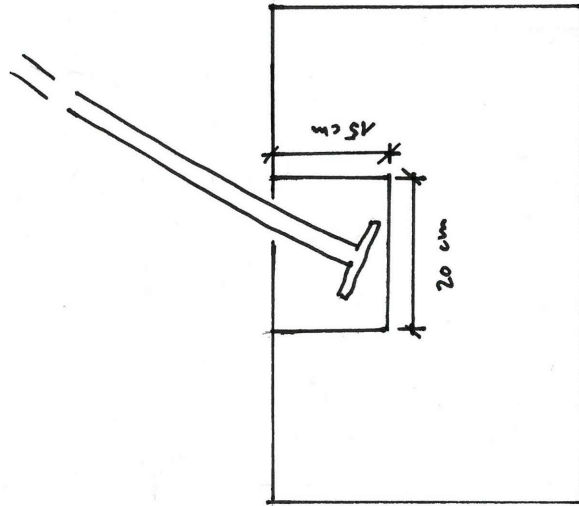
Bauphase 2

AVA, Doppelspur Dietikon

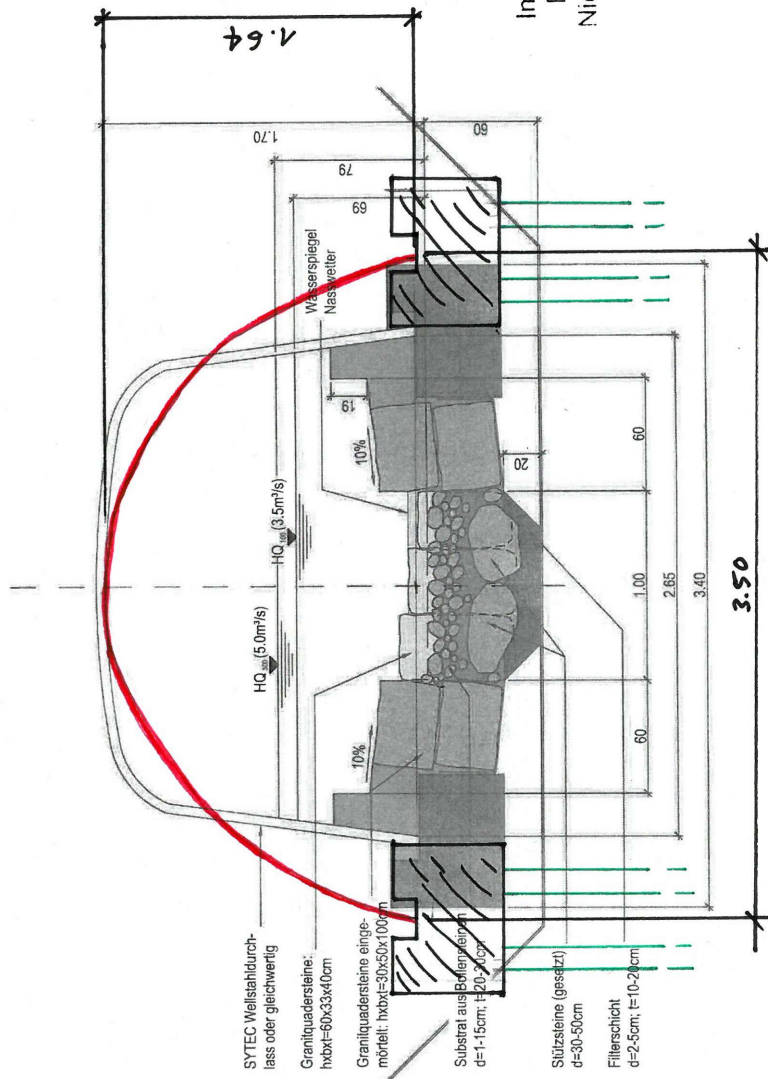
SYTEC T200 Tkb 9

STAND
29.11.2021

DETAIL
Trockenwetterrinne
0 0.5 1 m



Detail
Streifenfundament
aus Beton für
Bogenprofil



Im Weiteren wird auf die SYTEC
Einbauvorschriften verwiesen.
Nicht zur Ausführung freigegeben
v1, 17.12.2021

SYTEC Wellstahl

Statische Berechnung (Nachweis Tragsicherheit für Verkehrslasten SIA 261:2020)

Projekt: *AVA, Doppelspur Dietikon*

Grundlagen:

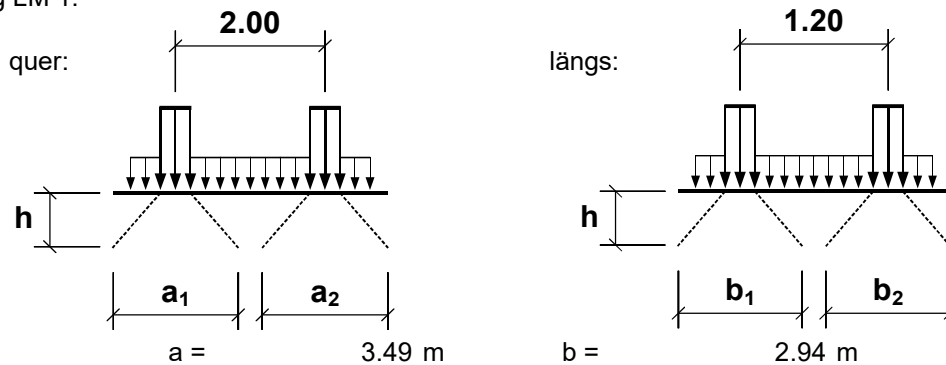
- Profil SYTEC:		TKB 9	
- Spannweite D:		3.50 m	
- Höhe H:		1.64 m	
- Radius im Scheitel R _s :		1.75 m	
- Wellung:		T200	
- Plattendicke t:		3.00 mm	
- Stahlquerschnitt A _s :		3544 mm ² / m'	
- Widerstandsmoment W _x :		46770 mm ³ / m	
- Plattenverbindung Schrauben:		10 Stk/m',	M 20
	Qualität =	8.8	
	f _{ub} =	800 N / mm ²	
	d _{Schraube} =	20 mm	
	A _{Schraube,netto} =	245 mm ²	
	d _o =	22 mm	
- Stahlqualität:	S355JR	f _y =	355 N / mm ²
		f _u =	470 N / mm ²
- Widerstandsbeiwerte		γ _{M1} =	1.05
		γ _{M2} =	1.25
- Hinterfüllung	Kiesgemisch UG 0/45, ME	- Wert =	40 MN / m ²

Lastannahmen (SIA 261:2020):

- Verkehrslast (Leiteinwirkung):	Lastmodell 1	
	Q _{k1} =	300.0 kN
	q _{k1} =	9.0 kN / m ²
	α _{Q1} =	0.90
	α _{q1} =	0.90
2. Spur	Q _{k2} =	200.00 kN
	q _{k2} =	2.5 kN/m ²
	α _{Q2} =	0.9
	γ _Q =	1.50
- Erdauflast (Begleiteinwirkung):		
	γ _{ek} =	21 kN / m ³
	γ _{G,sup} =	1.35
	κ _a =	0.27
	Überdeckung min. / max. =	0.80 / 1.50 m
	Überdeckung h =	0.80 m

Projekt: AVA, Doppelspur Dietikon

- Lastausbreitung LM 1:



Gefährdungsbild Verkehr:

- Verkehrslast $q_d = [2 \times \alpha_{Q1} \times Q_{k1} / (a \times b) + 2 \times \alpha_{Q2} \times Q_{k2} / (a \times b) + \alpha_{q1} \times q_{k1} + \alpha_{q2} \times q_{k2}] \times \gamma_Q = 147.2 \text{ kN / m}^2$

- Erdauflast $g_d = h \times \gamma_{ek} \times \gamma_{G,sup} = 22.7 \text{ kN / m}^2$

- Eigenlast nicht berücksichtigt !

- Bemessungswert total $f_d = 169.8 \text{ kN / m}^2$

Nachweis Tragsicherheit:

1. Bauzustand: Biegebeanspruchung im Scheitel, wegen seitlicher Hinterfüllung (gemäss LCPC / SETRA)

Biegung:

$M_{max, Ed} = 0.075 \times \gamma_{ek} \times \kappa_a \times D^3 \times [(H/D - 0.6)^2 + 0.07]$

$M_{max, Ed} = 1.59 \text{ kNm / m}$

Biegewiderstand:

$M_{Rk} = f_y \times W_x$

$M_{Rk} = 16.60 \text{ kNm / m}$

$M_{max, Ed} < M_{Rk} / \gamma_{M1}$ **erfüllt**

Projekt: **AVA, Doppelspur Dietikon**

2. Endzustand:

Annahmen:

- Druckring ohne Biegung
- Belastung max. = $f_d = P_s = 169.8 \text{ kN / m}^2$

- Druckring:

Belastung im Ring (Druckring)

$$N_{Ed} = P_s \times R_s \times \gamma_{\text{Wellstahl}}$$

$$\gamma_{\text{Wellstahl}} = 2.0$$

(Wellstahlspezifisch, inkl. Berücksichtigung Biegung und Beulen)

$$N_{Ed} = 594.5 \text{ kN / m'}$$

$$N_{Rk} = A_s \times f_y = 1258.1 \text{ kN / m'}$$

$$\underline{\underline{N_{Ed} < N_{Rk} / \gamma_{M1} = \text{erfüllt}}}$$

Korrosionsreserve

$$A_K = (N_{Rk} / \gamma_{M1} - N_{Ed}) \times 1000 / f_y = 1700.70 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\text{D.H. Korrosionsreserve von } 1.44 \text{ mm}$$

- Abscheren der Schrauben:

$$V_{Ed} = N_{Ed} = P_s \times R_s = 297.2 \text{ kN / m'}$$

$$F_{v,Ed} = V_{Ed} / \text{Anzahl Schrauben pro m'} = 29.7 \text{ kN / Schraube}$$

$$F_{v,Rk} = 0.6 \times f_{ub} \times A_{\text{Schraube, netto}} = 117.6 \text{ kN / Schraube}$$

$$\underline{\underline{F_{v,Ed} < F_{v,Rk} / \gamma_{M2} = \text{erfüllt}}}$$

- Lochleibungsdruck:

$$V_{Ed} = N_{Ed} = P_s \times R_s = 297.2 \text{ kN / m'}$$

$$F_{b,Ed} = V_{Ed} / \text{Anzahl Löcher pro m'} = 29.7 \text{ kN / Loch}$$

$$F_{b,Rk} = 2.4 \times f_u \times d \times t = 67.7 \text{ kN / Loch}$$

$$\underline{\underline{F_{b,Ed} < F_{b,Rk} / \gamma_{M2} = \text{erfüllt}}}$$

Neuenegg,

20.12.2021

SYTEC Bausysteme AG

SYTEC Wellstahlkonstruktion

Statische Berechnung für Wellstahlrohre unter Eisenbahnlinien

Projekt: AVA, Doppelspur Dietikon

Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl

Zuordnung der Querschnittsform:

Profiltyp:

Spannweite:

Höhe:

Radius im Scheitel:

Wellung:

Stahlqualität:

Streckgrenze

Zugfestigkeit

Widerstandsbeiwerte:

Plattenstärke t :

Stahlquerschnitt:

Widerstandsmoment:

Korrosionsreserve Plattenstärke t_{kor} :

Statisch nutzbare Plattenstärke t_{stat} :

Trägheitsmoment von t_{stat} : *Beilage 2*

Elastizitätsmodul Wellstahl:

Biegesteifigkeit Wellstahl:

Schrauben:

Anzahl pro m':

Typ:

Maulprofil

TKB 9

Beilage 1

$s = 3.50$ m

$h = 1.64$ m

$r_1 = 1.75$ m

T200

S 355

$f_y = 355$ N/mm²

$f_u = 470$ N/mm²

$\gamma_{M1} = 1.05$

SIA 263, 4.1.3

$\gamma_{M2} = 1.25$

$t = 4.00$ mm

$A_s = 4730$ mm²/m'

Beilage 2

$W_{el} = 61'670.0$ mm³/m

Beilage 2

$t_{kor} = 1.00$ mm

$t_{stat} = 3.00$ mm

$I = 1'356'000$ mm⁴/m

Beilage 2

$= 1.36E-06$ m⁴/m

$E = 210.00$ kN/mm²

SIA 263, 3.2.2.1

$= 2.10E+05$ MN/m²

$EI = 0.28$ MNm²/m

20 Stk/m'

M20

Festigkeitsklasse = 8.8

$f_{ub} = 800$ N/mm²

$d = 20$ mm

$A_s = 245$ mm²

$d_o = 22$ mm

$e_1 = 35$ mm

Projekt: AVA, Doppelspur Dietikon

Ausgangsdaten Bodenmaterial

Bettungsbereich B:	Kiesgemisch UG 0/45, wopt ± 1%	$M_{E1} =$	40	MN/m^2	SYTEC Einbauvorschriften
		$E_{s1,k} =$	30	MN/m^2	
Untergrund:	unbekannt	$E_{s2,k} =$	6	MN/m^2	Statischer Bericht

Lastannahmen

Überdeckung statisch:	(Scheitel WS bis 0.7m unter OK Schiene)	$h_{\bar{u}s} =$	1.11	m	
Überdeckungshöhe:	(Scheitel WS bis UK Schwelle)	$h_{\bar{u}} =$	1.65	m	DS 804.3101, Seite 6
Raumgewicht Boden:		$\gamma_{B,k} =$	20	kN/m^3	DS 804.2101, Seite 4
Raumgewicht Schotter:		$\gamma_s =$	18	kN/m^3	Statischer Bericht
Erdauflast:		$p_{B,k} = h_{\bar{u}s} * \gamma_{B,k} + (h_{\bar{u}} - h_{\bar{u}s}) * \gamma_s =$	31.92	kN/m^2	
Bahnlast nach Lastmodell: Nr. 4		$p_{v,k} =$	32.2	kN/m^2	Statischer Bericht

Steifigkeitsverhältnis

Bedingung Steifigkeitsverhältnis c:

$$c = \frac{E \times I}{k_{s,k} \times r_1^4} \leq 0.05$$

ZTV-ING 9/4, Anhang A 1

$$= 0.0035 \leq 0.05 \quad \rightarrow \quad \text{Steifigkeitsverhältnis genügend}$$

$$k_{s,k} = \text{Bettungsmodul}$$

ZTV-ING 9/4, Anhang A 1

$$= 0.5 \times \frac{E_{s,k}}{r_1}$$

$$= 8.57 \text{ MN/m}^3$$

$$E_{s,k} = 30 \text{ MN/m}^2$$

Siehe Ausgangsdaten Bodenmaterial

$$r_1 = 1.75 \text{ m}$$

Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl

Projekt: *AVA, Doppelspur Dietikon*

Scheiteldruckberechnung

Scheiteldruck $P_{s,d}$ Bei geringer Überdeckung ($h_{\ddot{u}} \leq 2.60$):

$p_{s,d}$ = Bemessungsscheiteldruck infolge Erd- und Bahnlasten

ZTV-ING 9/4, 3.5 und SIA 261

$$p_{s,d} = 1.1 \times (\gamma_G \times p_{B,k} + \gamma_Q \times p_{v,k} \times \alpha \times \phi_{red}) = \underline{\underline{99 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{G,sup} &= \text{Lastbeiwert: Einwirkungen aus Baugrund - Grenzzustand Typ 2} && \text{SIA 260} \\ &= 1.35 \end{aligned}$$

$$p_{B,k} = 32 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Siehe Lastannahmen}$$

$$\begin{aligned} \gamma_Q &= \text{Lastbeiwert: veränderliche Einwirkungen - Grenzzustand Typ 2} && \text{SIA 260} \\ &= 1.45 \end{aligned}$$

$$p_{v,k} = 32.2 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Siehe Lastannahmen}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \text{Beiwert zur Klassifizierung der Normlastmodelle} && \text{SIA 261, 11.3.3} \\ &= 1.00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_{red} &= \text{Reduzierter dynamischer Beiwert } \phi_{red} \text{ bei Überdeckung } h_{\ddot{u}} > 1.00 \text{ m} && \text{SIA 261, 11.3.1.1} \\ &= \phi - \frac{h_{\ddot{u}} - 1}{10} \geq 1 \\ &= 1.01 \end{aligned}$$

$$\phi = \text{Dynamischer Beiwert} \quad \text{Statischer Bericht}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1.44}{\sqrt{l_{\phi}} - 0.2} + 0.82 \quad (1 \leq \phi \leq 1.67) \\ &= 1.07 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{\phi} &= \text{Massgebende Länge zur Bestimmung} && \text{SIA 261, 11.3.1, Tab. 15} \\ &\quad \text{des dynamischen Beiwert} \\ &= 0.5 \times s \\ &= 1.75 \text{ m} \end{aligned}$$

Projekt: AVA, Doppelspur Dietikon

1. Durchschlagen des Bauwerksscheitels

Traglastgrenze Bauwerksscheitel:

ZTV-ING 9/4, 4.3

$$p_{s,d} \leq \frac{p_{SD,k}}{\gamma_{M,Ep}} \quad \Rightarrow \quad \frac{p_{s,d}}{\gamma_{M,Ep}} = \underline{0.53} \leq \underline{1.00} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

$$p_{s,d} = 99 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Siehe Scheiteldruckberechnung}$$

$P_{SD,k}$ = Kritischer Scheiteldruck (dimensionslos) $p_{SD,k}$:

ZTV-ING 9/4, Anhang B 2

$$\frac{P_{SD,k}}{k_{s,k} \times r_1} = f\left(\frac{E \times I}{k_{s,k} \times r_1^4}\right) \quad \Rightarrow \quad P_{SD,k} = f\left(\frac{E \times I}{k_{s,k} \times r_1^4}\right) \times k_{s,k} \times r_1$$

$$P_{SD,k} = 0.33 \text{ MN/m}^2$$

Der kritische Scheiteldruck $P_{SD,k}$ wird anhand der Tabelle in Beilage 4 ermittelt.

Als Eingangswerte dafür dienen das Steifigkeitsverhältnis c und der Lastangriffsparameter Ψ_B .

Eingangswerte: $c = 0.0035$ Siehe Steifigkeitsverhältnis

$\Psi_B =$ Lastangriffsparameter für Maulprofile bei einer Überdeckungshöhe $\leq 2.60 \text{ m}$
 $= 1.57$

$$\frac{P_{SD,k}}{k_{s,k} \times r_1} = f\left(\frac{E \times I}{k_{s,k} \times r_1^4}\right) = 0.02200$$

Beilage 4: ZTV-ING 9/4, Bild B 9.4.4:

$k_{s,k} = 8.57 \text{ MN/m}^3$ Siehe Steifigkeitsverhältnis
 $r_1 = 1.75 \text{ m}$ Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl

$\gamma_{M,EP}$ = Bestimmung des Sicherheitsfaktors Grenzwert: $= 0.70$

Wenn $h / s < 0.70$ $\Rightarrow \gamma_{M,EP} = 1.75$

Wenn $h / s > 0.70$ $\Rightarrow \gamma_{M,EP} = 1.40$

$\frac{s}{h} = 0.47$ $\Rightarrow \gamma_{M,EP} = 1.75$

Projekt: AVA, Doppelspur Dietikon

2. Grundbruch im Scheitelpunkt

Nachweis wird verlangt, wenn $h_{\text{ü}}/r_1 < 0.6$

$$h_{\text{ü}}/r_1 = 0.63$$

Nachweis nicht nötig

$$\gamma_Q \times q_1 \leq \frac{p_{\text{otr},k} - \gamma_{B,k} \times h_{\text{ü}}}{\gamma_{R,v}} \rightarrow \frac{\gamma_Q \times q_1 \times \gamma_{R,v}}{p_{\text{otr},k} - \gamma_{B,k} \times h_{\text{ü}}} = \underline{\underline{0.28 \leq 1.00}} \quad \underline{\underline{\text{Nachweis erfüllt}}}$$

$$\gamma_Q = \text{Lastbeiwert: veränderliche Einwirkungen - Grenzzustand Typ 2} \quad \text{SIA 260}$$

$$= 1.45$$

$$q_1 = \text{Einwirkungen infolge Verkehr:} \quad \text{SIA 261}$$

$$= p_{v,k} \times \phi_{\text{red}} \times \alpha$$

$$= 32 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{v,k} = 32.2 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Siehe Lastannahmen}$$

$$\phi_{\text{red}} = 1.01 \quad \text{Siehe Scheiteldruckberechnung}$$

$$\alpha = 1.00 \quad \text{Siehe Scheiteldruckberechnung}$$

$$\gamma_{R,v} = \text{Teilsicherheitsbeiwert} \quad \text{ZTV-ING 9/4, 4.4.1}$$

$$= 1.40$$

$$p_{\text{otr},k} = \text{Grundbruchwiderstand Wellstahl} \quad \text{ZTV-ING 9/4, 4.4.1}$$

$$= p_{\text{ogr},k} + \Delta p_{o,k}$$

$$= 270 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{ogr},k} = \text{Grundbruchwiderstand des Bodens im Scheitelpunkt} \quad \text{Beilage 5: ZTV-ING 9/4, B 9.4.5}$$

$$= 170 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Wahl Kurve Grundbruchwiderstand} \quad \text{Beilage 5: ZTV-ING 9/4, B 9.4.5}$$

$$h_{\text{ü}} = 1/2 \times r_1, \phi, k = 35^\circ$$

$$\Delta p_{o,k} = \text{Biegewiderstand} \quad \text{Beilage 6: ZTV-ING 9/4, B 9.4.6/7}$$

$$= 100 \text{ kN/m}^2$$

Eingangswerte

$$r_1 = 1.75 \text{ m} \quad \text{Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl}$$

$$t_{\text{stat}} = 3.00 \text{ mm} \quad \text{Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl}$$

$$\gamma_{B,k} = 20 \text{ kN/m}^3 \quad \text{Siehe Lastannahmen}$$

$$h_{\text{ü}} = 1.65 \text{ m} \quad \text{Siehe Lastannahmen}$$

Projekt: AVA, Doppelspur Dietikon

3. Bruch der Schraubenverbindung

$$\frac{N_d}{R_{Rd}} < 1.00 \quad \rightarrow \quad \underline{0.27} < \underline{1.00} \quad \underline{\text{Nachweis erfüllt}}$$

$$\begin{aligned} N_d &= \text{Bemessungswert Normalkraft} && \text{ZTV-ING 9/4, 4.5} \\ &= p_{s,d} \times R'' \\ &= 378.06 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$p_{s,d} = 99 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Siehe Scheiteldruckberechnung}$$

$$\begin{aligned} R'' &= \text{Ungünstiger Verformungszustand kurz vor Durchlagen des Scheitels} && \text{ZTV-ING 9/4, 4.5} \\ &= \frac{N_{D,k}}{p_{SD,k}} \\ &= 3.82 \text{ m} \end{aligned}$$

$$N_{D,k} = \text{Kritische Normalkraft} \quad \text{ZTV-ING 9/4, Bild B 9.4.8}$$

$$\frac{N_{D,k}}{k_{s,k} \times r_1^2} = f\left(\frac{E \times I}{k_{s,k} \times r_1^4}\right) \rightarrow N_{D,k} = f\left(\frac{E \times I}{k_{s,k} \times r_1^4}\right) \times k_{s,k} \times r_1^2$$

$$N_{D,k} = 1.26 \text{ MN/m}$$

Die kritische Normalkraft $N_{D,k}$ wird anhand der Tabelle in Beilage 7 ermittelt.
Als Eingangswerte dafür dienen das Steifigkeitsverhältnis c und der Lastangriffsparameter Ψ_B .

$$\text{Eingangswerte:} \quad c = 0.0035 \quad \text{Siehe Steifigkeitsverhältnis}$$

$$\Psi_B = 1.57 \quad \text{Siehe Durchschlagen des Bauwerkscheitels}$$

$$\begin{aligned} \frac{N_{D,k}}{k_{s,k} \times r_1^2} &= f\left(\frac{E \times I}{k_{s,k} \times r_1^4}\right) \\ &= 0.048 \end{aligned}$$

Beilage 7: ZTV-ING 9/4, Bild B 9.4.8

$$\begin{aligned} k_{s,k} &= 8.57 \text{ MN/m}^3 && \text{Siehe Steifigkeitsverhältnis} \\ r_1 &= 1.75 \text{ m} && \text{Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl} \end{aligned}$$

$$P_{SD,k} = 0.33 \text{ MN/m}^2 \quad \text{Siehe Durchschlagen des Bauwerkscheitels}$$

Projekt: **AVA, Doppelspur Dietikon**

$$\begin{aligned}
 R_{Rd} &= \text{Tragwiderstand der Schraubenverbindungen pro m'} \\
 &= F_{Rd} \times \text{Schrauben pro m'} \\
 &= 1'384.7 \text{ kN/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{Rd} &= \text{Bemessungswert Tragwiderstand der Schraube} \\
 &\quad \text{Kleinstes Resultat der Bemessungen von} \\
 &\quad \text{Scher-, Lochleibungs- und Zugwiderstand} \\
 &= 69.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tragwiderstände der Schrauben

SIA 263, 6.2.2

- Scherwiderstand $F_{v,Rd}$ pro Schraube der Festigkeitsklassen 4.6, 5.6 und 8.8

$$\begin{aligned}
 F_{v,Rd} &= 0.6 \times \frac{f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \\
 &= 94.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Lochleibungswiderstand $F_{b,Rd}$ pro Schraube und Platte

$$\begin{aligned}
 F_{b,Rd} &= 0.85 \times \frac{e_1}{d_0} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \times d \times t \\
 &= 69.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Zugwiderstand $F_{t,Rd}$

$$\begin{aligned}
 F_{t,Rd} &= 0.9 \times \frac{f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \\
 &= 141.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Projekt: *AVA, Doppelspur Dietikon*

5. Biegebruch beim Hinterfüllen

ZTV-ING 9/4, 4.6

$$M_H \times \gamma_G \leq \frac{M_{pl,k}}{\gamma_M} \quad \Rightarrow \quad \frac{M_H \times \gamma_G}{\frac{M_{pl,k}}{\gamma_M}} = 0.12 < 1.00 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

M_H = Max. Biegemoment nach Klöppel/Glock bei Erddruckbeiwert $K = 0.40$
 Profiltyp: Maulprofil

ZTV-ING 9/4, 4.6

$$= f_M \times r_1^3$$

$$= 2.25 \text{ kNm/m'}$$

$$f_M = \text{Momentenfaktor}$$

$$= 0.42 \text{ kNm/m}^4$$

$$r_1 = 1.75 \text{ m} \quad \text{Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl}$$

Bedingung für das Berechnen mit einem Erddruckbeiwert $K = 0.40$,
 ist das Einhalten von Abstand (a) zur Böschung $\geq h/3$

➔ Ist beim Einhalten der SYTEC Wellstahl Einbauvorschriften gewährleistet.

$$\gamma_G = 1.35 \quad \text{Siehe Scheiteldruckberechnung}$$

$$M_{pl,k} = \text{Plastisches Moment des gewellten Stahlblechs}$$

$$= 1.24 \times f_{y,k} \times W_{el}$$

$$= 27.15 \text{ kNm/m'}$$

ZTV-ING 9/4, 4.6

$$f_{y,k} = \text{Streckgrenze Stahl}$$

$$= 355 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl}$$

$$W_{el} = \text{Widerstandsmoment des gewellten Stahlblechs}$$

$$= 61'670.0 \text{ mm}^3 \quad \text{Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl}$$

$$\gamma_M = 1.05 \quad \text{Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl}$$

Projekt: *AVA, Doppelspur Dietikon*

6. Bereich der Schrägschnitte

ZTV-ING 9/4, B 6

$$\frac{M_{pl} \times L_s + b \times F_{pl} \times \frac{r_1^3}{L_s}}{a \times L_c \times r_1^3} = 5.72 > 2.00 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

M_{pl} = Plastisches Moment des Querschnittes in Umfangsrichtung
= 1.36 Mpm/m

L_s = Grösste Schrägschnittlänge
= $\frac{(h - x) \times m}{\sin \beta} + \frac{s}{2} \times \tan(90 - \beta)$
= 2.46 m

h = Profilhöhe
= 1.64 m Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl

s = Profilsparnweite
= 3.50 m Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl

x = x-Mass
= 0.00 m

m = Steigung Böschungsschrägschnitt - Verhältnis 1 : m
= 1.5 -

β = Bauwerksabschlusswinkel
= 90 °
= 1.57 rad

a = Profilabhängiger Parameter
= 0.0777

b = Profilabhängiger Parameter
= 0.9

F_{pl} = Max. Normalkraft des Querschnittes beim Plastifizieren in Bauwerkslängsrichtung
= 1.28 Mp/m

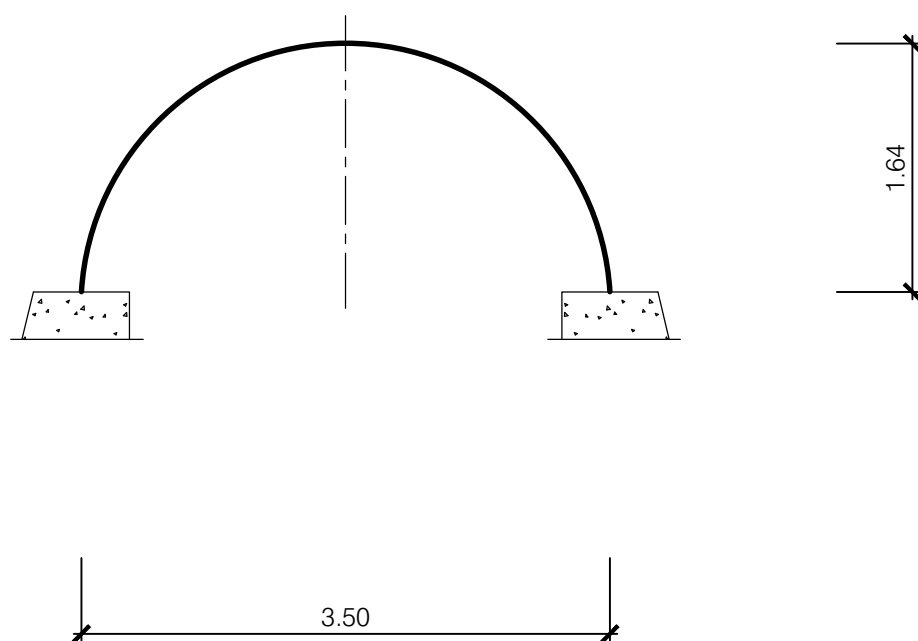
r_1 = Radius im Scheitel
= 1.75 m Siehe Ausgangsdaten SYTEC Wellstahl

Projekt: *AVA, Doppelspur Dietikon*

Zusammenfassung der Resultate:

- Wandstärke: $t = 4.00 \text{ mm}$, darin ist eine Korrosionsreserve von 1.00 mm enthalten.
- Plattenverbindung: 20 Schrauben / m' notwendig.
- Hinterfüllung $ME > 40 \text{ MN/m}^2$, im Weiteren verweisen wir auf die Einbauvorschriften der SYTEC Bausysteme AG für Wellstahlkonstruktionen.
- Bauzustand: maximal zulässige Scheitelhebung beträgt 3% der Spannweite = 11 cm
Wird dieser Wert bei der Hinterfüllung erreicht, muss der Rohrscheitel vorbelastet werden.

*SYTEC Bausysteme AG
Laupenstrasse 47 / Postfach 41
3176 Neuenegg
20.12.2021*



Typ Type	Spw. Portée m	Höhe Haut. m	Fläche Section m ²	Umfang Périm. m	Radien Rayons m	Winkel Angles α°
9	3.50	1.64	4.44	5.29	1.75	172.85



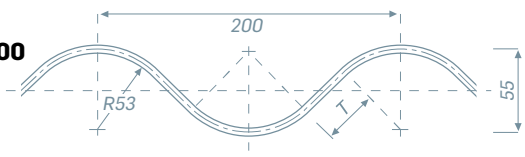
SYTEC Bausysteme AG
 Laupenstrasse 47
 3176 Neueneegg
 Tel. 031 980 14 14
 Fax 031 980 14 24
 sytec@sytec.ch

SYTEC TKB 9

Mst / échelle : 1:50

Datum / date :

Beilage 2

	Platten- stärke	Tangente (T)	Trägheits- moment	Widerst.- moment	Trägheits- radius	Querschn.- fläche
	mm	mm	$\text{mm}^4/\text{m}' \times 10^6$	$\text{mm}^3/\text{m}' \times 10^3$	mm	mm^2/m'
T 200 	2.50	33.02	1.1188	38.91	195.4	2950
	3.00	32.17	1.3564	46.77	195.6	3540
	4.00	30.41	1.8192	61.67	196.1	4730
	5.00	28.55	2.2888	76.29	196.7	5910
	6.00	26.55	2.7658	90.68	197.3	7100
	7.00	24.39	3.2511	104.88	198.0	8290

Technische Daten der Schrauben

Wellungsprofil	T 200
Schraubentyp	M 20
Festigkeitsklasse	8.8
Schraubenlängen	35 / 45 / 60 mm

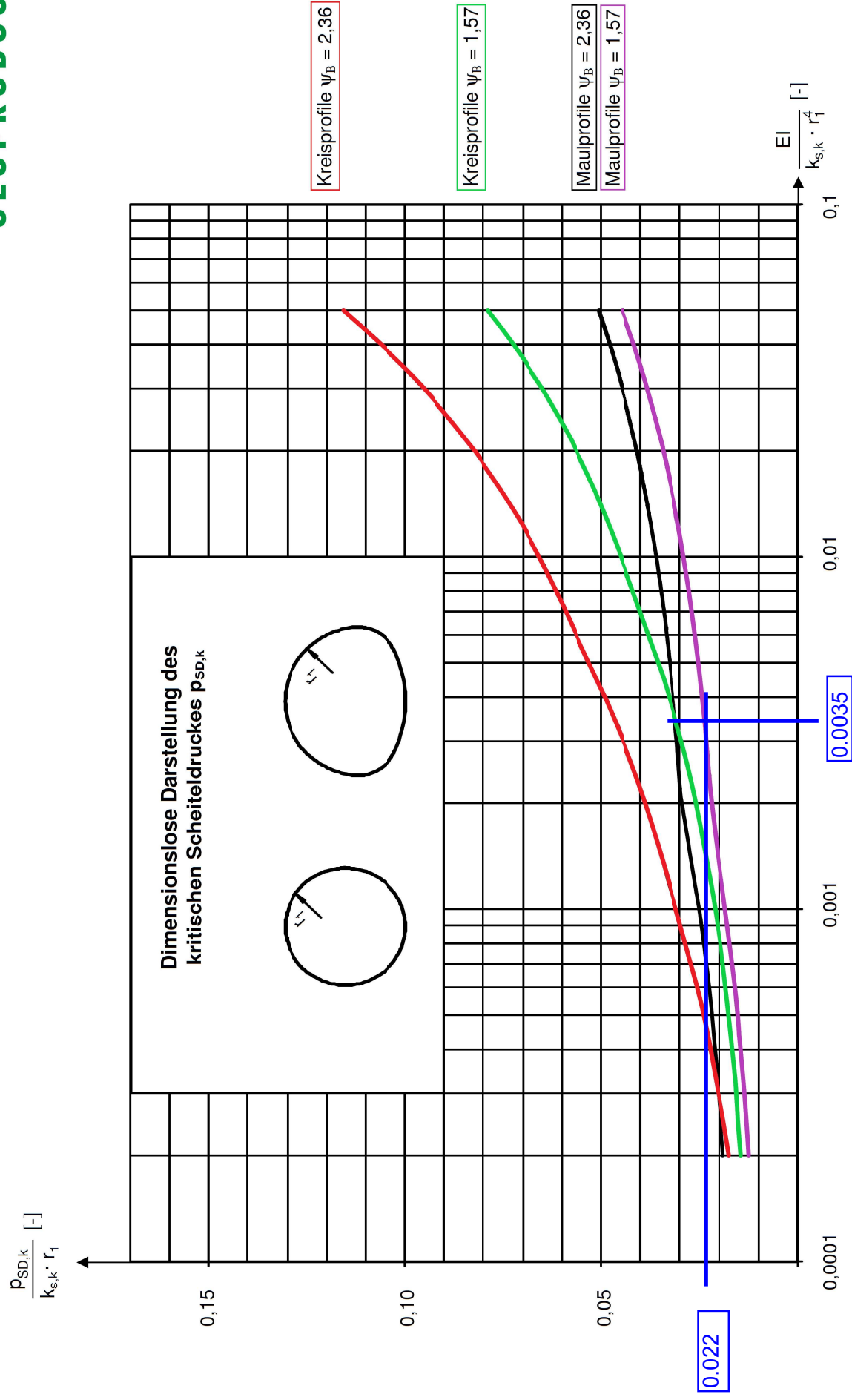


Bild B 9.4.4: Kritischer Scheiteldruck für das Durchschlagen von Kreis- und Maulprofilen

Beilage 5

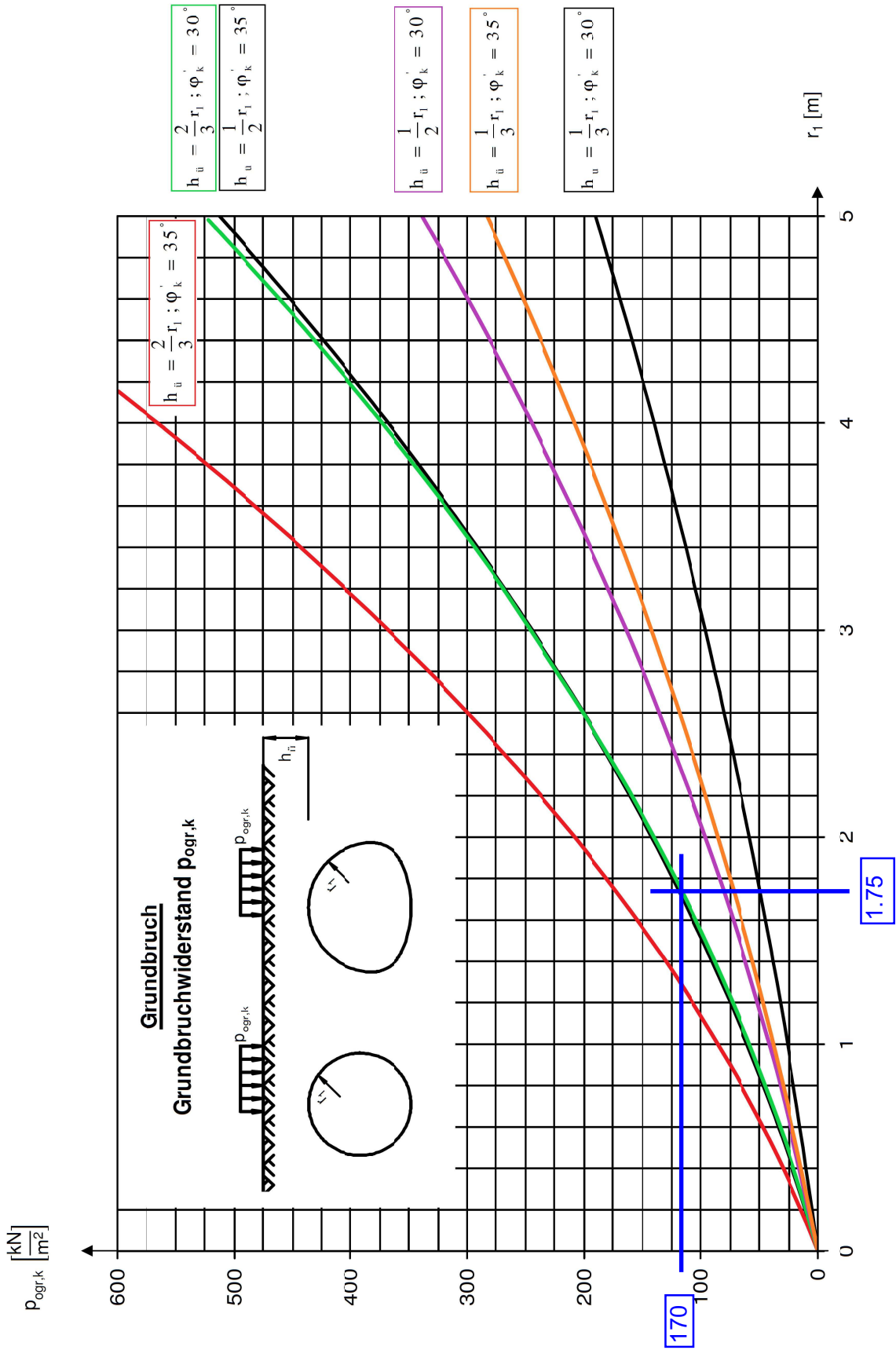
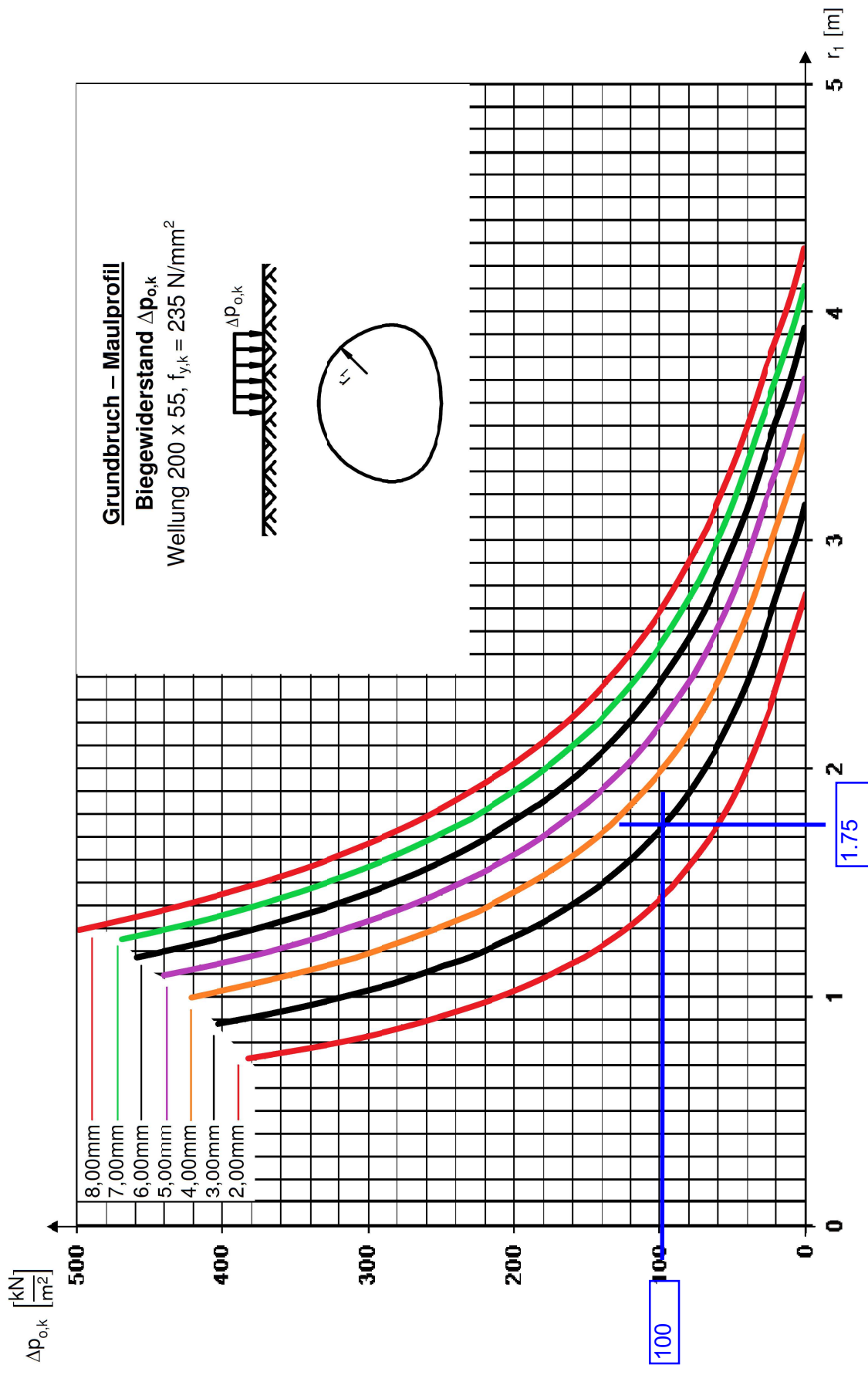


Bild B 9.4.5: Grundbruchwiderstand des Bodens im Scheitelpunkt

Beilage 6



Beilage 7

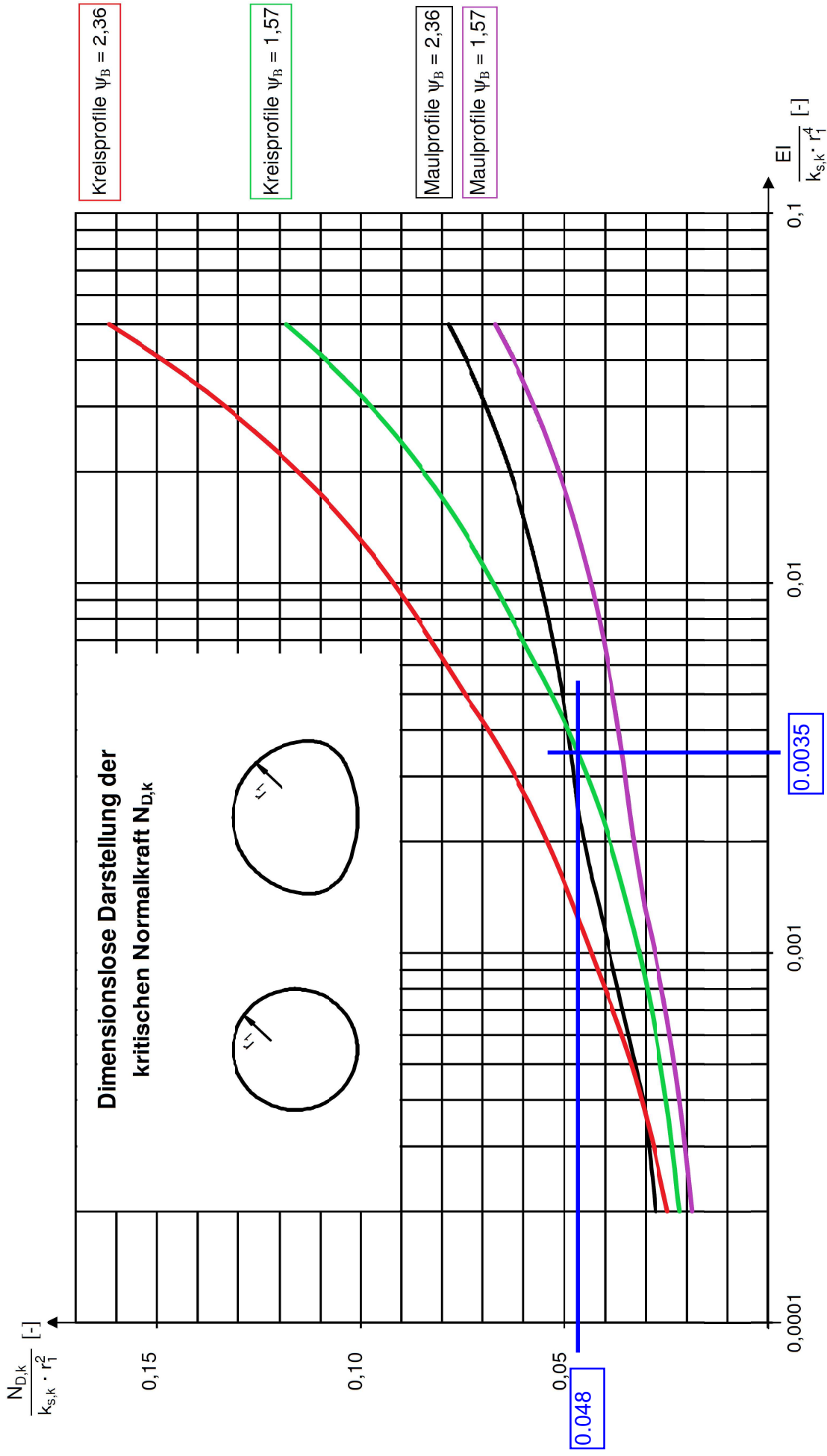


Bild B 9.4.8: Kritische Normalkraft für Kreis- und Maulprofile

SYTEC Wellstahl: Auflagerreaktionen

Projekt: *ASA, Doppelspur Dietikon*

Grundlagen:

- Profil SYTEC:	TKB 9
- Profiltyp	Bogen
- Spannweite S:	3.50 m
- Höhe H:	1.64 m
- Profilfläche A:	4.44 m ²

Lastannahmen (SIA 261:2014):

- Verkehrslast (Leiteinwirkung):	Lastmodell 1
$Q_{k1} =$	300.0 kN
$q_{k1} =$	9.0 kN / m ²
$\alpha_{Q1} =$	0.90
$\alpha_{q1} =$	0.90
$\gamma_Q =$	1.50
- Erdauflast (Begleiteinwirkung):	
Kritischer Füllstand h =	1.23 m
$\gamma_{ek} =$	21 kN / m ³
$\gamma_{G,sup} =$	1.35
Überdeckungshöhe max. $h_{\bar{u}} =$	1.50 m

Gefährdungsbild Verkehr:

(Betrachtung als Linienlast auf ganzer Spannweite)

- verteilte Verkehrslast	$q_k = ((2 \times \alpha_{Q1} \times Q_{k1}) / (\text{Fahrbahnbreite})) + (S \times \alpha_{q1} \times q_{k1})$
	$q_k = \underline{\underline{208.4 \text{ kN / m'}}}$
- Erdauflast	Überdeckung: $h_{\bar{u}} \times \gamma_{ek} \times S = 110.3 \text{ kN / m'}$
	Seitenbereich Rohr: $(H \times S - A) \times \gamma_{ek} = 27.3 \text{ kN / m'}$
	$g_k = \underline{\underline{137.6 \text{ kN / m'}}}$
- Eigenlast	nicht berücksichtigt !

SYTEC Wellstahl: Auflagerreaktionen

Projekt: ASA, Doppelspur Dietikon

1. Ausgangslage

Profil: TKB 9
 Spannweite (S): 3.50 m
 Höhe (H): 1.64 m
 Last: Lastmodell 1
 Überdeckungshöhe (h): 1.50 m
 Winkel β : 3.575 °
 6.2 %

Schnittkräfte Wellstahl (charakteristisch)

Normalkraft aus ständigen Einwirkungen:

$$g_k \times 1/2 = 68.8 \text{ kN/m}$$

Normalkraft aus veränderlichen Einwirkungen (ungünstige Laststellung):

$$q_k \times 2/3 = 138.9 \text{ kN/m}$$

Einspannungsmoment (M:) 0 kNm

Lastbeiwerte

SLS: ständige und veränderliche

Einwirkungen 1.00

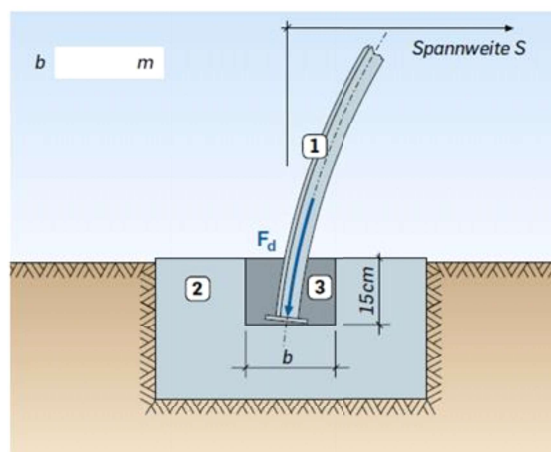
ULS: ständige Einwirkungen 1.35

ULS: veränderliche Einwirkungen 1.50

2. Auswirkungen auf Fundamente (pro Seite und m')

Bemessungswerte

	Gebrauchs- tauglichkeit (SLS)	Tragsicherheit (ULS)
	Normalkraft E_d [kN/m]	Normalkraft E_d [kN/m]
Ständige Einwirkungen:	68.8	92.8
Veränderliche Einwirkungen:	138.9	208.4
Summe:	207.7	301.2



Wellstahldurchlässe und -tunnel

Einbauvorschriften

Fundation

Die Lastabtragung von SYTEC Wellstahlprofilen setzt eine elastische Bettung voraus. Mit dem Einbau einer 30 bis 50 cm starken Fundationsschicht aus Kiesgemisch UG 0/45 wird dies in den meisten Fällen erreicht. Im Falle von schlechten Baugrundverhältnissen, d. h. wenig tragfähigem Boden wie Torf etc., ist die Fundationsschicht je nach Verhältnissen zu verstärken. Die Breite der Fundation ist entsprechend der Systemskizzen auf der Rückseite auszuführen. Besteht der Untergrund aus Fels, hat die Kiessandschicht die elastische Bettung sicherzustellen. Wenn immer möglich, ist die Kiessandschicht in die trockengelegte Baugrube einzubringen. Die Fundationsschicht ist mit konventionellen Verdichtungsgeräten zu verdichten ($ME_1 \geq 40 \text{ MN/m}^2$). Bei Spannweiten über 5.00 m ist die Sohle entsprechend der Profilkrümmung zu profilieren und es können höhere Verdichtungswerte gefordert werden. Bei Bogen- und Boxprofil mit Wellstahlflachfundamenten ist der Hohlraum unter der Wellung mit Rundkies 8/16 auszustopfen.

Rohrbettung/ Verdichtung

Zum Hinterfüllen und Überdecken von Wellstahlkonstruktionen eignet sich das Kiesgemisch UG 0/45 mit einem Wassergehalt von $w_{\text{opt}} \pm 1\%$. Anderes Hinterfüllungsmaterial ist vorgängig mit SYTEC abzusprechen. Das verdichtete Material muss ein Verformungsmodul ME_1 von mindestens 40 MN/m^2 aufweisen, sofern in der Auftragsbestätigung oder durch die statische Bemessung kein höherer ME_1 -Wert gefordert wird. Die Einfüllung und Verdichtung der unteren Rohrspickel ist speziell sorgfältig auszuführen. Eine gute Bettung wird mit Unterstopfen von Hand mit Kiesgemisch

UG 0/16 oder mit Rundkies 8/16 (ist mittels Geovlies vom übrigen Hinterfüllungsmaterial zu trennen), oder bei grösseren Profilen durch Vorprofilieren der Planie erreicht. Die Hinterfüllung muss auf beiden Seiten gleichzeitig in Schichten von 20 bis 40 cm aufgezogen werden. Im näheren Bereich der Konstruktion (ca. 1 m seitlich und 0.5 m oberhalb des Scheitels) dürfen nur leichte Verdichtungsgeräte eingesetzt werden. Bei Böschungsschrägschnitten muss die seitliche Aufschüttung besonders sorgfältig vorgenommen werden, um Verformungen des Schrägschnitttrandes zu vermeiden. Im Bereich von ca. 1 m seitlich des Schrägschnittes darf nur mit leichten Grabenstampfern gearbeitet werden.

Überdeckung

Die minimale bzw. maximale Überdeckungshöhe gemäss statischer Bemessung oder Auftragsbestätigung darf nicht unter- bzw. überschritten werden. Grundsätzlich darf die Mindestüberdeckung von 60 cm nicht unterschritten werden. In Sonderfällen müssen spezielle Massnahmen vorgesehen werden.

Vormontage neben Einbauort

Wellstahlkonstruktionen zeichnen sich durch ein relativ geringes Eigengewicht aus. Sie sind daher für die Vormontage z. B. neben einer Strasse oder einem Bach geeignet. Das vormontierte Rohr kann innerhalb kürzester Zeit auf den definitiven Einbauort versetzt werden, ohne langen Unterbruch von Strasse oder Bahn. Der Ablauf dieser Arbeiten wird projektspezifisch – zusammen mit einem SYTEC Fachmann – festgelegt.

Für die Einhaltung der Einbauvorschriften und der Bauarbeitenverordnung sind der ausführende Unternehmer und die örtliche Bauleitung verantwortlich. SYTEC nimmt keine Bauführungs- oder Bauleitungsaufgaben wahr.

Projektname _____

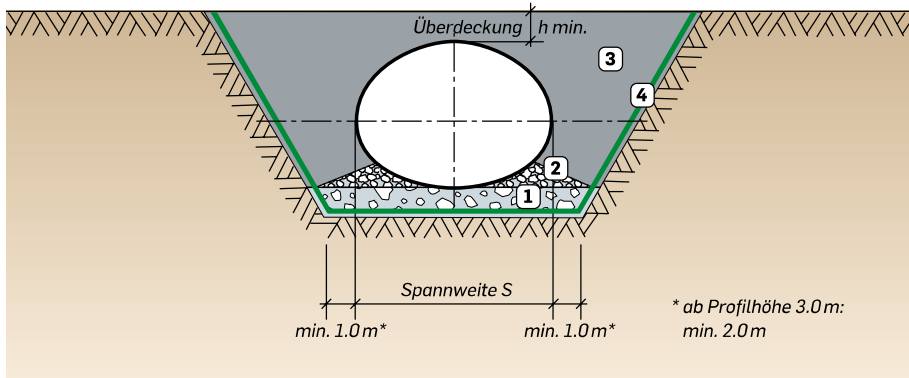
Abgegeben am _____

Unternehmung _____

SYTEC-Instruktor _____

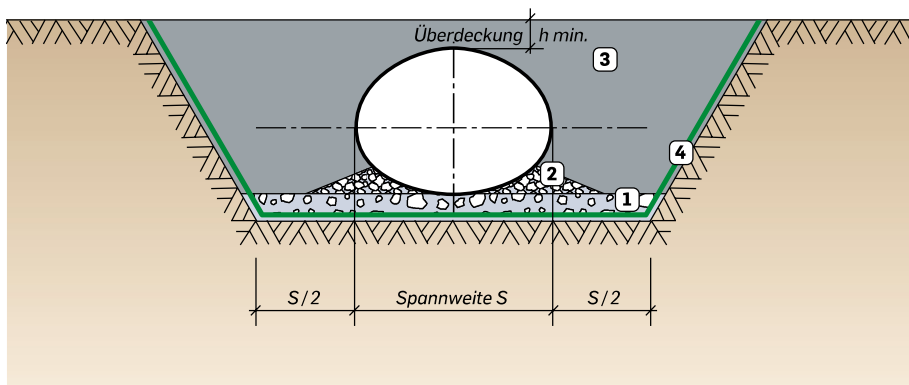
Örtliche Bauleitung _____

Bettungsprofile



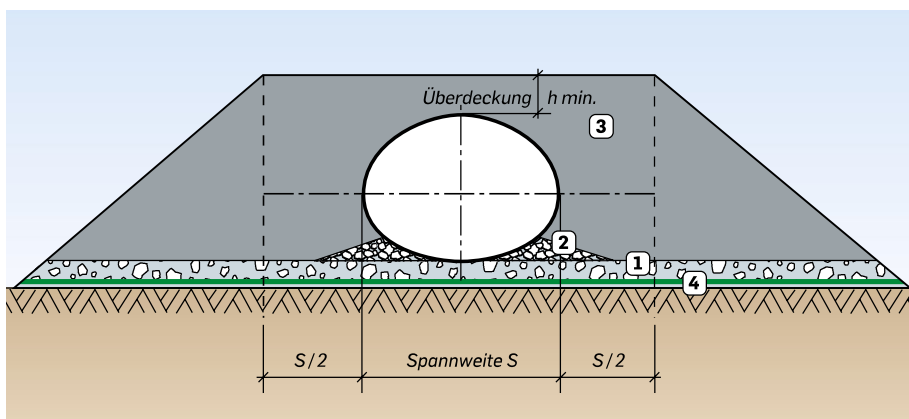
In günstigem Baugrund ($ME \geq 15 \text{ MN/m}^2$)

- ① 30–50 cm Fundamentsschicht
- ② Unterstopfen mit Kiesgemisch UG 0/16 oder Rundkies 8/16
- ③ Rohrbettungsbereich
- ④ Geovlies SYTEC NW



In ungünstigem Baugrund ($ME < 15 \text{ MN/m}^2$)

- ① Kiessand-Fundamentsschicht gemäss Planer
- ② Unterstopfen mit Kiesgemisch UG 0/16 oder Rundkies 8/16
- ③ Rohrbettungsbereich
- ④ Geovlies SYTEC NW



In Aufschüttung

- ① 30–50 cm Fundamentsschicht
- ② Unterstopfen mit Kiesgemisch UG 0/16 oder Rundkies 8/16
- ③ Rohrbettungsbereich
- ④ Geovlies SYTEC NW

Anhang 2

Statischer Grundbruch

nach SIA 267 und Terzaghi (Lang Huder Amman)

Projekt: Doppelspur Dietikon
Bauteil: Bachdurchlass Stoffelbach, Anhang 2

für drainierte Verhältnisse $E_{N,d} < R_{N,d}$

Zusammenfassung

$R_{N,d} = 339 \text{ kN}$

$E_{N,d} = 301 \text{ kN}$

Sicherheit: 1.13 i.O.

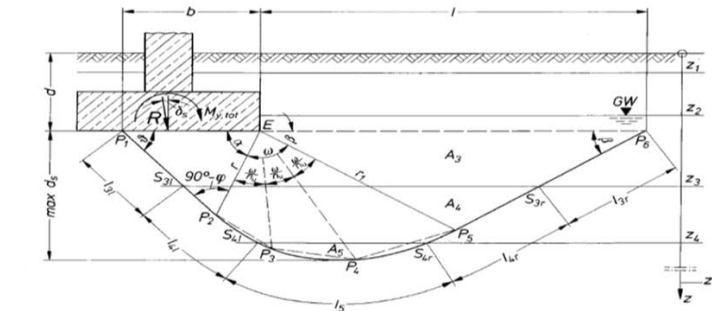


Bild 15. Grundbruchfigur für ausmittige und schräge Belastung

Geometrie

OK-Terrain bis UK Foundation	d	=	0.60	m	
Fundamentbreite	B	=	1.20	m	
Betrachtete Länge	L	=	1.00	m	
Lastangriff Exzentrizität in Richtung B (M/N)	e_b	=	0.00	m	
Lastangriff Exzentrizität in Richtung L (M/N)	e_l	=	0.00	m	
wirksame Breite	B'	=	1.20	m	
wirksame Länge	L'	=	1.00	m	
wirksame Fläche	A'	=	1.20	m ²	
Fundamentneigung	α	=	0.00	°	
Geländeneigung	β	=	0.00	°	

Streifenfundament damit $s_q, s_c, s_\gamma = 1.00$

Bodeneigenschaften

Raumgewicht Hinterfüllung	$\gamma_{k,H}$	=	20.00	kN/m ³	
Raumgewicht Boden	$\gamma_{k,B}$	=	20.00	kN/m ³	
Kohäsion (k-Niv.)	c'_k	=	0.00	kN/m ²	
Kohäsion (d-Niv.)	c'_d	=	0.00	kN/m ²	
Reibungswinkel Boden (k-Niv.)	ϕ'_k	=	28.00	°	
Reibungswinkel Boden (d-Niv.)	ϕ'_d	=	23.90	°	

Einwirkungen

Normalkraft auf Niveau UK-Foundation	$E_{N,d}$	=	301	kN	
Horizontale Kraft	$E_{T,d}^*$	=	0	kN	$= H_d - R_{E,d}$
Kraft normal zur Foundation	N_d	=	301	kN	
Kraft in Richtung der Fundamentsohle	T_d	=	0	kN	
Auflast günstig wirkend	g'_k	=	0.00	kN/m ²	
Lastbeiwert ständige Lasten	γ_G	=	1.20	-	
Auflast total (D-Niveau)	q'_d	=	14.40	kN/m ²	

Faktoren aus L.H.A.

Trägheitsfaktoren: $N_q = 9.50$ $N_c = 19.19$ $N_\gamma = 6.78$	Neigung der Fundamentsohle: $b_q = 1.00$ $b_c = 1.00$ $b_\gamma = 1.00$	Tiefenfaktor: $d_q = 1.15$ $d_c = 1.19$ $d_\gamma = 1.00$
Formfaktoren: $s_q = 1.53$ $s_c = 1.59$ $s_\gamma = 0.52$	Lastneigungsfaktoren: $i_q = 1.00$ $i_c = 1.00$ $i_\gamma = 1.00$	Geländeneigungsfaktoren: $g_q = 1.00$ $g_c = 1.00$ $g_\gamma = 1.00$

Baugrundwiderstände

	$\sigma_i(q)$	=	240	kN/m ²	
	$\sigma_i(c)$	=	0	kN/m ²	
	$\sigma_i(\gamma)$	=	42	kN/m ²	
	σ_i	=	282	kN/m ²	
Totalwiderstand	P_f	=	339	kN	

Anhang 3

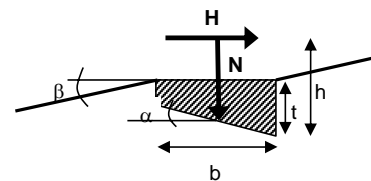
Tragfähigkeit und Verformung von Flachfundationen
 Berechnung gemäss SIA 267:2013

Projekt Nr.: 115000455.32.14
Projekttitel: Doppelspur Dietikon
Bauteil: Stoffelbach, Anhang 3

1. Fundamentabmessungen & Lasten

		Geometrie	Einwirkungen	
			charakt. (Gebrauch)	design (Bemessung)
Länge l	[m]	1.00		
Breite b	[m]	1.20		
Einbindetiefe t	[m]	0.60		
Sohlneigung α	[°]	0.0		
Normalkraft ständig N_G	[kN]		69	92.8
Eigengewicht G	[kN]		18	24.3
Normalkraft veränderlich N_Q	[kN]		139	208.4
H-Last ständig H_G^b (parallel b)	[kN]		0	0.0
H-Last veränderlich H_Q^b (parallel b)	[kN]		0	0.0
Hebelarm h	[m]	0.00		
H-Last ständig H_G^l (parallel l)	[kN]		0	0.0
H-Last veränderlich H_Q^l (parallel l)	[kN]		0	0.0
Hebelarm h	[m]	0.00		
ggf. seitliche Auflast	[kN/m ²]		12.0	12.0
ggf. zus. Aushubentlastung zu $\gamma \cdot t$	[kN/m ²]		0.0	

Skizze der Abmessungen:


2. Bodenaufbau ab OK-Gelände

Geländeneigung β	[°]	0.0					
Beschreibung	OK [m]	UK [m]	γ / γ' [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	E_{s1} [MN/m ²]	E_{s2}/E_{s1} [-]
Auffüllung	0	0.6	20.0	30.0	0.0	30	60.0
Gehängeablagerung	0.6	2	20.0	28.0	0.0	8	20.0
Möräne	2	5	21.0	32.0	5.0	30	80.0
	5						
	0						

3. Tragfähigkeit

		Geometrie	Einwirkungen		Geometrie	Widerstände	
			charakt. (Gebrauch)	design (Bemessung)		charakt. (Gebrauch)	design (Bemessung)
mittlere Sohlpressung p	[kN/m ²]		188.1	271.3		664.4	396.8
maximal zulässige Spannung	[kN/m ²]						
Tragfähigkeitsnachweis erbracht!							
Ausnutzungsgrad	[%]						68.4
Geometrie der Gleitfluge		Breite [m]	4.69				
		Tiefe [m]	1.65				

Tragfähigkeit und Verformung von Flachfundationen
 Berechnung gemäss SIA 267:2013

Projekt Nr.: 115000455.32.14
Projekttitel: Doppelspur Dietikon
Bauteil: Stoffelbach, Anhang 3

4. Kippen & reduzierte Fundamentabmessungen

		Einwirkungen			Widerstände		
		Geometrie	charakt. (Gebrauch)	design (Bemessung)	Geometrie	charakt. (Gebrauch)	design (Bemessung)
bezüglich Breite							
Exzentrizität e_b	[m]	0.00					
1. Kernweite	[m]				0.20		
2. Kernweite	[m]				0.40		
in der Breite keine angreifenden H-Lasten							
bezüglich Länge							
Exzentrizität e_l	[m]	0.00					
1. Kernweite	[m]				0.17		
2. Kernweite	[m]				0.33		
in der Länge keine angreifenden H-Lasten							
reduzierte Fundamentabmessungen							
b'	[m]	1.20					
l'	[m]	1.00					

5. Gleiten

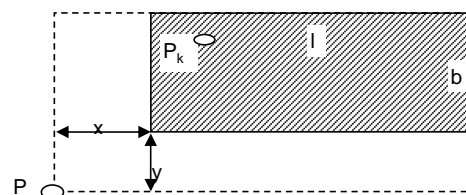
		Einwirkungen			Widerstände		
		Geometrie	charakt. (Gebrauch)	design (Bemessung)	Geometrie	charakt. (Gebrauch)	design (Bemessung)
Breite massgebend							
H-Last	[kN]		0.0	0.0			
aufnehmbare H-Last bei $\delta = 2/3 \cdot \varphi$	[kN]					76.2	64.4
Gleitnachweis erbracht!							

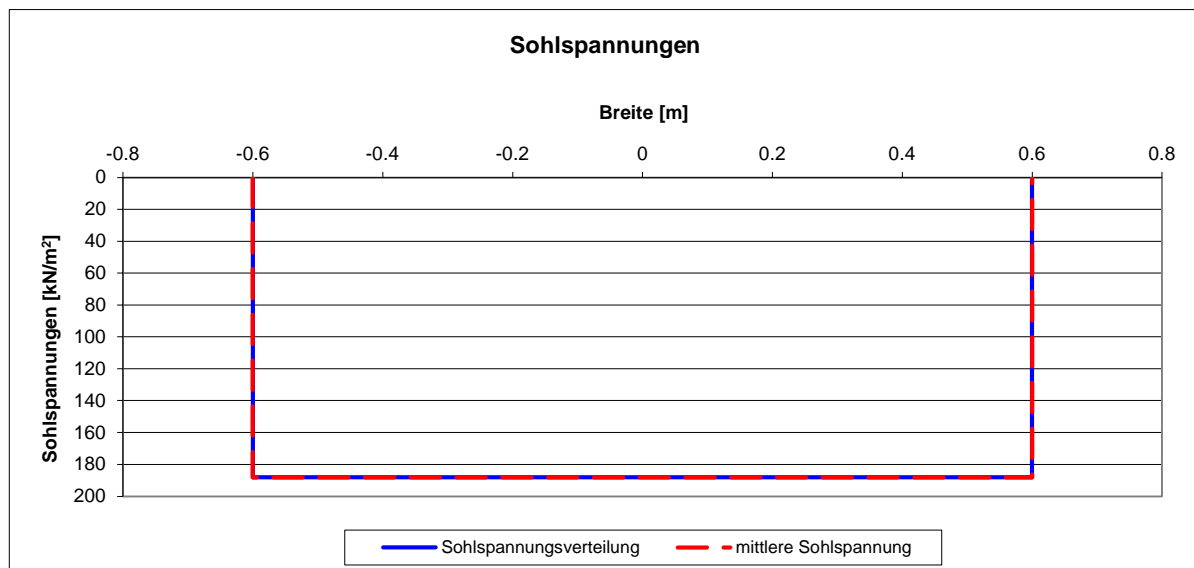
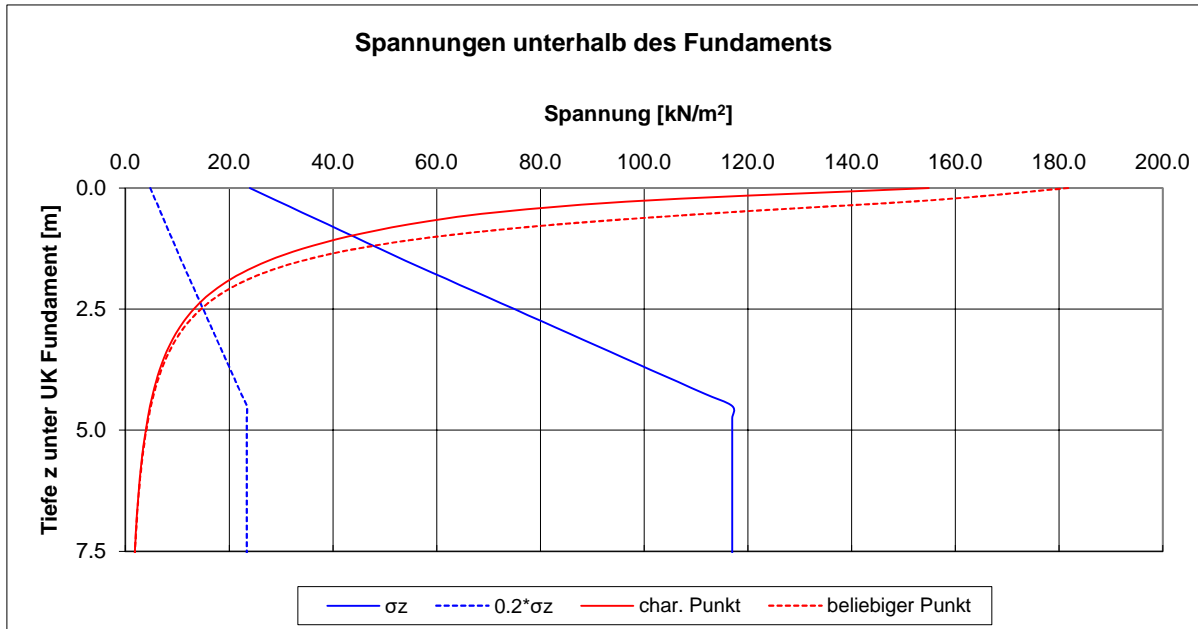
6. Setzungsberechnung
Grenztiefe für charakt. Punkt

Grenztiefe bei x Prozent von $\gamma \cdot z$	[%]	20%
$z =$	[m]	2.50

Setzung

char. Punkt P_k	[cm]	1.5
Eckpunkt	[cm]	0.8
Mittelpunkt	[cm]	2.1
beliebiger Punkt P		
x		-0.6
y		-0.5
Setzung	[cm]	2.0





Anhang 4

Projekt: Doppelspur Dietikon

Bauteil: Bachdurchlass Stoffelbach Anhang 4, Fall A

Setzungsberechnung starre Bodenplatte mit 2:1 Methode

Länge Fundament a = 1.00 m

Breite Fundament b = 1.20 m

Grundwasser ab UK Fundament $z_w = 12.00$ mEinwirkung Gebrauchsniveau $V_k = 301$ kNGrenztiefe für Setzungsberechnung $> 3 \cdot b = 3.6$ mSpannung für Setzungsberechnung = **250.83 kN/m²**Grenzwert für in Grenztiefe = **8.201** m

Tiefe ab UK Fundament [m]	Bodenschicht [-]	Dicke der Teilschicht Δz_i [m]	Tiefe UK Fundament bis Schichtmitte z_M [m]	Gewicht unter Auftrieb, wenn unter GWSP [kN/m ³]	effektiver Überlagerungsdruck σ' Überlag [kN/m ²]	mittlerer effektiver Überlagerungsdruck σ' Überlag [kN/m ²]	Zusatzspannung $\Delta \sigma_z$ [kN/m ²]	M_E [kN/m ³]	Δs_i [mm]	$\Sigma \Delta s_i$ [mm]
0.0	Gehängeablagerung				0.0					
		0.8	0.4	20.0		8.0	134.4	20'000	5.4	5.4
0.8					16.0					
		0.2	0.9	20.0		18.0	75.4	20'000	0.8	6.1
1.0	Moräne				20.0					
		0.5	1.3	20.0		25.0	54.6	20'000	1.4	7.5
1.5					30.0					
		0.5	1.8	20.0		35.0	37.1	80'000	0.2	7.7
2.0					40.0					
		0.5	2.3	20.0		45.0	26.8	80'000	0.2	7.9
2.5					50.0					
		0.5	2.8	20.0		55.0	20.3	80'000	0.1	8.0
3.0					60.0					
		0.5	3.3	20.0		65.0	15.9	80'000	0.1	8.1
3.5					70.0					
		0.5	3.8	20.0		75.0	12.8	80'000	0.1	8.2
4.0					80.0					
		0.5	4.3	20.0		85.0	10.5	80'000	0.1	8.3
4.5					90.0					
		0.5	4.8	11.0		92.8	8.8	80'000	0.1	8.3
5.0					95.5					
		0.5	5.3	11.0		98.3	7.5	80'000	0.0	8.4
5.5					101.0					
		0.5	5.8	11.0		103.8	6.4	80'000	0.0	8.4
6.0					106.5					
		0.5	6.3	11.0		109.3	5.6	80'000	0.0	8.4
6.5					112.0					
		0.5	6.8	11.0		114.8	4.9	80'000	0.0	8.5
7.0					117.5					
		0.5	7.3	11.0		120.3	4.3	80'000	0.0	8.5
7.5					123.0					
		0.5	7.8	11.0		125.8	3.8	80'000	0.0	8.5
8.0					128.5					
		0.5	8.3	11.0		131.3	3.4	80'000	0.0	8.5
8.5					134.0					
		0.5	8.8	11.0		136.8	3.1	80'000	0.0	8.6
9.0					139.5					
		0.5	9.3	11.0		142.3	2.8	80'000	0.0	8.6
9.5					145.0					
		0.5	9.8	11.0		147.8	2.6	80'000	0.0	8.6
10.0					150.5					

Projekt: Doppelspur Dietikon

Bauteil: Bachdurchlass Stoffelbach Anhang 4, Fall B

Setzungsberechnung starre Bodenplatte mit 2:1 Methode


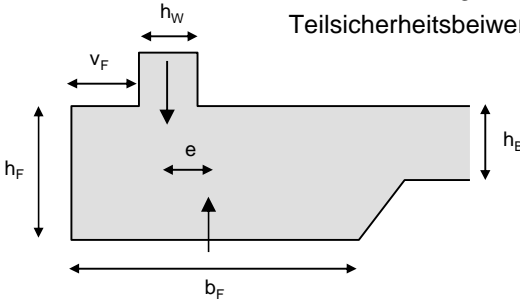
Länge Fundament a = 1.00 m

Breite Fundament b = 1.20 m

Grundwasser ab UK Fundament $z_w = 12.00$ mEinwirkung Gebrauchsniveau $V_k = 301$ kNGrenztiefe für Setzungsberechnung $> 3 \cdot b = 3.6$ mSpannung für Setzungsberechnung = **250.83 kN/m²**Grenzwert für in Grenztiefe = **20.619** m

Tiefe ab UK Fundament [m]	Boden-schicht [-]	Dicke der Teilschicht Δz_i [m]	Tiefe UK Fundament bis Schichtmitte z_M [m]	Gewicht unter Auftrieb, wenn unter GWSP [kN/m ³]	effektiver Überlagerungsdruck σ' Überlag [kN/m ²]	mittlerer effektiver Überlagerungsdruck σ' Überlag [kN/m ²]	Zusatzspannung $\Delta \sigma_z$ [kN/m ²]	M_E [kN/m ³]	Δs_i [mm]	$\Sigma \Delta s_i$ [mm]
0.0	Gehängeablagerung				0.0					
		0.8	0.4	20.0		8.0	134.4	8'000	13.4	13.4
0.8					16.0					
		0.2	0.9	20.0		18.0	75.4	8'000	1.9	15.3
1.0	Moräne				20.0					
		0.5	1.3	20.0		25.0	54.6	8'000	3.4	18.7
1.5					30.0					
		0.5	1.8	20.0		35.0	37.1	30'000	0.6	19.4
2.0					40.0					
		0.5	2.3	20.0		45.0	26.8	30'000	0.4	19.8
2.5					50.0					
		0.5	2.8	20.0		55.0	20.3	30'000	0.3	20.1
3.0					60.0					
		0.5	3.3	20.0		65.0	15.9	30'000	0.3	20.4
3.5					70.0					
		0.5	3.8	20.0		75.0	12.8	30'000	0.2	20.6
4.0					80.0					
		0.5	4.3	20.0		85.0	10.5	30'000	0.2	20.8
4.5					90.0					
		0.5	4.8	11.0		92.8	8.8	30'000	0.1	20.9
5.0					95.5					
		0.5	5.3	11.0		98.3	7.5	30'000	0.1	21.1
5.5					101.0					
		0.5	5.8	11.0		103.8	6.4	30'000	0.1	21.2
6.0					106.5					
		0.5	6.3	11.0		109.3	5.6	30'000	0.1	21.3
6.5					112.0					
		0.5	6.8	11.0		114.8	4.9	30'000	0.1	21.3
7.0					117.5					
		0.5	7.3	11.0		120.3	4.3	30'000	0.1	21.4
7.5					123.0					
		0.5	7.8	11.0		125.8	3.8	30'000	0.1	21.5
8.0					128.5					
		0.5	8.3	11.0		131.3	3.4	30'000	0.1	21.5
8.5					134.0					
		0.5	8.8	11.0		136.8	3.1	30'000	0.1	21.6
9.0					139.5					
		0.5	9.3	11.0		142.3	2.8	30'000	0.0	21.6
9.5					145.0					
		0.5	9.8	11.0		147.8	2.6	30'000	0.0	21.7
10.0					150.5					

Anhang 5

Streifenfundament unter Aussenwand nach SIA 262			 AFRY AK POVRN	
Projekt: Doppelspur Dietikon, Bachdurchlass Stoffelbach				
Bauteil: Aussenwand Streifenfundament				
Wandlast	Bemessungswert	$q_d =$	300 kN/m	
Stahlgüte	Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_d =$	1.4 -	
		$f_{yd} =$	435 N/mm ²	
				
Wanddicke		$h_W =$	0.20 m	
Statische Höhe Wand		$d_W =$	0.15 m	
Betongüte Fundament		C30/37	20.0 N/mm ²	
Fundamentdicke		$h_F =$	0.45 m	
Statische Höhe Fundament		$d_F =$	0.38 m	
Fundamentvorsprung		$v_F =$	0.550 m	
Fundamentbreite		$b_F =$	1.20 m	
Dicke Bodenplatte		$h_B =$	0.00 m	
Zulässige Bodenpressung	Gebrauchsrauchs-niveau	$\sigma_{zul} =$	250 kN/m ²	
vorhandene Bodenpressung (ohne Fundament)	Gebrauchsrauchs-niveau	$\sigma_{vorh} =$	179 kN/m ²	
Exzentrizität Wand zu Fundament	$e = 0.5 \cdot b_F - v_F - 0.5 \cdot h_W$	$e =$	-0.05 m	
Moment infolge Exzentrizität	$M_d = e \cdot q_d$	$M_d =$	-15 kNm/m	
Nachweis Wand:				
Lastanteil Moment	$\alpha_W = h_W^3 / (h_W^3 + h_B^3)$	$\alpha_W =$	1.000 -	
Moment bezogen auf Bewehrung	$m_W = \alpha_W \cdot M_d + q_d \cdot (d_W - 0.5 \cdot h_W)$	$m_W =$	0 kNm/m	
erforderliche Bewehrung aussen	$erfA_{sW} = [m_W / (0.9 \cdot d_W) - q_d] / f_{yd}$	$erfA_{sW} =$	0 mm ² /m	
Nachweis Bodenplatte:				
Lastanteil Moment	$\alpha_B = h_B^3 / (h_W^3 + h_B^3)$	$\alpha_B =$	0.000 -	
Moment	$m_B = \alpha_B \cdot M_d$	$m_B =$	0 kNm/m	
erforderliche Bewehrung oben	$erfA_{sB} = m_B / (0.9 \cdot d_B \cdot f_{yd})$	$erfA_{sB} =$	0 mm ² /m	
Nachweis Fundament:				
Einflussbreite ab Wandkante	$b_{eff} = \max(v_F; b_F - v_F - h_W)$	$b_{eff} =$	0.55 m	
Moment infolge Bodenpressung	$m_d = 0.5 \cdot (\sigma_{vorh} \cdot \gamma_d) \cdot b_{eff}^2$	$m_d =$	38 kNm/m	
erforderliche Bewehrung unten	$erfA_{sF} = m_d / (0.9 \cdot d_F \cdot f_{yd})$	$erfA_{sF} =$	254 mm ² /m	
Schubnachweis Fundament:				
Querkraft im Abstand d/2	$V_d = \sigma_{vorh} \cdot \gamma_d \cdot (b_{eff} - d_F / 2)$	$V_F =$	90 kN/m	
zulässige Schubspannung	1. Lage	3. Lage	$\tau_{cd} =$	1.10 N/mm ²
untere Bewehrung	Ø 12 – 15.0	+	$a_s =$	754 mm ² /m
Faktor für Hebelarm:	c = 0.98	$m_{Rd} = c \cdot d \cdot a_s \cdot f_{yd}$	$m_{Rd} =$	122 kNm/m
Beiwert nach SIA 262		$k_v = 2.2 \cdot (m_d / m_{Rd})$	$k_v =$	0.682 -
Beiwert nach SIA 262		$k_d = 1 / (1 + d \cdot k_v)$	$k_d =$	0.794 -
Durchstanzwiderstand ohne Bewehrung	$V_{Rd,c} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d_F$	$V_{Rd,c} =$	332 kN/m	
Durchstanzwiderstand mit Bewehrung:	$V_{Rd} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_F$	$V_{Rd} =$	664 kN/m	
erforderliche Querkraftbewehrung:	$A_s = V_d / f_{sd}$	$A_s =$	0 mm ² /m	

Anhang 6

Mindestbewehrung für Platten

nach SIA 262 (2013) mit Korrekturen C1:2017

Projekt: 11500455 AVA DspA Dietikon

Bauteil: Streifenfundamente Bachdurchlass Stoffelbach und Tobelbach

Rissbildung Anforderung:

Normal ▼ Normal

Normale Anforderungen genügen, wenn Risse toleriert und keine besonderen Ansprüche an die Dichtigkeit und das Aussehen gestellt werden.

Erhöht Erhöhte Anforderungen werden gestellt, wenn besondere Ansprüche an die Funktionstüchtigkeit und das Aussehen bestehen und eine gute Rissverteilung angestrebt wird.

Hoch Hohe Anforderungen werden gestellt, wenn eine Begrenzung der Rissbreiten für quasi-ständige und häufige Lastfälle erwünscht ist.

Betongüte:

C30/37

f_{ctm} 2.9 N/mm²

f_{sd} 435 N/mm²

Mittelwert der Betonzugfestigkeit, SIA 262

Fließgrenze der Betonstahl, SIA 262

Plattengeometrie und Bewehrung:

h 450 mm

s 150 mm

c_{nom} 55 mm

d 389 mm

Plattenhöhe

Stababstand

Betonüberdeckung

Statische Höhe

Beanspruchungsart in Querschnitt

Zentrischer Zug ¹⁾

Reine Biegung

Hirn einschalten!!!

Reduktionsfaktor infolge Bauteilabmessungen

Massgebende Betonzugfestigkeit:

t 450 mm

k_t 0.82 -

f_{ctd} 2.4 N/mm²

t 150 mm

k_t 0.93 -

f_{ctd} 2.7 N/mm²

SIA 262, 4.4.1.3

SIA 262, 4.4.1.3, Formel (99)

SIA 262, 4.4.1.3, Formel (98)

Mindestbewehrung je nach Ziel:

Ziel 1: Verhindern spröden Versagens beim Erreichen von f_{ctd}

$a_{s,min,tot}$ 2449 mm²/m

ρ_{tot} 0.54 %

$a_{s,min}$ 598 mm²/m

ρ 0.13 %

1) für zentrischer Zug kann man die obere und untere Lage betrachten

Ziel 2: Verhindern eines Fließens der Bewehrung für häufige Lastfälle gemäss SIA 260

$\sigma_{s,adm}$ - N/mm²

$a_{s,min,tot}$ - mm²/m

ρ_{tot} - %

$a_{s,min}$ - mm²/m

ρ - %

Ziel 3: Begrenzen der Rissbreiten unter aufgezwungenen oder behinderten Verformungen bzw. für quasi-ständige Lastfälle

DK 3

w 0.7 mm

$\sigma_{s,adm}$ 435 N/mm²

$a_{s,min,tot}$ 2449 mm²/m

ρ_{tot} 0.54 %

$a_{s,min}$ 598 mm²/m

ρ 0.13 %

Figur 31 SIA 262

maximale Rissbreite

Spannungsgrenze bezüglich Rissbildung

1) für zentrischer Zug kann man die obere und untere Lage betrachten

Bewehrungswahl

Oben ϕ_u 12 mm

ρ_u 0.17 %

Unten ϕ_o 12 mm

ρ_o 0.17 %

Total ρ_{tot} 0.34 %

ϕ_u 12 mm

ρ_u 0.17 %

1) für zentrischer Zug kann man die obere und untere Lage betrachten