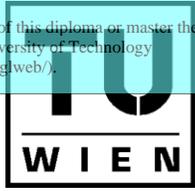


Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/eng/web/>).



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN

VIENNA
UNIVERSITY OF
TECHNOLOGY



UNIVERSITÄT FÜR ARCHITEKTUR,
BAUWESEN UND GEODÄSIE – SOFIA
UNIVERSITY OF ARCHITECTURE, CIVIL
ENGINEERING AND GEODESY - SOFIA

DIPLOMARBEIT

Master's Thesis

Technische Planung des Freispiegelstollens vom Wasserkraftwerk "Devin-1"

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades einer Diplom-Ingenieurin unter
der Leitung von

Betreuer aus Wien: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter

Betreuer aus Sofia: Assoc. Prof. Dr. Viktor Tashev

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien,

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Radoslava Geneva

Matrikelnummer 0728509(TUW) / 675(UABG)

Sofia, 2012

INHALTVERZEICHNIS:

1.	Einleitung	Seite 5
1.1	Geographische Einordnung.....	Seite 6
1.2	Freispiegelstollen.....	Seite 7
1.3	Ingenieurgeologische Bedingungen.....	Seite 9
1.4	Geotechnische Kennwerte.....	Seite 9
2.	Hydraulische Bemessung des Freispiegelstollens – Typ II	Seite 11
2.1	Hydraulische Bemessung eines Überlaufes.....	Seite 17
3.	Bemessung der Stützkonstruktion - Typ II	Seite 18
3.1	Berechnung des Gebirgsdrucks.....	Seite 18
3.2	Kombinierte Stützkonstruktion aus Stahlrahmen und Spritzbeton bei f=2.....	Seite 20
3.3	Stützkonstruktion aus mechanischen Anker und Spritzbeton bei f=5.....	Seite 21
3.4	Stützkonstruktion aus Spritzbeton bei f=7.....	Seite 22
4.	Bohr- und Sprengarbeiten –Typ II	Seite 23
4.1	Bestimmung der Parameter von Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit f=2.....	Seite 23
4.2	Bestimmung der Parameter von Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit f=5.....	Seite 27
4.3	Bestimmung der Parameter von Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit f=7.....	Seite 30
5.	Schuttern –Typ II	Seite 34
5.1	Bestimmung des Volumens der gesprengten Gesteinsmasse.....	Seite 34
5.2	Wahlr der Mechanisierung.....	Seite 34
5.2.1	Schuttern mit Radlader Volvo L220F bei f=2.....	Seite 34
5.2.2	Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei f=2.....	Seite 37
5.2.3	Schuttern mit Radlader Volvo L220F bei f=5.....	Seite 39
5.2.4	Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei f=5.....	Seite 40
5.2.5	Schuttern mit Radlader Volvo L220F bei f=7.....	Seite 41
5.2.6	Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei f=7.....	Seite 42
6.	Hydraulische Bemessung der Freispiegelstollen –Typ IV	Seite 46

6.1	Hydraulische Bemessung eines Überlaufes.....	Seite 52
6.2	Bestimmung der Höhe des Unterwasserstandes	Seite 53
7.	Bemessung der Stützkonstruktion - Typ IV...	Seite 57
7.1	Berechnung des Gebirgsdrucks.....	Seite 57
7.2	Kombinierte Stützkonstruktion aus Stahlrahmen und Spritzbeton bei f=2.....	Seite 59
7.3	Stützkonstruktion aus mechanischen Anker und Spritzbeton bei f=5.....	Seite 60
7.4	Stützkonstruktion aus Spritzbeton bei f=7.....	Seite 60
8.	Auswahl und Bemessung der Auskleidung..	Seite 62
8.1	Wirkende Kräfte bei f=2.....	Seite 62
8.1.1	Überprüfung der Tragfähigkeit nach erster Gruppe Grenzzustände-f=2	Seite 63
8.1.1.1	Bei Bauarbeiten – Hauptkombination der Beanspruchungen.....	Seite 63
8.1.1.2	Bei Bauarbeiten – besondere Beanspruchungskombination – mit seismischen Kräften.....	Seite 66
8.1.1.3	Beim Betrieb – Hauptkombination der Beanspruchungen.....	Seite 68
8.1.1.4	Beim Betrieb – besondere Beanspruchungskombination – mit seismischen Kräften.....	Seite 70
8.2	Wirkende Kräfte bei f=5.....	Seite 73
8.2.1	Überprüfung der Tragfähigkeit nach erster Gruppe Grenzzustände-f=5	Seite 74
8.2.1.1	Bei Bauarbeiten – Hauptkombination der Beanspruchungen.....	Seite 74
8.2.1.2	Bei Bauarbeiten – besondere Beanspruchungskombination – mit seismischen Kräften.....	Seite 76
8.2.1.3	Bei Bauarbeiten – besondere Beanspruchungskombination – mit seismischen Kräften.....	Seite 78
8.2.1.4	Beim Betrieb – besondere Beanspruchungskombination – mit seismischen Kräften.....	Seite 80
8.3	Wirkende Kräfte bei f=7.....	Seite 82
8.3.1	Überprüfung der Tragfähigkeit nach erster Gruppe Grenzzustände-f=7	Seite 83
8.3.1.1	Bei Bauarbeiten – Hauptkombination der Beanspruchungen.....	Seite 83
8.3.1.2	Bei Bauarbeiten – besondere Beanspruchungskombination – mit seismischen Kräften.....	Seite 85

8.3.1.3	Bei Bauarbeiten – besondere Beanspruchungskombination – mit seismischen Kräften.....	Seite 87
8.3.1.4	Beim Betrieb – besondere Beanspruchungskombination – mit seismischen Kräften.....	Seite 90
8.4	Alternative zur statischen Bemessungen untersucht mit dem Programm „Plaxis“	Seite 94
9.	Bohr- und Sprengarbeiten –Typ IV.....	Seite 109
9.1	Bestimmung der Parameter der Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit $f=2$ -	Seite 109
9.2	Bestimmung der Parameter von Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit $f=5$	Seite 113
9.3	Bestimmung der Parameter von Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit $f=7$	Seite 116
10.	Schuttern –Typ IV.....	Seite 120
10.1	Bestimmung des Volumens der gesprengten Gesteinsmasse.....	Seite 120
10.2	Wahl der Mechanisierung.....	Seite 120
10.2.1	Schuttern mit Radlader Volvo L220F bei $f=2$	Seite 120
10.2.2	Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei $f=2$	Seite 122
10.2.3	Schuttern mit Radlader Volvo L220F bei $f=5$	Seite 124
10.2.4	Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei $f=5$	Seite 125
10.2.5	Schuttern mit Radlader Volvo L220F bei $f=7$	Seite 126
10.2.6	Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei $f=7$	Seite 127
10.3	Bestimmung der Dauer eines Arbeitszyklus bei $f=2$	Seite 131
10.4	Bestimmung der Dauer eines Arbeitszyklus bei $f=5$	Seite 138
10.5	Bestimmung der Dauer eines Arbeitszyklus bei $f=7$	Seite 145
11.	Bauverfahrenstechnik zur Ausführung der notwendigen Bauarbeiten.....	Seite 152
12.	Analyse und Zusammenfassung der Umweltschutzmaßnahmen.....	Seite 165
12.1	Gewöhnliche Verschmutzungsquellen.....	Seite 165
12.2	Reibungsmaßnahmen an:.....	Seite 165
	Anhang A: Literaturverzeichnis.....	Seite 169
	Anhang B: Zeichnungen	

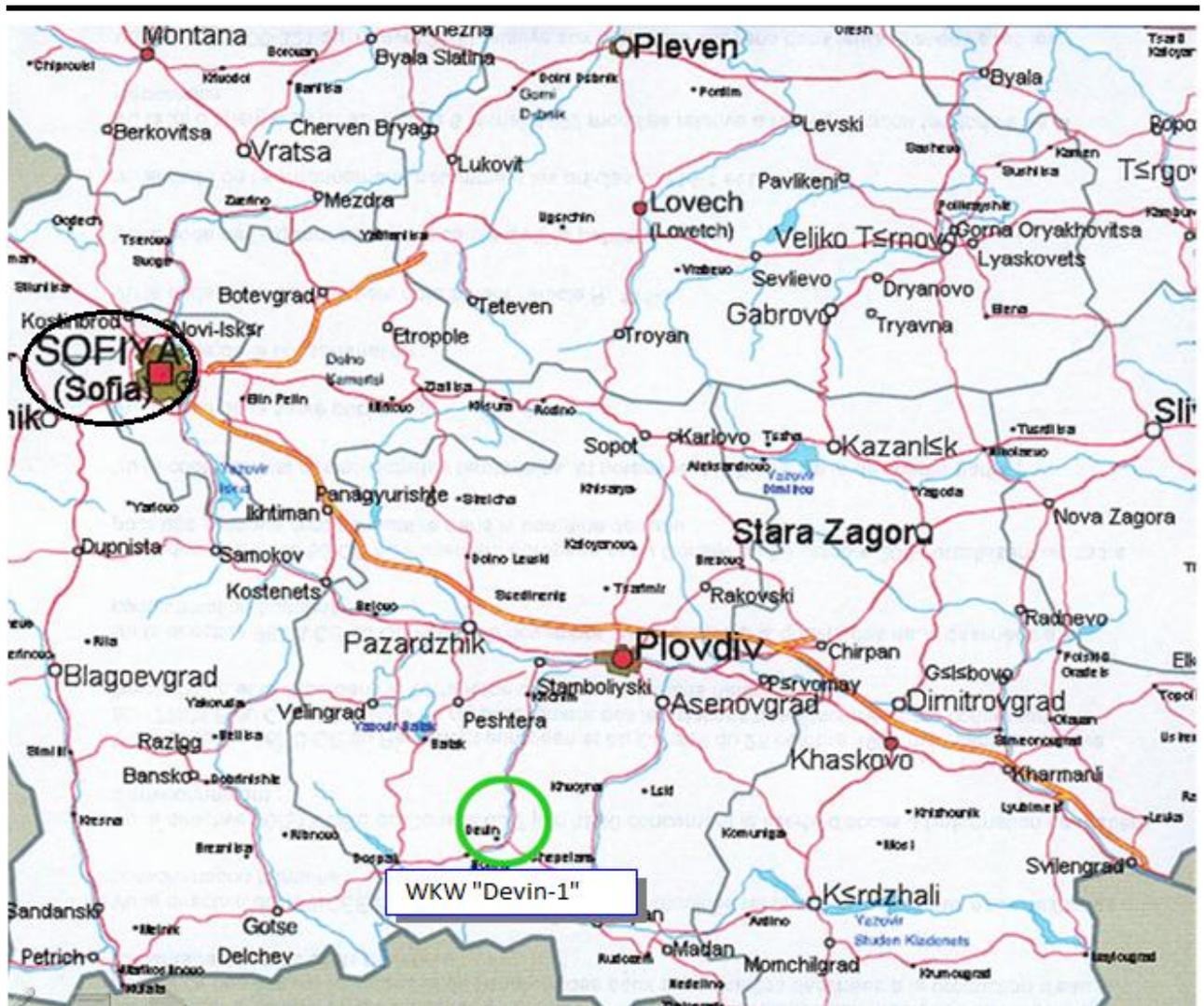


Abb. 1.1 Standort vom Wasserkraftwerk „Devin-1”

1. Einleitung

Der Unterwasserkanal des Wasserkraftwerks „Devin-1” wird als Freispiegelstollen gebaut. Das Wasser kann durch den Freispiegelstollen vom Wasserkraftwerk zum Unterwasser gelangen. Das Tunnelportal liegt auf 681,96m Höhe. Der Tunnel wird mittels klassischer Technologie gebaut – Bohr- und Sprengtechnik.

Von vorläufigen hydrologischen und ingenieurgeologischen Untersuchungen wurden die folgenden Daten erhalten:

- Ausbauwassermenge des Wasserkraftwerks - $Q_{\text{Ausbau}} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Minimale Wassermenge des Wasserkraftwerks – $Q_{\text{min}} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$

Charakteristische Wasserstände sind:

- Stauziel im Unterwasser 685.00

- Überstau im Unterwasser 687.00
- Absenkziel im Unterwasser 683.00

1.1 Geographische Einordnung

Die Stadt Devin befindet sich in den Rhodopen. Die hydrologischen Bedingungen des Gebiets Devin sind wirklich gut. Die wichtigsten Wasserläufe sind die folgenden Flüsse: Watscha, Schirokolaschka, Devinska und Muglenska. Das Wasserkraftwerk befindet sich über 300 km von Sofia entfernt (Abb. 1.1).

Der Fluss Watscha ist der größte in diesem Gebiet. Seine Nebenflüssen sind die Flüsse Devinska, Schirokolaschka, Trigradska, Liaskovska und noch andere kleinere.

Das Wasserkraftwerk „Devin-1“ gehört zur Kaskade Dospat – Watscha (Abb. 1.2) Eine der Aktivitäten der Kaskade ist die Überleitung vom örtlichen Wasser im Fluss Watscha und entlang des Flusses Maritza. Der Stausee „Dospat“ befindet sich am Anfang der Kaskade, aus dem das Wasser durch Druckstollen zum Wasserkraftwerk „Teschel“ und Wasserkraftwerk „Devin“ gelangt.

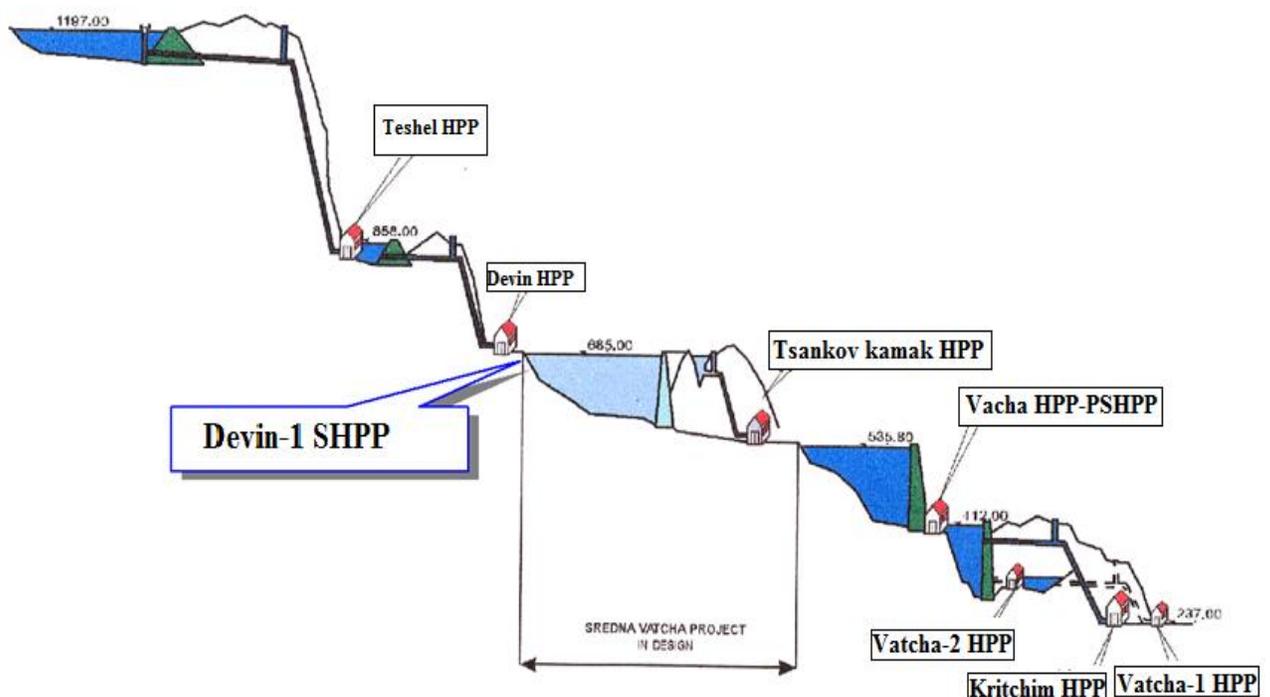


Abb. 1.2 Kaskade „Dospat – Watscha“

1.2. Freispiegelstollen

Der Freispiegelstollen führt die Wassermenge aus dem Wasserkraftwerk zum Unterwasser ab. Aufgrund der Untersuchungen wird der Querschnitt Typ IV angenommen (Abb. 6.1). Die Größen des Querschnittes sind: die lichte Höhe gleich 4,30m und die lichte Breite – 4,30m. Der Tunnel hat eine Länge von 1039,61m.

Um den Betrieb des Tunnels sicherzustellen, ist ein notwendiger Abstand von $\Delta h = 0,07H$, jedoch nicht weniger als 0,4m, zwischen dem maximalen Wasserstand und der Firste des Freispiegelstollens nötig. Auf Grund der minimalen Druckverluste wird eine Neigung des Tunnels von 0,15% angenommen. Am Tunnelende wird ein Überlauf gebaut, der die Höhe des Wasserspiegels an dem Tunnelende sichert.

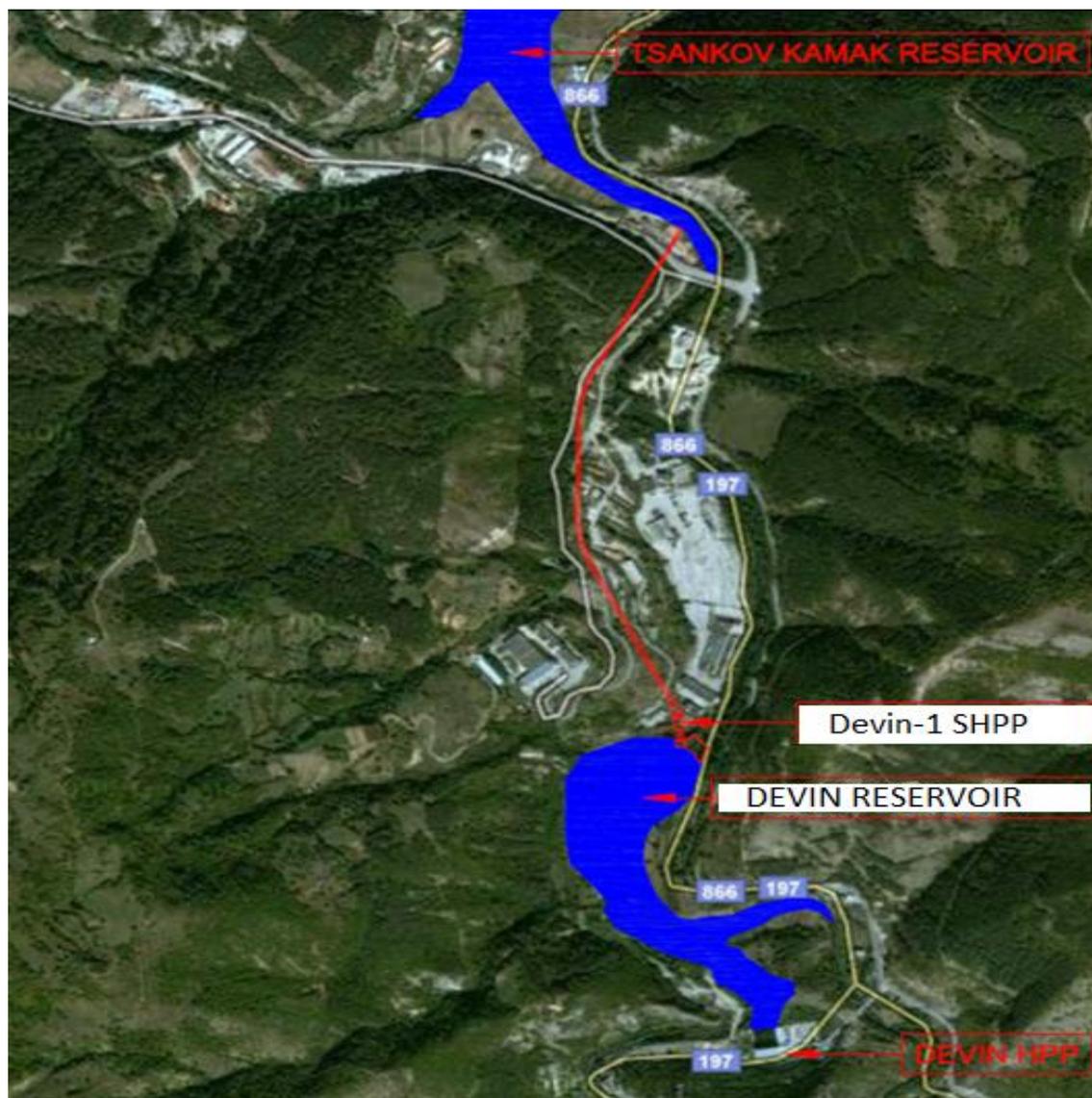


Abb. 1.3 Lage des Freispiegelstollens

Die Lage des Freispiegelstollens hängt von der Geologie der Umgebung und der Lage der vorhandenen Einrichtungen ab.

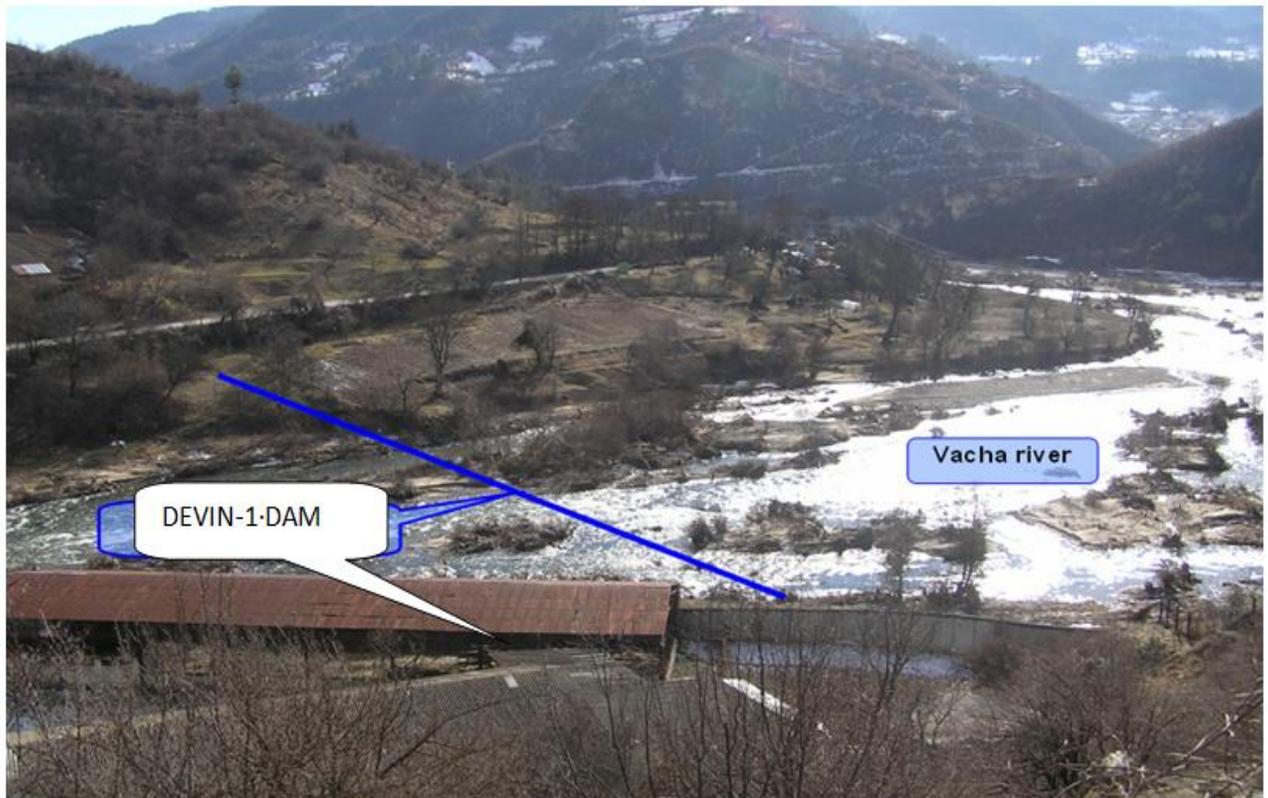


Abb. 1.4 Lage des Wasserkraftwerks „Devin-1”

Auf der oberen Abbildung ist die Umgebung vor dem Bauen des Wasserkraftwerks dargestellt und wo genau der Wasserkraftwerk gebaut wird.



Abb. 1.5 Wasserkraftwerk “Devin-1”

1.3 Ingenieurgeologische Bedingungen

Die Grundtypen des Felsens, in dem der Tunnel gebaut wird, sind ein Teil des Tschepelaremassivs. Es erhält kleine bis mittlere Biotite, Schiefer und Marmore. Aus den Untersuchungen, die schon gemacht worden sind, wird der Tunnel teils im alluvialen Gebiet des Flusses – Sand, mittel- bis grobkörnigem, mit Feinkies – wasserführend errichtet. Im Gebiet sind die sandigen Komponenten überwiegend. Auf Grund des Bodentyps wird für die ersten 80m Länge der Tunnelstrecke angenommen, dass der Triebwasserweg als offener Kanal gebaut wird. Diese 80m Länge sind nicht Teil unseres Projekts. In den ersten 300m der Tunnellänge ist der Fels klüftet. Es wird angenommen, dass der Fels mit zunehmender Länge des Tunnels sehr wenig geklüftet ist. Im nächsten Felsabschnitt wird erwartet, dass der Tunnel durch geklüfteten Gneis mit Pegmatiten und Quarzadern verläuft. Die Tunneltrasse beginnt am linken Straßenrand. Dieser Abschnitt ist mit Bäumen bepflanzt und es gibt keine Überdeckungen auf der Trasse und dem gesamten Hang des Weges. Das Felsmassiv wird mit zunehmender Entfernung vom Portal besser. Am Ende dieses Tunnels wird das Massiv wieder schlechter. Das bestimmt die Stützkonstruktion und die Auskleidung in diesem Abschnitt.

Die Bereiche des Tunneleingangs und Ausgangs sind sehr ungünstig. Die restliche Länge unserer Trasse ist leicht geknickt und dies ist günstig für das Tunnelbauen und erleichtert die Stützkonstruktionen und Auskleidungen.

1.4 Geotechnische Kennwerte

Die Zusammenfassung der geotechnischen Kennwerte entlang des Tunnels ist in der folgenden Tabelle 1.1 dargestellt. Diese Daten sind aus geologischem Vortrag des Tunnelbereiches geschrieben. Die wichtigsten Daten, die uns notwendig sind, sind in Tabelle 1.1. Diese Kennwerte sind für die Auswahl und Bemessung der Stützkonstruktion und für die Auskleidung ausschlaggebend.

Tabelle 1.1

Koeffizient der Festigkeit von Protodjakonov f	f=2	f=5	f=7	f=2
Länge des Abschnittes mit verschiedenem Felstyp	188 m	313 m	250,37 m	208,24 m
Koeffizient des Poisson ν	0,32	0,30	0,28	0,32
Koeffizient der Festigkeit von Bieniawski RMR	30	50	70	30
Winkel der inneren Reibung/ Reibungswinkel	65°	75°	80°	65°

In dieser Diplomarbeit werden zwei Varianten aufgrund der Form des Tunnelquerschnitts untersucht – Tunnelquerschnitt Typ II und Typ IV. Basierend auf den nächsten Untersuchungen wird die endgültige Auswahl der Form des Tunnelquerschnitts die Leistung beim Bauen sein.

2. Hydraulische Bemessung des Freispiegelstollens – Typ II

Die Förderfähigkeit des Tunnels ist entscheidend für die Bestimmung der maximalen Wassermenge, die die Ableitung aufnehmen kann. Für den Betrieb des Tunnels im Freispielleitungsregim muss die nötige Distanz von $\Delta h = 0,07H$ zwischen dem maximalen Wasserstand in der Tunnelfirste sicherstellt werden, aber nicht weniger als 0,4m sein. In Anbetracht der minimalen Druckverluste wird eine Neigung des Tunnels von 0,15% angenommen. Auf Grund der Ingenieuruntersuchungen nehmen wir zuerst als Tunnelquerprofil Typ II (Abb. 2.1) an. Im Tunnel wird strömender Abfluss eintreten. Die Parameter des Querschnitts werden von der Ausbauwassermenge bestimmt.

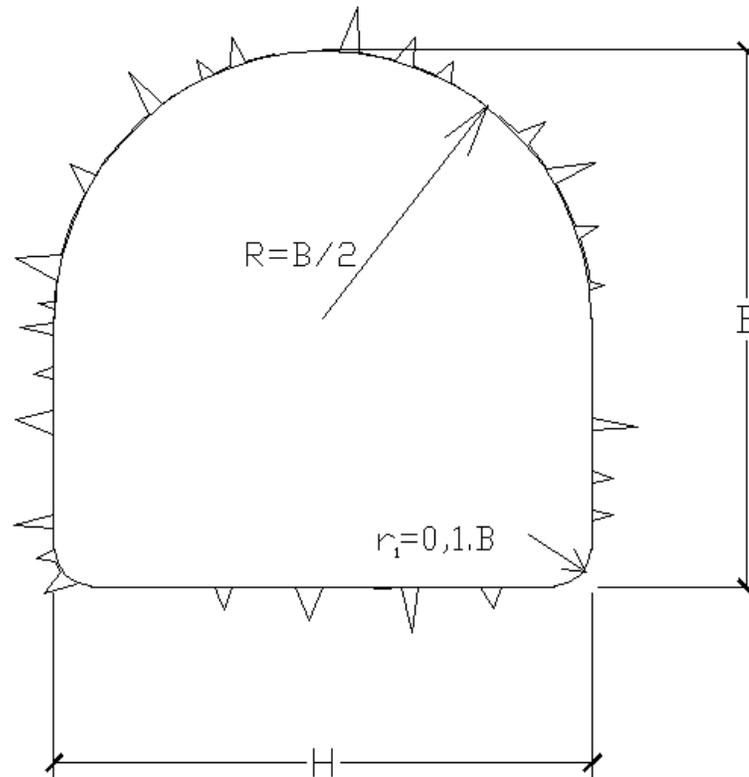


Abb. 2.1 Typisches Querprofil – Typ II

I. Variante: Die Auskleidung des Tunnels ist aus Spritzbeton und es wird der Rauigkeitsbeiwert $n = 0,030$ angenommen.

$$R = \frac{\omega}{\lambda} - \text{der hydraulische Radius}$$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} - \text{Chezy-Koeffizient}$$

$$h = H - 0,4 - \text{Höhe des Wasserstandes}$$

$$R = B/2 - \text{Radius des Tunnels}$$

ω – benetzte Fläche der Strömung

λ – benetzter Perimeter der Strömung

i – Sohlgefälle

$$Q = \omega \cdot C \cdot \sqrt{I \cdot R} - \text{Wassermenge des Wasserkraftwerkes [2]}$$

Angaben: $Q_{\text{Ausbau}} = 40 \text{ m}^3 / \text{s}$; $Q_{\text{min}} = 5 \text{ m}^3 / \text{s}$

Annahme: $i = 0,0015$; $n = 0,030$

Tabelle 2.1

Typ II

B	H	R	A	h	i	C	R	ω	λ	Q
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	-	-	[m]	[m ²]	[m]	[m ³ /s]
2	2	1	0.4	1.6	0.0015	29.2094	0.4528	3.12	6.89	2.375
3	3	1.5	0.4	2.6	0.0015	31.4890	0.7108	7.47	10.51	7.680
4	4	2	0.4	3.6	0.0015	33.1375	0.9653	13.62	14.11	17.173
5	5	2.5	0.4	4.6	0.0015	34.4471	1.2180	21.57	17.71	31.758
5.2	5.2	2.6	0.4	4.8	0.0015	34.6849	1.2693	23.38	18.42	35.384
5.4	5.4	2.7	0.4	5	0.0015	34.9119	1.3199	25.25	19.13	39.224
5.5	5.5	2.75	0.4	5.1	0.0015	35.0207	1.3448	26.21	19.49	41.225
6	6	3	0.4	5.6	0.0015	35.3578	1.4243	30.31	21.28	49.536

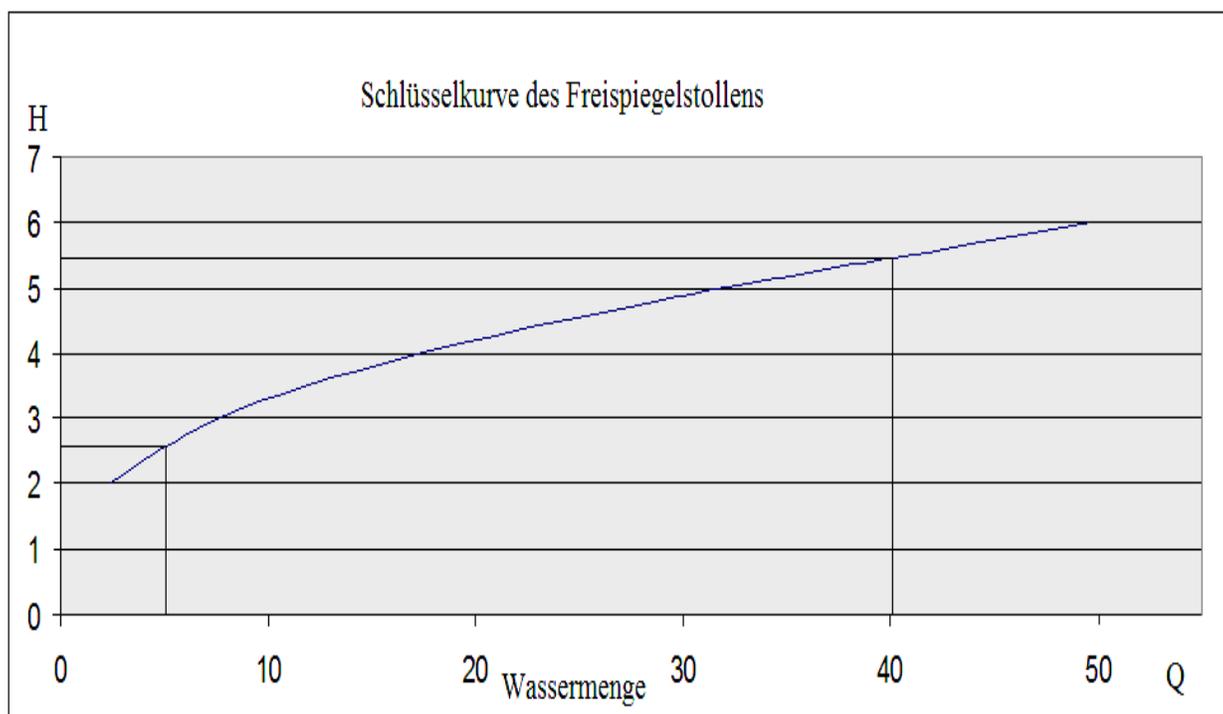


Abb. 2.2 Schlüsselkurve des Freispiegelstollens bei $n=0,030$

Aus der Schlüsselkurve können wir Folgendes abgelesen:

Für $Q_{Ausbau} = 40 \text{ m}^3 / \text{s}$ ist $H_{Tun} = 5,44\text{m}$

Für $Q_{min} = 5 \text{ m}^3 / \text{s}$ ist $H_{min} = 2,52\text{m}$

II. Variante: Die Neigung des Tunnels ist gleich $i=0,15\%$, aber der Rauigkeitsbeiwert wird mit $n=0,014$ verändert, dann wird die Querschnittsgröße des Tunnels weniger sein. Dadurch ist dieses Projekt wirtschaftlich günstiger. Hinweis: kein Spritzbeton, sondern Beton geschalt, glatt.

$R = \frac{\omega}{\lambda}$ – der hydraulische Radius

$C = \frac{R^{1/6}}{n}$ – Chezy-Koeffizient

$h = H - 0,4$ – Höhe des Wasserstandes ;

$R_1 = B / 2$ - Radius des Tunnels

ω – benetzte Fläche der Strömung

λ – benetzter Perimeter der Strömung

i – Sohlgefälle

$Q = \omega \cdot C \cdot \sqrt{I \cdot R}$ – Wassermenge des Wasserkraftwerkes [2]

Angaben: $Q_{Ausbau} = 40\text{m}^3 / \text{s}$; $Q_{min} = 5\text{m}^3 / \text{s}$

Annahme: $i = 0,0015$; $n = 0,014$

Tabelle 2.2

Typ II

B	H	R	A	h	i	C	R	ω	λ	Q
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	-	-	[m]	[m ²]	[m]	[m ³ /s]
1	1	0.5	0.4	0.6	0.0015	54.092	0.188	0.6	3.18	0.546
2	2	1	0.4	2.8	0.0015	62.591	0.452	3.12	6.89	5.089
3	3	1.5	0.4	2.6	0.0015	67.476	0.710	7.47	10.51	16.458
4	4	2	0.4	3.6	0.0015	71.008	0.965	13.62	14.11	36.801
4.1	4.1	2.05	0.4	3.7	0.0015	71.321	0.991	14.34	14.47	39.432
4.2	4.2	2.1	0.4	3.8	0.0015	71.619	1.016	15.07	14.83	42.138
4.3	4.3	2.15	0.4	3.9	0.0015	71.914	1.041	15.82	15.19	44.966
5	5	2.5	0.4	4.6	0.0015	73.815	1.218	21.57	17.71	68.054

Bei der Füllung des Freispiegelstollens mit $42 \text{ m}^3 / \text{s}$ Wasser bekommen wir eine Wasserhöhe (Tiefe) von 3,8m und einen lichten Abstand zur Firste von 0,4m. Die lichte Höhe des Tunnels beträgt 4,2m.

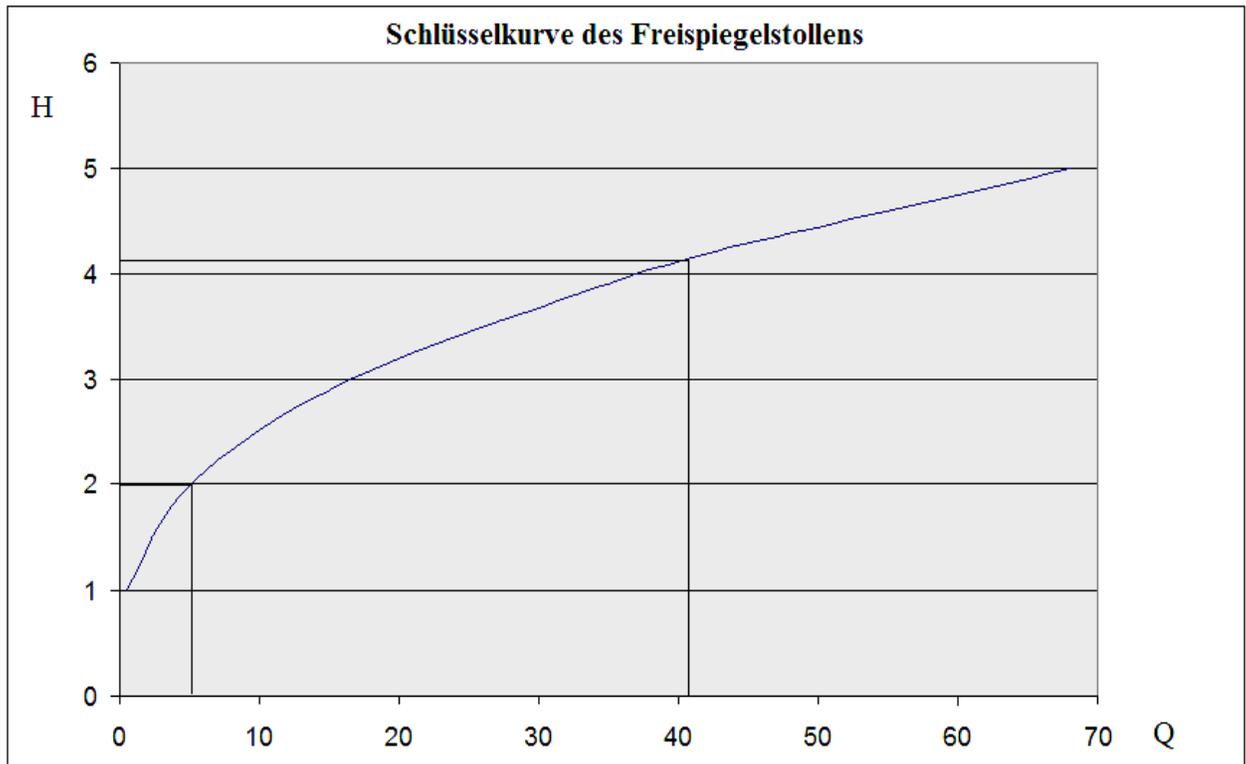


Abb. 2.3 Schlüsselkurve des Freispiegelstollens bei $n=0,014$

Aus der Schlüsselkurve wird Folgendes abgelesen:

Für $Q_{\text{Ausbau}} = 40 \text{ m}^3 / \text{s}$ ist $H_{\text{Tun}} = 4,12\text{m}$

Für $Q_{\text{min}} = 5 \text{ m}^3 / \text{s}$ ist $H_{\text{min}} = 1,98\text{m}$

Wir werden eine Querschnittsgröße des Tunnels von $H = B = 4,2\text{m}$ annehmen.

$$\mathfrak{E} = h + \alpha \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot \omega^2} \quad \text{- Gleichung der spezifischen Energie [2]}$$

α - Koeffizient der kinetischen Energie ; (Coriolis-Koeffizient); $\alpha = 1,1$

Wir können die kritische Tiefe h_{kr} finden, wenn wir die erste Ableitung machen und dann diese gleich null setzen. Aus der nächsten Tabelle 2.3 folgt die Abbildung 2.4.

$$\mathfrak{E}' = 0 \rightarrow 1 - \alpha \cdot \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot \omega^3} = 0$$

$$\rightarrow \frac{\omega_k^3}{B_k} = \frac{\alpha \cdot Q^2}{g}, \quad \text{wo } \alpha = 1,05 \div 1,10 = 1,10;$$

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad \text{- Geschwindigkeit}$$

Tabelle 2.3

B	H	ω	λ	Q	ω^3 / B	$\alpha \cdot Q^2 / g$	h_{kr}	v
[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³ /s]	-	-	[m]	[m/s]
1	1	0.6	3.18	0.546	0.216	0.033	0.97	0.91
2	2	3.12	6.89	5.089	15.186	2.905	1.19	1.63
3	3	7.47	10.51	16.458	138.944	30.373	2.12	2.20
4	4	13.62	14.11	36.801	631.642	151.861	3.03	2.70
4.1	4.1	14.34	14.47	39.432	719.223	174.354	3.08	2.75
4.2	4.2	15.07	14.83	42.138	814.874	199.105	3.13	2.79
4.3	4.3	15.82	15.19	44.966	920.770	226.728	3.19	2.84
5	5	21.57	17.71	68.054	2007.153	519.326	3.77	3.15

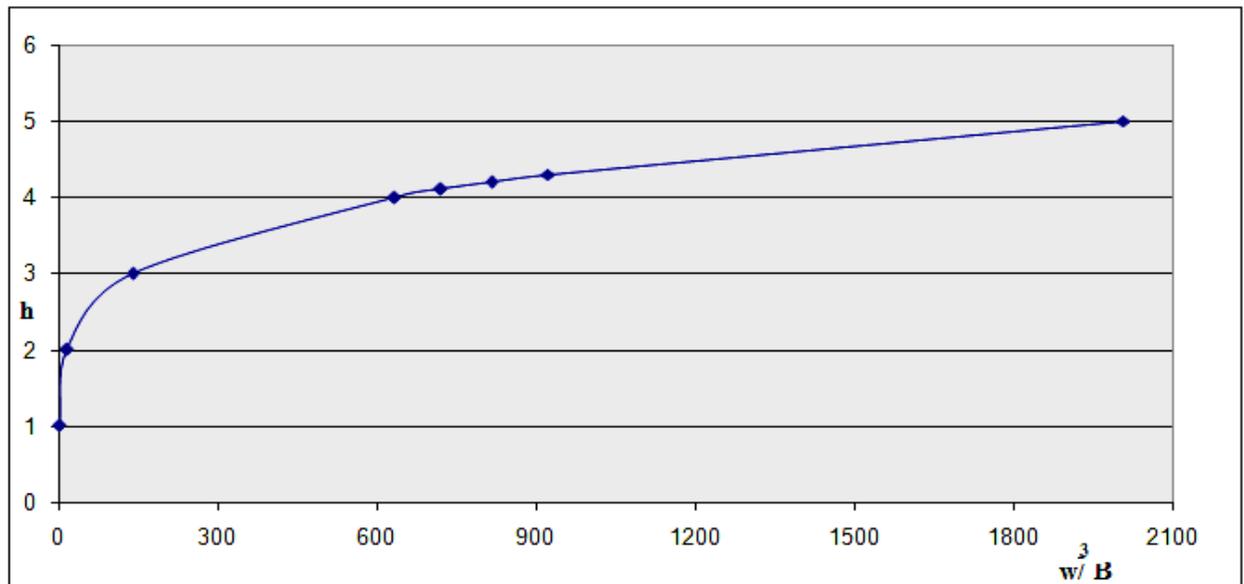


Abb. 2.4 Grafik - h zu w^3/B

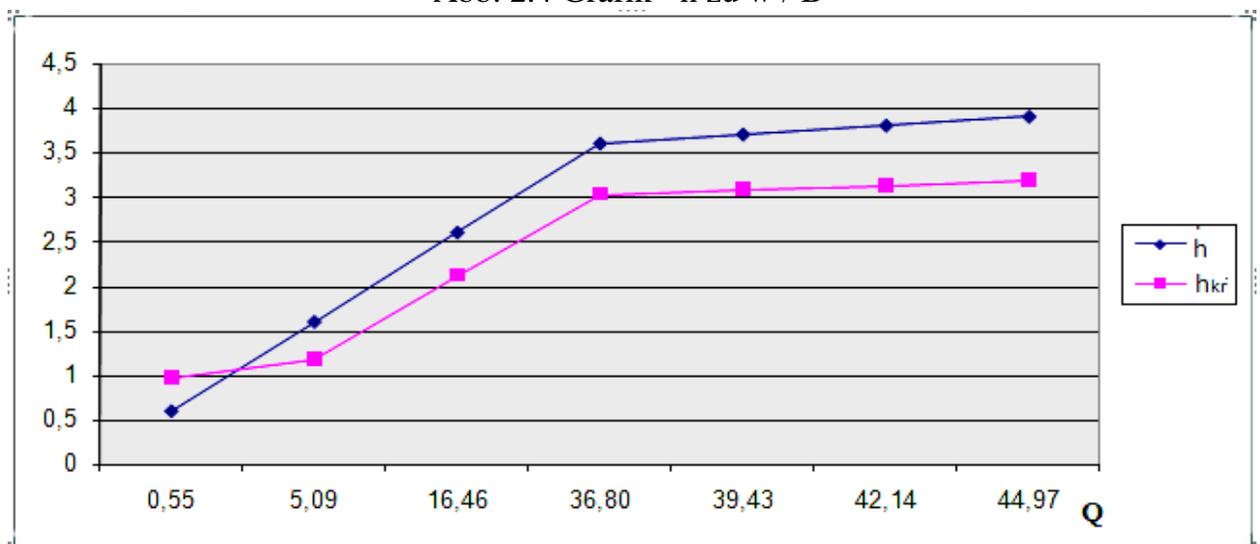


Abb. 2.5 Grafik der Höhen h und h_{kr}

In der Abbildung 2.5 können wir die Kurven h und h_{kr} sehen und nebeneinander stellen. Man kann sagen, dass $h > h_{kr}$ bei Wassermenge $Q > 2,61m^3/s$ ist und strömender Abfluss herrscht und i kleiner als i_{kr} ist. Bei Wassermenge $Q < 2,61m^3/s$ tritt turbulente Strömung auf.

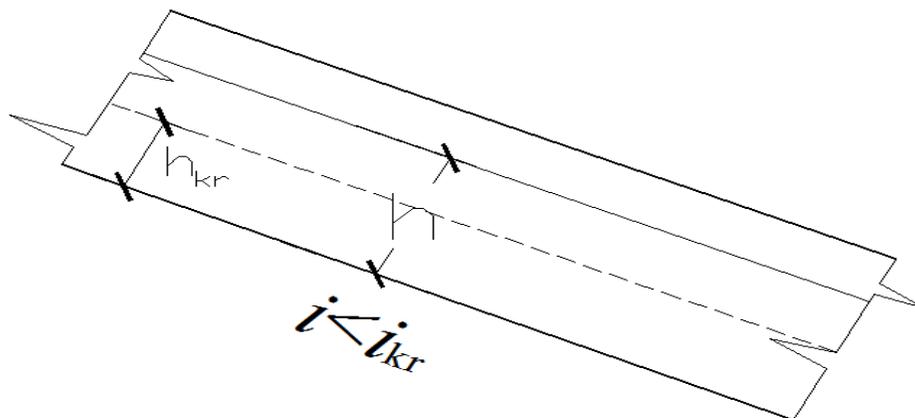


Abb. 2.6 Schema der Strömung mit $h > h_{kr}$ und $i < i_{kr}$

Bei $i < i_{kr}$, $h > h_{kr}$ und wenn ein Überlauf vorhanden ist, gibt es eine ungleichmäßige Bewegung. Die Tiefe vergrößert sich in die Strömungsrichtung und es gibt eine Staukurve, d. h. die Wassernutzung Q ist kleiner als die Wassermenge, die zufließt.

Um die Kurve des freien Wasserspiegels bei ungleichmässiger Bewegung zu bestimmen, verwenden wir ein Euler-Verfahren. Diese Methode heißt die Euler-Cauchy-Methode [2]. Wir teilen die ganze Tunnellänge in gleiche Abständen Δs und können die entsprechenden Erhöhungen Δh des Wassers berechnen.

Die Länge des Tunnels wird in gleichmäßige Abstände $\Delta s = 205m$ geteilt.

$$h_{i+1} = h_i + \frac{i - i_f(h_i^k)}{1 - Fr(h_i^k)} \cdot \Delta s \quad \text{Die Berechnung wird iterativ gemacht. Annahme } h_{i+1} = h_i$$

$$\text{und } h_i^k = \frac{1}{2}(h_i + h_{i+1}), i_f = \frac{v^2}{C^2 \cdot R}, 1 - Fr = 1 - \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot \omega^3} \cdot B$$

Tabelle 2.4

	H2=2.6	H	Q	B	I	C	R	W	if	1-fr	s	v
P.1	2.6	2.6	26.16	4.2	0.0015	68.93	0.808	10.9	0.0015	0.7511	205	2.4
P.2	2.498	2.5	24.74	4.2	0.0015	68.63	0.787	10.49	0.0015	0.7503	205	2.36
P.3	2.395	2.37	22.9	4.2	0.0015	68.22	0.759	9.95	0.00149	0.7493	205	2.3
P.4	2.293	2.29	21.82	4.2	0.0015	67.97	0.742	9.62	0.00151	0.7481	205	2.27
P.5	2.189	2.19	20.45	4.2	0.0015	67.63	0.720	9.2	0.00149	0.7471	205	2.22
P.6	2.086	2.09	19.24	4.2	0.0015	67.31	0.7	8.82	0.00149	0.7459	205	2.18

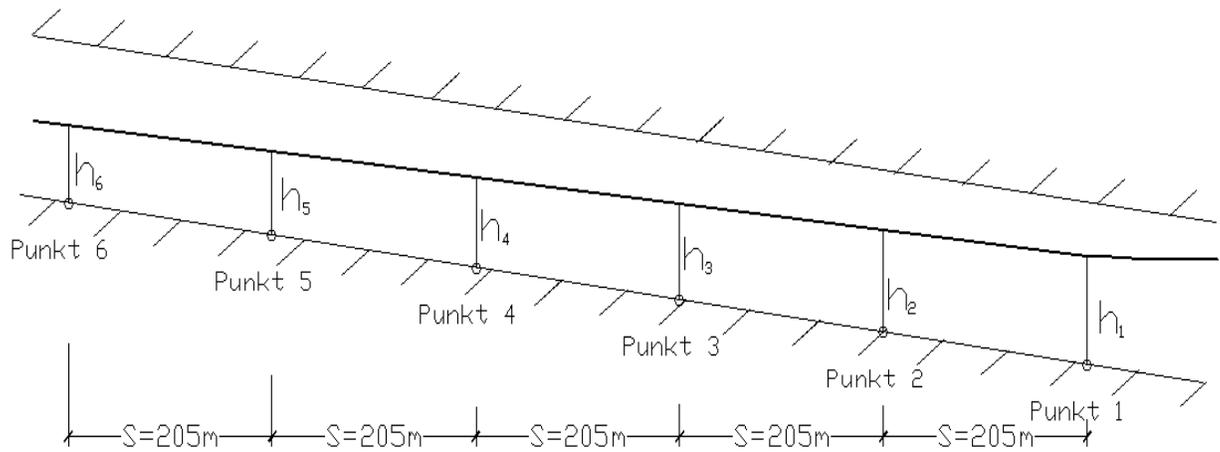


Abb. 2.7 Schema der Staukurve des Freispiegelstollens

Aus der Tabelle 2.4 und Abb. 2.7 folgt, dass eine Staukurve vorhanden ist. Das ergibt sich, wenn die Wassermenge über $2,61 \text{ m}^3/\text{s}$ ist, d.h. wenn strömender Abfluss ($h > h_{kr}$) vorhanden ist.

2.1 Hydraulische Bemessungen eines Überlaufes

Beim Vorhandensein von Änderungen der Wassermenge ist zweckmäßig, einen Überlauf (Kontrollquerschnitt) am Ende des Tunnels aufzubauen. Es wird eine bestimmte maximale Höhe des Wasserstandes am Ende sichergestellt.

Die Ausgangsformel ist $Q_{Ausbau} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_{üb}^{3/2}$ [2]

b - Breite des Überlaufes

b = 10m

m = 0,45 – Koeffizient der Wassermenge

Der Überlauf hat ein rechteckiges Querprofil.

$$Q_{\min.} = 5 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$H_{üb}^{3/2} = \frac{Q_{\min}}{m \cdot b \cdot \sqrt{2g}} = \frac{5}{0,45 \cdot 10 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 0,477 \rightarrow H_{üb} = 0,61 \text{ m}$$

3. Bemessung der Stützkonstruktion – Typ II

Die Stützkonstruktion ist ein wesentlicher Bestandteil der zukünftigen Auskleidung und ihre Aufgabe ist eine Zerstörung des Stollens durch den Gebirgsdruck zu verhindern und ihn von Beschädigungen zu schützen. Die Stützkonstruktion ist nach den Bohr – und Sprengarbeiten einzubauen. Für die einzelnen Abschnitte mit Gesteinen verschiedener Struktur sind verschiedene Arten von Stützkonstruktionen vorgesehen. Die Stützkonstruktionen im vorliegenden Projekt sind für vertikalen und horizontalen Gebirgsdruck bei einem Festigkeitskoeffizient nach Protodjakonov bemessen. Die Stützkonstruktionen sind ein Bestandteil von der zukünftigen Auskleidung. Wegen der Gesteinsarten in den ersten 80 Metern der Tunnellänge, nehmen wir an, dass in ein offenes Bauweise gebaut wird und danach der Kanal überdeckt wird. Deshalb gehören diese 80 Meter Länge nicht zu unserem Projekt.

Die Daten des Felsmassivs entlang des Tunnels werden in der folgenden Tabelle angegeben:

Tabelle 3.1

Koeffizient der Festigkeit von Protodjakonov f	$f=2$	$f=5$	$f=7$	$f=2$
Poisson-Koeffizient ν	0,32	0,30	0,28	0,32
Koeffizient der Festigkeit von Bieniawski RMR	30	50	70	30
Winkel der inneren Reibung/ Reibungswinkel	65°	75°	80°	65°

3.1 Bemessung des Gebirgsdrucks :

-Für $f < 4$:

$B=H=4,2\text{m}$ -Lichte Höhe des Tunnels

$b=h$ -Breite und Höhe der Baugrube

$h_{1,z,z} = b_1/2 \cdot f$ -Höhe der Auflockerungszone

$$b_1 = b + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

f-Festigkeitskoeffizient (nach Protodjakonov)

φ -Winkel der inneren Reibung

- Vertikaler Gebirgsdruck

$$q_n = \beta \cdot \gamma_{S.G.} \cdot h_{z,z}$$

$$\beta = 0,7 (b \leq 5,5m)$$

- Horizontaler Gebirgsdruck

$$e_n = \gamma_{S.G.} \cdot (h_{z,z} + 0,5 \cdot h) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

➤ Berechnung des Gebirgsdrucks für **f=2** :

$$\varphi = \operatorname{arctg}(2) = 65^\circ$$

$$\gamma_{S.G.} = 2,4 \text{ t} / \text{m}^3 = 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \text{ - Spezifisches Gewicht}$$

$$b = 4,8 ; h = 4,8 \text{ m} \text{ - Breite und Höhe der Baugrube}$$

$$b_1 = b + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 4,8 + 2 \cdot 4,8 \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{65}{2} \right) = 6,93 \text{ m}$$

$$h_{z,z1} = \frac{b_1}{2 \cdot f} = \frac{6,93}{2 \cdot 2} = 1,73 \text{ m}$$

Vertikaler Gebirgsdruck:

$$q_n = \beta \cdot \gamma_{S.G.} \cdot h_{z,z} = 0,7 \cdot 24 \cdot 1,73 = 29,06 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Horizontaler Gebirgsdruck:

$$e_n = \gamma_{S.G.} \cdot (h_{z,z} + 0,5 \cdot h) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 24 \cdot (1,73 + 0,5 \cdot 4,8) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{65}{2} \right) = 4,87 \text{ kN} / \text{m}^2$$

-Für $f \geq 4$:

$$q_n = \beta \cdot \gamma_{S.G.} \cdot h_{z,z}$$

$$h_{z,z} = \kappa_a \cdot b \text{ - Höhe der Auflockerungszone}$$

κ_a - Koeffizient der Auflockerung des Felsmassivs

$\kappa_a = 0,2$ ist Koeffizient für durchschnittliche klüftete Massive (errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 31, Tabelle 7)

➤ Berechnung des Gebirgsdrucks für **f=5** :

Die Daten sind von den geologischen Untersuchungen des Massivs genommen.

$$\gamma_{S,G} = \rho \cdot g = 2,45.9,81 = 24 \text{ kN} / \text{m}^3 - \text{spezifisches Gewicht des Bodens}$$

g – Fallbeschleunigung

$$b = 4,6 - \text{Breite der Baugrube}$$

$$h_{z,z} = \kappa_a \cdot b = 0,2.4,6 = 0,92 \text{ m}$$

$$q_n = \beta \cdot \gamma_{S,G} \cdot h_{z,z} = 0,7.24.0,92 = 15,46 \text{ kN} / \text{m}^2$$

➤ Berechnung des Gebirgsdrucks für $f=7$:

$$\gamma_{S,G} = \rho \cdot g = 2,6.9,81 = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \text{ spezifisches Gewicht des Bodens}$$

g -Fallbeschleunigung

$$b = 4,5 - \text{Breite des Grabens}$$

$$h_{z,z} = \kappa_a \cdot b = 0,2.4,5 = 0,90 \text{ m}$$

$$q_n = \beta \cdot \gamma_{S,G} \cdot h_{z,z} = 0,7.24.0,92 = 15,46 \text{ kN} / \text{m}^2$$

3.2 Kombinierte Stützkonstruktion aus Stahlrahmen und Spritzbeton bei $f=2$

➤ Bemessung nach „Neue Österreichische Tunnelbauweise“ (NATM)

-Bestimmung der Tragfähigkeit des Spritzbetons

Annahme : Die Schichtdicke des Spritzbetons $d_{\text{sp.b.}} = 15 \text{ cm}$

$$P_{\text{sp.b.}} = \frac{d_{\text{sp.b.}} \cdot \tau_{\text{sp.b.}}}{R_{\text{tun}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}$$

$$\alpha = \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right); \quad \varphi = 65^\circ - \text{Winkel der inneren Reibung}; \quad \alpha = \left(45 - \frac{65}{2} \right) \rightarrow \alpha = 12,5$$

$$\tau_{\text{sp.b.}} = 2 \text{ MPa} = 2000 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Tun}} = 2,10 \text{ m}$$

$$P_{\text{sp.b.}} = \frac{0,15.2.10^3}{2,10 \cdot \sin(12,5^\circ) \cdot \cos(12,5^\circ)} = 675,07 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Bestimmung der Tragfähigkeit der Stahlrahmen

$l_r = 1 \text{ m}$ - nehmen wir den Abstand zwischen Rippen an.

$$\tau_{\text{st}} = \frac{E_{\text{st.r.}} \cdot \tau_{\text{sp.b.}}}{E_{\text{sp.b.}}} = 10.2 = 20 \text{ MPa} = 20000 \text{ kN}$$

$$\frac{E_{\text{st.r.}}}{E_{\text{sp.b.}}} = \text{const} (8 \div 15), \quad \frac{E_{\text{st.r.}}}{E_{\text{sp.b.}}} = 10$$

$F_{\text{st.r.}} = 0,00143 \text{ m}^2$ - die Fläche des Profils I10

$$d_{\text{st}} = \frac{F_p}{l_r} = 0,00143$$

$$P_{\text{St.r.}} = \frac{d_{\text{st.r.}} \cdot \tau_{\text{st.r.}}}{R \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha)} = \frac{0,00143.20000}{2,10 \cdot \sin(12,5^\circ) \cdot \cos(12,5^\circ)} = 64,31 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_{\text{Gesamt}} = P_{\text{sp.b.}} + P_{\text{st.r.}} = 675,07 + 64,31 = 739,38 \text{ kN / m}^2$$

$$\xi = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \frac{1 + \sin(65^\circ)}{1 - \sin(65^\circ)} = \frac{1,91}{0,094} = 20,32$$

$$\sigma_y = \gamma \cdot H_{\text{Überdeckung}} = 24,32 = 768 \text{ kPa}$$

$$P_{\text{Last}} = \frac{2 \cdot \sigma_y}{\xi + 1} = \frac{2 \cdot \sigma_y}{\xi + 1} = \frac{2 \cdot 768}{20,32 + 1} = \frac{1536}{21,32} = 72,05 \text{ kN / m}^2$$

$$P_{\text{Gesamt}} > P_{\text{Last}} \cdot 1,5$$

$$739,38 > 72,05 \cdot 1,5 \rightarrow 739,38 \text{ kN / m}^2 > 108,08 \text{ kN / m}^2$$

3.3 Stützkonstruktion aus mechanischen Anker und Spritzbeton bei f=5

$l_a = h_{z,z} + l_v$ – Länge der Anker

$h_{z,z} = \kappa_a \cdot b = 0,24 \cdot 6 = 0,92$ – Auflockerungszone des Felsmassivs

l_v – Länge der Verankerung

$l_v \geq 0,25 \cdot h_{z,z}; l_{\text{min } v} \geq 1,0 \text{ m}$

$l_v \geq 0,23 \rightarrow l_v = 1,0 \text{ m}$

$l_v = 1,0 \text{ m}$ – die Länge der Verankerung

$l_a = h_{z,z} + l_v = 0,92 + 1,0 = 1,92 \text{ m} \rightarrow l_a = 2 \text{ m}$

$a = 1,80 - 0,184 \cdot l_a$ – Abstand der Anker

$a = 1,8 - 0,184 \cdot 2,00 = 1,43 \text{ m}$

→ Annahme : $a = 1,4 \text{ m}$

Die Ankeranzahl ist in einer Reihe:

$$n = \frac{\pi \cdot H}{2 \cdot a} = \frac{\pi \cdot 4,6}{2 \cdot 1,4} = 5,16 ; \text{ Annahme: Die Ankeranzahl ist } n = 6.$$

- Bestimmung der Schichtdicke von Spritzbeton:

$$d_{\text{Sp.b.}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{q_B}{\gamma_c \cdot R}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{15,46}{0,1 \cdot 20000}} = 0,039 \text{ m} = 3,9 \rightarrow$$

$d_{\text{min}} = 4 \text{ cm}$ – Spritzbetondicke

$R_{\text{Sp.b.}} = 20,0 \text{ MPa} = 20000 \text{ kN / m}^2$ – Normalfestigkeit des Spritzbetons

$\gamma_s = 0,1$ – Sicherheitskoeffizient des bewehrten Spritzbetons

3.4 Stützkonstruktion aus Spritzbeton bei f=7

$$d_{\text{Sp.b}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{q_B}{\gamma_c \cdot R}}$$

$R_{\text{Sp.b}} = 20,0 \text{MPa} = 20000 \text{kN} / \text{m}^2$ – Normalfestigkeit des Spritzbetons

$\gamma_s = 0,1$ – Sicherheitskoeffizient des bewehrten Spritzbetons

$$d_{\text{Sp.b}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{q_B}{\gamma_c \cdot R}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{15,75}{0,1 \cdot 20000}} = 0,039 \text{m} = 3,9 \rightarrow$$

$d_{\text{min}} = 4 \text{cm}$ - die Schichtdicke des Spritzbetons

Nach den Berechnungen werden die folgenden Typen von Stützkonstruktionen angenommen:

- Bei f=2 – die Stützkonstruktion wird mit Spritzbeton mit einer Schichtdicke d=15 cm und Stahlrahmen – Profil I10 gebaut. Der Abstand zwischen den Rippen ist 1m.
- Bei f=5 – die Stützkonstruktion wird mit Ankern (6 St. Anker pro Schicht) und Spritzbeton mit Schichtdicke d=4 cm gebaut.
- Bei f=7 - die Stützkonstruktion wird aus Spritzbeton mit Schichtdicke d=4 cm gebaut.

Der Spritzbeton ist bewehrt.

4. Bohr- und Sprengarbeiten – Typ II

Für die regelmäßige Durchführung des Bohr- und Sprengvortriebes ist das Programm für Bohr- und Sprengarbeiten zu erstellen. Der Ausweis ist sehr wichtig. Der Inhalt des Ausweises muss den Anforderungen der „Ordnung für die Arbeitssicherheit bei den Sprengarbeiten“ entsprechen. Der Ausweis ist von dem Leiter des Bauarbeiten /Technischer Leiter/ anzufertigen und wird auf Grund den in diesem Kapitel betrachteten Ausweise beständig. Wenn eine Änderungen vorhanden ist, ist der Wechsel in der Vorschriften verpflichtend. Der Ausweis für die Bohr- und Sprengarbeiten ist durch die Berechnung der Werte der wichtigsten Merkmale erstellt worden. Die Berechnungen sind auf Festigkeit $f=2$, $f=5$ und $f=7$ /nach Protodjakonov/ durchgeführt worden. Die Bohr- und Sprengarbeiten hängen im Wesentlichen von der Gesteinsart und der Art des Ausbruchs ab. Wir wählen Sprengstoff „Ammonit E“.

Angaben für Sprengstoffe „Ammonit E“:

- Leistungsfähigkeit, cm^3 340
- Brisanz , mm 14
- Dichte in den Patronen, kg/m^3 980-1080
- Detonationswelle, cm 4
- Detonationsgeschwindigkeit, m/sek 3600

Größe der Sprengstoffpatrone:

Länge – $l = 200$ mm

Durchmesser - $d = 28$ mm

Gewicht – $g = 0,150$ kg

4.1 Bestimmung der Parameter von Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit $f=2$

➤ Relativer Sprengstoffbedarf

- q und Q – Werte des Sprengstoffbedarfs für 1 m^3 herausgebrochene Gesteinsmasse und für eine Sprengung (Abschlag)

- R - Leistungsfähigkeit des Sprengstoffes, cm^3

- $\chi_1 = 1,0$ - Koeffizient der Anzahl der freien Oberfläche

- $\chi_2 = 0,85$ - Koeffizient, der von der Tiefe des Loches abhängig ist- errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150,

Tabelle 49

- $q = 1,20$ - spezifischer Sprengstoffbedarf – errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 50
- $F = 20,54m^2$ - Ausbruchfläche
- l - Länge einer Sprengung (Abschlag)
- η - Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher - errechnet nach Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 149, Tabelle 48

$$q = \frac{280}{R} \cdot \chi_1 \cdot \chi_2 \cdot q = \frac{280}{340} \cdot 1,0 \cdot 85 \cdot 1,20 = 0,84kg / m^3$$

➤ **Sprengstoffmenge für einen Meter des Loches**

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{Patron}^2 \cdot \rho \cdot \eta$$

$$d_{Patron} = 28mm = 0,028m;$$

$$\rho = 1,00g / cm^3 = 1000kg / m^3 - \text{Dichte des Sprengstoffes}$$

$$\eta_o = 0,90 \div 0,95 - \text{Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher}$$

$$\eta = 0,95$$

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{Patron}^2 \cdot \rho \cdot \eta = \frac{3,14}{4} \cdot 0,028^2 \cdot 1000 \cdot 0,95 = 0,59kg / m^2$$

➤ **Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag**

$$Q_{Abschlag} = q \cdot F \cdot l_{Abschlag} = 0,84 \cdot 20,54 \cdot 2,00 = 34,51kg$$

➤ **Anzahl der Sprenglöcher**

$$N = \frac{q \cdot F}{q_o} = \frac{0,84 \cdot 20,54}{0,59} = 29,24 \rightarrow N = 30 \text{ Sprenglöcher benötigt}$$

Der Durchmesser des Sprengloches ist $D = 40mm$

➤ **Länge des Sprengloches**

$$l \leq \xi \cdot a_{\min}$$

a_{\min} – minimale Breite des notwendigen Aushubs

$$l \leq 0,5 \cdot 4,8$$

$$l \leq 2,40m \rightarrow \text{Annahme } l = 2,2m$$

➤ **Gesamte Länge der Sprenglöcher**

$$L_{gesamt} = l \cdot N = 2,2 \cdot 30 = 66,00m$$

Es wird Paralleleinbruch, genauer Staffeleinbruch gewählt. Die Bohrungen werden parallel zueinander in die Ortsbrust gemacht. Sie haben eine einfache Geometrie. Zuerst

erfolgt die Sprengung des Herzbereiches, dann des Helfer- und anschließend des Kranzbereiches. Die Sprengungen erfolgen im Millisekundenabstand.

➤ **Volumen des Ausbruchmaterials für einen Abschlag**

$$V = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \text{ m}^3$$

$$V = 20,54.2 = 41,08 \text{ m}^3$$

F – Ausbruchfläche

➤ **Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten**

$$P = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} \text{ m/h}$$

$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4$ - Ausnutzungskoeffizient der Arbeitszeit

$n_1 = 0,75$ - für schwierige Löcher

$n_2 = 1,1$ - für $l_{\text{Abschlag}} = 2\text{m}$ (Abgelesen von Tabelle 4.1)

Tabelle 4.1

$l_0[\text{m}]$	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
n_2	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.20

n_3 - abhängig vom Material der Bohrkronen

$n_3 = 1,15 \div 1,20$ - für Bohrkronen aus speziellem Stahl

$n_3 = 1,0$ - für Bohrkronen aus Kohlenstahl

$n_3 = 1,0$

$n_4 = 1,8$ - abhängig von der Zahl der Löcher. Der Bohrwagen ist zweiarmig.

$$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 = 0,75 \cdot 1,1 \cdot 0,1,8 = 1,485$$

$T_0 = 2,5 \text{ min / m'}$ – Zeit für Bohrung eines Loches

$$T_H = (0,10 \div 0,15) \cdot T_0$$

$$T_H = 0,15 \cdot 2,5 = 0,38 \text{ min / m'}$$
 – Hilfszeit

$$P = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} = \frac{60 \cdot 1,485}{2,5 + 0,38} = 30,94 \text{ m/h}$$

➤ **Zeitdauer der Bohrarbeiten**

$$T_1 = \frac{L}{N \cdot n \cdot \varphi_1 \cdot P}$$

$N = 2$ - zweiarmige Bohrwagen

n - Koeffizient der gleichzeitigen Arbeit mit beiden Bohrräumen

$n = 1,8$

$\varphi_1 = 0,8 \div 0,85$ - Koeffizient für die Anwendung des Bohrwagens zur Zeit

Annahme : $\varphi_1 = 0,8$

$$T_1 = \frac{66,00}{2 \cdot 0,1 \cdot 8,0 \cdot 8,30 \cdot 94} = 0,74\text{h} = 44,44\text{min}$$

$$l_{\text{spez}} = \frac{L}{F \cdot L_{\text{Abschlag}}} = \frac{66,00}{20,54 \cdot 2} = 1,61\text{m}^3/\text{m}^3 - \text{spezifische Länge des Sprengloches}$$

Ausweis der Bohr- und Sprengarbeiten für $f=2$

Nº	Bezeichnung	Maßeinheit	Größe
1	Ausbruchfläche F	m ²	20,54
2	Anzahl der Sprenglöcher N	St.	30
3	Art des Sprengstoffes	-	AMMONIT
			E
4	Durchmesser der Sprenglöcher	mm	40
5	Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher	-	0,95
6	Relativer Sprengstoffbedarf q	kg/m ³	0,84
7	Länge der Sprenglöcher l	m	2,2
8	Sprengstoffbedarf für 1 m ³ - q ₀	kg/m ³	0,59
9	Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag - Q	kg	34,51
10	Gesamte Länge der Sprenglöcher - L	m	66,00
11	Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten P	m/h	30,94
12	Volumen des Ausbruchmaterials für einen Abschlag	m ³	41,08
13	Spezifische Länge des Sprengloches	m ³ /m ³	1,61

4.2 Bestimmung der Parameter von Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit $f=5$

➤ Relativer Sprengstoffbedarf

- q und Q – Werte des Sprengstoffbedarfs für 1 m^3 herausgebrochene Gesteinsmasse und für eine Sprengung (Abschlag)
- R - Leistungsfähigkeit des Sprengstoffes, cm^3
- $\chi_1 = 1,0$ - Koeffizient der Anzahl der freien Oberfläche
- $\chi_2 = 0,85$ - Koeffizient, der von der Tiefe des Loches abhängig ist- errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 49
- $q = 1,75$ - spezifischer Sprengstoffbedarf – errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 50
- $F = 19,33 \text{ m}^2$ - Ausbruchfläche
- l - Länge einer Sprengung (Abschlag)
- η - Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher - errechnet nach Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 149, Tabelle 48

$$q = \frac{280}{R} \cdot \chi_1 \cdot \chi_2 \cdot q = \frac{280}{340} \cdot 1,0 \cdot 0,85 \cdot 1,75 = 1,225 \text{ kg} / \text{m}^3$$

➤ Sprengstoffmenge für einen Meter des Loches

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{\text{Patron}}^2 \cdot \rho \cdot \eta$$

$$d_{\text{Patron}} = 28 \text{ mm} = 0,028 \text{ m};$$

$$\rho = 1,00 \text{ g} / \text{cm}^3 = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 - \text{Dichte des Sprengstoffes}$$

$$\eta_o = 0,85 \div 0,90 - \text{Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher}$$

$$\eta = 0,90$$

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{\text{Patron}}^2 \cdot \rho \cdot \eta = \frac{3,14}{4} \cdot 0,028^2 \cdot 1000 \cdot 0,90 = 0,55 \text{ kg} / \text{m}$$

➤ Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag

$$Q_{\text{Abschlag}} = q \cdot F \cdot l_{\text{Abschlag}} = 1,225 \cdot 19,33 \cdot 2,00 = 47,36 \text{ kg}$$

➤ Anzahl der Sprenglöcher

$$N = \frac{q \cdot F}{q_o} = \frac{1,225 \cdot 19,33}{0,55} = 43,05 \rightarrow N = 44 \text{ Sprenglöcher benötigt}$$

Der Durchmesser des Sprengloches ist $D = 40 \text{ mm}$

➤ Länge des Sprengloches

$$l \leq \xi \cdot a_{\min}$$

a_{\min} – minimale Breite des notwendigen Aushubs

$$l \leq 0,5 \cdot 4,6$$

$$l \leq 2,30m \rightarrow \text{Annahme: } l = 2,2m$$

➤ **Gesamte Länge der Sprenglöcher**

$$L_{\text{Gesamt}} = l \cdot N = 2,2 \cdot 44 = 96,80m$$

Es wird Paralleleinbruch, genauer Staffeleinbruch gewählt. Die Bohrungen werden parallel zueinander in die Ortsbrust gebohrt. Sie haben einfache Geometrie. Zuerst erfolgt die Sprengung des Herzbereiches, dann des Helfer- und anschließend des Kranzbereiches. Die Sprengungen erfolgen im Millisekundenabstand.

➤ **Volumen des Ausbruchmaterials für einen Abschlag**

$$V_a = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \text{ m}^3$$

$$V_a = 19,33 \cdot 2 = 38,66 \text{ m}^3$$

F – Ausbruchfläche

➤ **Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten**

$$P = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} \text{ m/h}$$

$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4$ Ausnutzungskoeffizient der Arbeitszeit

$n_1 = 0,75$ - für schwierige Löcher

$n_2 = 1,1$ - für $l_{\text{Abschlag}} = 2m$ (Abgelesen von Tabelle 4.1)

n_3 - abhängig von Material der Bohrkronen

$n_3 = 1,15 \div 1,20$ - für Bohrkronen aus speziellem Stahl

$n_3 = 1,0$ - für Bohrkronen aus Kohlenstahl

$n_3 = 1,0$

$n_4 = 1,8$ - abhängig von der Zahl der Löcher. Der Bohrwagen ist zweiarmig.

$$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 = 0,75 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,8 = 1,485$$

$T_0 = 2,5 \text{ min / m}^3$ – Zeit für Bohrung eines Loches

$$T_H = (0,10 \div 0,15) \cdot T_0$$

$$T_H = 0,15 \cdot 2,5 = 0,38 \text{ min / m}^3 \text{ - Hilfszeit}$$

$$P = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} = \frac{60 \cdot 1,485}{2,5 + 0,38} = 30,94 \text{ m/h}$$

➤ **Zeitdauer der Bohrarbeiten**

$$T_1 = \frac{L}{N \cdot n \cdot \varphi_1 \cdot P}$$

N = 2 - zweiarmige Bohrwagen

n - Koeffizient der gleichzeitigen Arbeit mit beiden Bohrramen

n = 1,8

$\varphi_1 = 0,8 \div 0,85$ - Koeffizient für die Anwendung des Bohrwagens zur Zeit

Annahme: $\varphi_1 = 0,8$

$$T_1 = \frac{96,80}{2 \cdot 0,1 \cdot 1,8 \cdot 0,8 \cdot 30,94} = 1,09 \text{ h} = 65,18 \text{ min}$$

$$l_{\text{spez}} = \frac{L}{F \cdot L_{\text{Abschlag}}} = \frac{94,60}{19,33 \cdot 2} = 2,50 \text{ m}^3 / \text{m}^3 - \text{spezifische Länge des Sprengloches}$$

Ausweis der Bohr- und Sprengarbeiten für f=5

Nr	Bezeichnung	Maßeinheit	Größe
1	Ausbruchfläche F	m ²	19,33
2	Anzahl der Sprenglöcher N	St.	43
3	Art des Sprengstoffes	-	AMMONIT
			E
4	Durchmesser der Sprenglöcher	mm	40
5	Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher	-	0,9
6	Relativer Sprengstoffbedarf q	kg/m ³	1,225
7	Länge der Sprenglöcher l	m	2,2
8	Sprengstoffbedarf für 1 m ³ - q ₀	kg/m ³	0,55
9	Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag - Q	Kg	47,36
10	Gesamte Länge der Sprenglöcher - L	m	96,80
11	Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten P	m/h	30,94
12	Volumen des Ausbruchmaterials für 1 Abschlag	m ³	38,66
13	Spezifische Länge des Sprengloches	m ³ /m ³	2,50

4.3 Bestimmung der Parameter der Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit $f=7$

➤ Relativer Sprengstoffbedarf

- q und Q – Werte des Sprengstoffbedarfs für 1 m^3 herausgebrochene Gesteinsmasse und für eine Sprengung (Abschlag)
- R - Leistungsfähigkeit des Sprengstoffes, cm^3
- $\chi_1 = 1,0$ - Koeffizient der Anzahl der freien Oberfläche
- $\chi_2 = 0,85$ - Koeffizient, der von der Tiefe des Loches abhängig ist - errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 49
- $q = 2,10$ - spezifischer Sprengstoffbedarf – errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 50
- $F = 18,73 \text{ m}^2$ - Ausbruchfläche
- l - Länge einer Sprengung (Abschlag)
- η - Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher - errechnet nach Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 149, Tabelle 48

$$q = \frac{280}{R} \cdot \chi_1 \cdot \chi_2 \cdot q = \frac{280}{340} \cdot 1,0 \cdot 0,85 \cdot 2,1 = 1,47 \text{ kg} / \text{m}^3$$

➤ Sprengstoffmenge für einen Meter des Loches

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{\text{Patron}}^2 \cdot \rho \cdot \eta$$

$$d_{\text{Patron}} = 28 \text{ mm} = 0,028 \text{ m};$$

$$\rho = 1,00 \text{ g} / \text{cm}^3 = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 \text{ – Dichte des Sprengstoffes;}$$

$$\eta_o = 0,85 \div 0,90 \text{ – Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher}$$

$$\eta = 0,85$$

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{\text{Patron}}^2 \cdot \rho \cdot \eta = \frac{3,14}{4} \cdot 0,028^2 \cdot 1000 \cdot 0,85 = 0,52 \text{ kg} / \text{m}$$

➤ Sprengstoffbedarf für einen Abschlag

$$Q_{\text{Abschlag}} = q \cdot F \cdot l_{\text{Abschlag}} = 1,47 \cdot 18,73 \cdot 2,00 = 55,07 \text{ kg}$$

➤ Anzahl der Sprenglöcher

$$N = \frac{q \cdot F}{q_o} = \frac{1,47 \cdot 18,73}{0,52} = 52,95 \rightarrow N = 53 \text{ Sprenglöcher benötigt}$$

Der Durchmesser des Sprengloches ist $D = 40 \text{ mm}$

➤ Länge des Sprengloches

$$l \leq \xi \cdot a_{\text{min}}$$

a_{min} – minimale Breite des notwendigen Ausbruchs

$$l \leq 0,5.4,5$$

$$l \leq 2,25m \rightarrow \text{Annahme: } l = 2,2m$$

➤ Gesamte Länge der Sprenglöcher

$$L_{\text{Gesamt}} = l \cdot N = 2,2 \cdot 53 = 116,60m$$

Es wird Paralleleinbruch, genauer Staffeleinbruch gewählt. Die Bohrungen werden parallel zueinander in die Ortsbrust gebohrt. Sie haben einfache Geometrie. Zuerst erfolgt die Sprengung des Herzbereiches, dann des Helfer- und anschließend des Kranzbereiches. Sie sind im Millisekundenabstand

➤ Volumen des Ausbruchmaterials für einen Abschlag

$$V_a = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \text{ m}^3$$

$$V_a = 18,73 \cdot 2 = 37,46 \text{ m}^3$$

F – Ausbruchfläche

➤ Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten

$$P = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} \text{ m/h}$$

$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4$ Ausnutzungskoeffizient der Arbeitszeit

$n_1 = 0,75$ - für schwierige Locher

$n_2 = 1,1$ - für $l_{\text{Abschlag}} = 2m$ (Abgelesen von Tabelle 4.1)

n_3 - abhängig vom Material der Bohrkronen

$n_3 = 1,15 \div 1,20$ - für Bohrkronen aus speziellem Stahl

$n_3 = 1,0$ - für Bohrkronen aus Kohlenstahl

$n_3 = 1,0$

$n_4 = 1,8$ - abhängig von der Zahl der Löcher. Der Bohrwagen ist zweiarmig.

$$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 = 0,75 \cdot 1,1 \cdot 0,1,8 = 1,485$$

$T_0 = 2,5 \text{ min / m'}$ – Zeit für Bohrung eines Loches

$$T_H = (0,10 \div 0,15) \cdot T_0$$

$$T_H = 0,15 \cdot 2,5 = 0,38 \text{ min / m'}$$
 – Hilfszeit

$$P = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} = \frac{60 \cdot 1,485}{2,5 + 0,38} = 30,94 \text{ m/h}$$

➤ **Zeitdauer der Bohrarbeiten**

$$T_1 = \frac{L}{N \cdot n \cdot \varphi_1 \cdot P}$$

N = 2 - zweiarmige Bohrwagen

n - Koeffizient der gleichzeitigen Arbeit mit beiden Bohrramen

n = 1,8

$\varphi_1 = 0,8 \div 0,85$ - Koeffizient für die Anwendung des Bohrwagens zur Zeit

Annahme : $\varphi_1 = 0,8$

$$T_1 = \frac{116,60}{2,0 \cdot 1,8 \cdot 0,8 \cdot 30,94} = 1,31 \text{h} = 78,51 \text{min}$$

$$l_{\text{spez}} = \frac{L}{F \cdot L_{\text{ar}}} = \frac{121,90}{18,73 \cdot 2} = 3,11 \text{m}^3 / \text{m}^3 - \text{spezifische Länge des Sprengloches}$$

Ausweis der Bohr- und Sprengarbeiten für f=7

Nº	Bezeichnung	Maßeinheit	Größe
1	Ausbruchfläche F	m ²	18,73
2	Anzahl der Sprenglöcher N	St.	53
3	Art des Sprengstoffes	-	AMMONIT
			E
4	Durchmesser der Sprenglöcher	mm	40
5	Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher	-	0,85
6	Relativer Sprengstoffbedarf q	kg/m ³	1,47
7	Länge der Sprenglöcher l	m	2,3
8	Sprengstoffbedarf für 1 m ³ - q	kg/m ³	0,52
9	Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag - Q	kg	55,07
10	Gesamte Länge der Sprenglöcher - L	m	116,60
11	Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten P	m/h	30,94
12	Volumen des Ausbruchmaterials für 1 Abschlag	m ³	37,46
13	Spezifische Länge des Sprengloches	m ³ /m ³	3,11

Die nächste Tabelle 4.2 ist eine Zusammenfassung der Bohr- und Sprengarbeiten, die oben errechnet wurden.

Tabelle 4.2

Koeffizient der Festigkeit von Protodjakonov f	f=2	f=5	f=7	f=2
Sprengstoff	Ammonit E	Ammonit E	Ammonit E	Ammonit E
Sprengstoffbedarf für einen Abschlag	34,36 kg	46,97 kg	54,54 kg	34,36 kg
Anzahl der Sprenglöcher	30 St.	44 St.	53 St.	30 St.
Gesamte Länge der Sprenglöcher	66,00 m	96,80 m	116,60 m	66,00 m
Zeitdauer der Bohrarbeiten	44,44 min.	65,18 min.	78,51 min.	44,44 min.
Ausbruchfläche	20,54 m ²	19,33 m ²	18,73 m ²	20,45 m ²
Volumen des Ausbruchmaterials	41,80 m ³	38,66 m ³	37,46 m ³	40,90 m ³
Anzahl der Bohrrarme der Maschine	2	2	2	2

5. Schuttern

Der Fortschritt des Tunnels hängt weitgehend von dem Schuttern der gesprengten Gesteinsmasse ab. Deswegen sind die Produktivität sehr wichtig und ihre Übereinstimmung mit den Bohr- und Sprengarbeiten. Die Wahl der Ladegeräte ist von großer Bedeutung. Die Geräte müssen mit den Parametern des Tunnelquerprofils übereinstimmen und auch hohe Ladeleistung besitzen.

5.1. Bestimmung des Volumens der gesprengten Gesteinsmasse

f_a – Auflockerungsbeiwert

Tabelle 5.1

Kategorie	I	II	III	IV	Fels
f_a	1,12	1,21	1,27	1,29-1,35	1,47

$$f_a = 1,47$$

$$\kappa = 1,15 \text{ für } f = 2; \quad \kappa = 1,16 \text{ für } f = 5; \quad \kappa = 1,17 \text{ für } f = 7$$

$$W_1 = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \cdot \kappa \cdot f_a = 20,54 \cdot 2,0 \cdot 1,15 \cdot 1,47 = 69,45 \text{ m}^3 \text{ für } f = 2$$

$$W_2 = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \cdot \kappa \cdot f_a = 19,33 \cdot 2,0 \cdot 1,16 \cdot 1,47 = 65,92 \text{ m}^3 \text{ für } f = 5$$

$$W_3 = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \cdot \kappa \cdot f_a = 18,73 \cdot 2,0 \cdot 1,17 \cdot 1,47 = 64,43 \text{ m}^3 \text{ für } f = 7$$

5.2 Wahl der Mechanisierung

Gewählt wird wegen der Tunnelbreite, die $b > 4\text{m}$ beträgt, ein schienenloser Transport.

5.2.1 Schuttern mit Radlader Volvo L220F bei $f=2$

I. Variante

Für die Arbeit des Schutterns ist ein Radlader gewählt. Der Radlader ist eine selbstfahrende Maschine mit einer Ladeschaufeleinrichtung. Die Maschine kann das Material durch Vorwärtsbewegen heben, transportieren und abschütten.

Wir werden einen Radlader Volvo L220F benutzen.

Die Parameter sind:

- Schaufelinhalt – 9,00 m³
- Länge – 9,05 m
- Breite - 3,17 m
- Höhe - 4,67 m - (3,73 m - die Höhe der Maschine bis der Kabine)
- Geschwindigkeit – beladen 7,0 km/h
- Geschwindigkeit – leer 12,0 km/h



Abb. 5.1 Radlager Volvo L220F

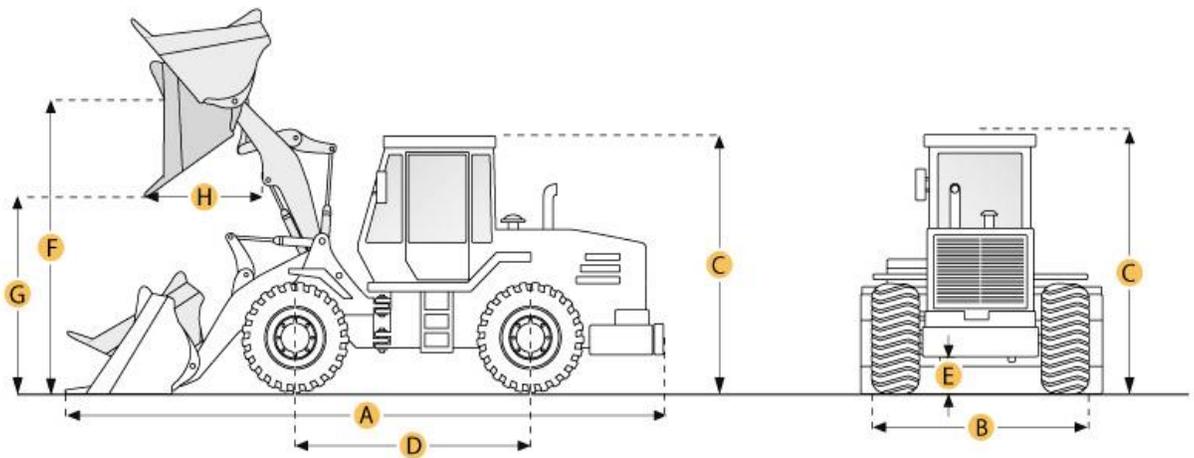


Abb. 5.2 Spezifikationen des Radladers

$69,45 \text{ m}^3$ – Volumen des Ausbruchmaterials

$9,0 \text{ m}^3$ – Schaufelinhalt des Radladers $\rightarrow 69,45 / (9,0 \cdot 0,75) = 10,29 = 11$ Schaufeln

$0,75$ – Füllfaktor

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist $7 \text{ km/h} \rightarrow 116,67 \text{ m/min}$

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist $12 \text{ km/h} \rightarrow 200 \text{ m/min}$

$T_1 = 0,4 \text{ min}$ – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

Die Dauer des Schütterns des Aushubmaterialvolumens ist für verschiedene Abstände vom Tunnelportal errechnet.

$7 \text{ km/h} \rightarrow 50 \text{ m}$ für $25,71 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 50 \text{ m}$ für $15,02 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$T_{50\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 11 = 452,54 \text{ sek} = 7,54 \text{ min}$

7km/h → 100m für 51,43sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 100m für 30,03sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 11 = 900,46 \text{sek} = 15,01 \text{min}$$

7km/h → 150m für 77,14sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 50m für 45,05sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 11 = 1348,49 \text{sek} = 22,48 \text{min}$$

7km/h → 200m für 102,85sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 200m für 60,06sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 11 = 1796,41 \text{sek} = 29,94 \text{min}$$

7km/h → 300m für 154,28sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 300m für 90,09sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{300m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 11 = 2692,47 \text{sek} = 44,88 \text{min}$$

7km/h → 400m für 205,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 400m für 120,12sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{400m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 11 = 3588,53 \text{sek} = 59,81 \text{min}$$

7km/h → 500m für 257,14sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 500m für 150,15sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{500m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 11 = 4484,59 \text{sek} = 74,74 \text{min}$$

Zur Verkürzung des Schutterns können wir zwei Radlader Volvo L220F in Betrieb nehmen. Wegen ihrer Größe kann eine Nische in der Mitte des Tunnels (im Abstand 250m vom Portal) gemacht werden, wo die Radlader aneinander vorbeifahren können. Der erste kann in die Nische einfahren, wo er mit dem zweiten Radlader aneinander vorbeifahren kann. Das wird die Zeit verkürzen, aber aus wirtschaftlichem Sicht werden sich die Baukosten erhöhen.

Die Dauer des Schutterns des Aushubmaterialvolumens wird vom Tunnelportal mit zwei Radladern Volvo L220F errechnet.

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 11 = 452,54 \text{sek} = 7,54 \text{min}$$

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 11 = 900,46 \text{sek} = 15,01 \text{min}$$

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 11 = 1348,49 \text{sek} = 22,48 \text{min}$$

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 11 = 1796,41 \text{sek} = 29,94 \text{min}$$

$$T_{300m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11) / 2 = ((154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 11) / 2 = 44,88 / 2 = 22,44 \text{min}$$

$$T_{400m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11) / 2 = ((205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 11) / 2 = 59,81 / 2 = 29,91 \text{min}$$

$$T_{500m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11) / 2 = ((257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 11) / 2 = 74,74 / 2 = 37,37 \text{min}$$

5.2.2 Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei $f=2$

II. Variante

Wir werden zwei Radlader Scooptram ST710 benutzen.

Im Tunnel können zwei Radlader aufgrund ihrer kleinen Breite aneinander vorbeifahren.



Abb. 5.3 Radlader Scooptram ST710

Die Parameter sind:

- Schaufelinhalt – 3,40 m³
- Länge– 8,83 m
- Breite - 2,04 m
- Höhe - 4,38 m (2,11 m – die Höhe der Maschine bis der Kabine)
- Geschwindigkeit – beladen- 5,0 km/h
- Geschwindigkeit – leer - 8,9 km/h

**Standard equipped vehicle with empty bucket*

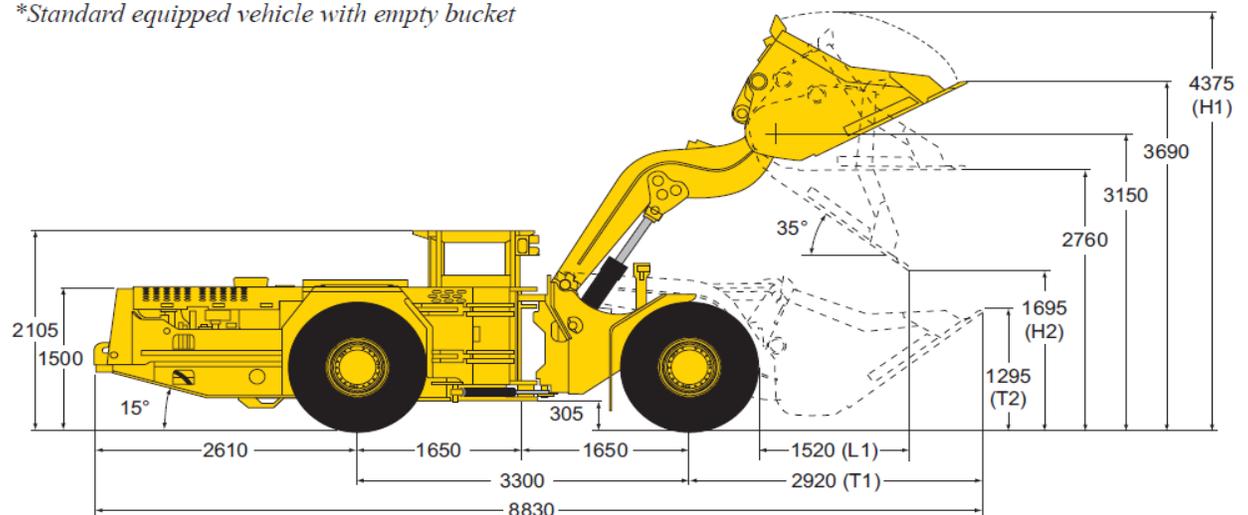


Abb. 5.4 Spezifikationen des Radladers

69,45 m³ – Volumen des Ausbruchmaterials

3,4m³ – Schaufelinhalt des Radladers → 69,45 / (3,4·0,75) = 27,23 = 28Schaufeln → für zwei Radlader folgt
⇒ 14 Schaufeln für eine Maschine

0,75 – Füllfaktor

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist 5km/h → 83,33m/min

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist 8,9km/h → 148,33m/min

T₁ = 0,5 min – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

5km/h → 50m für 35,97sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 50m für 20,24sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit - leerer Radlader

T_{50m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(35,97+20,24+0,5).14=793,94sek=13,23min

5km/h → 100m für 71,94sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 100m für 40,49sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit - leerer Radlader

T_{100m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(71,94+40,49+0,5).14=1581,02sek=26,35min

5km/h → 150m für 107,91sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 150m für 60,43sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit - leerer Radlader

T_{150m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(107,91+60,43+0,5).14=2363,76sek=39,40min

5km/h → 200m für 143,88sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 200m für 80,97sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit - leerer Radlader

T_{200m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(143,88+80,97+0,5).14=3154,90sek=52,58min

5km/h → 300m für 215,83sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 300m für 121,46sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit - leerer Radlader

T_{300m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(215,83+121,46+0,5).14=4729,06sek=78,82min

5km/h → 400m für 287,77sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 400m für 161,94sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit - leerer Radlader

T_{400m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(287,77+161,94+0,5).14=6302,94sek=105,05min

5km/h → 500m für 359,71sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 500m für 202,43sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit - leerer Radlader

T_{500m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(359,71+202,43+0,5).14=7876,96sek=131,28min

5.2.3 Schuttern mit Radlader Volvo L220F bei $f=5$

I. Variante

$65,92 \text{ m}^3$ – Volumen des Aushubmaterials

0,75 – Füllfaktor

$9,0 \text{ m}^3$ – Schaufelinhalt des Radladers $\rightarrow 65,92 / (9,0 \cdot 0,75) = 9,77 \rightarrow 10$ Schaufeln

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist $7 \text{ km/h} \rightarrow 116,67 \text{ m/min}$

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist $12 \text{ km/h} \rightarrow 200 \text{ m/min}$

$T_1 = 0,5 \text{ min}$ – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel.

$7 \text{ km/h} \rightarrow 50 \text{ m}$ für $25,71 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 50 \text{ m}$ für $15,02 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$T_{50\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 10 = 411,4 \text{ sek} = 6,86 \text{ min}$

$7 \text{ km/h} \rightarrow 100 \text{ m}$ für $51,43 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 100 \text{ m}$ für $30,03 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$T_{100\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 10 = 818,60 \text{ sek} = 13,64 \text{ min}$

$7 \text{ km/h} \rightarrow 150 \text{ m}$ für $77,14 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 150 \text{ m}$ für $45,05 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$T_{150\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 10 = 1225,90 \text{ sek} = 20,43 \text{ min}$

$7 \text{ km/h} \rightarrow 200 \text{ m}$ für $102,85 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 200 \text{ m}$ für $60,06 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$T_{200\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 10 = 1633,1 \text{ sek} = 27,22 \text{ min}$

$7 \text{ km/h} \rightarrow 300 \text{ m}$ für $154,28 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 300 \text{ m}$ für $90,09 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$T_{300\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 10 = 2447,70 \text{ sek} = 40,80 \text{ min}$

$7 \text{ km/h} \rightarrow 400 \text{ m}$ für $205,71 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 400 \text{ m}$ für $120,12 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$T_{400\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 10 = 3262,30 \text{ sek} = 54,37 \text{ min}$

$7 \text{ km/h} \rightarrow 500 \text{ m}$ für $257,14 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 500 \text{ m}$ für $150,15 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$T_{500\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 10 = 4076,90 \text{ sek} = 67,95 \text{ min}$

Die Dauer des Schutterns des Ausbruchmaterialvolumens ist mit zwei Radladern errechnet.

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 10 = 411,4 \text{sek} = 6,86 \text{min}$$

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 10 = 818,60 \text{sek} = 13,64 \text{min}$$

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 10 = 1225,90 \text{sek} = 20,43 \text{min}$$

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 10 = 1633,1 \text{sek} = 27,22 \text{min}$$

$$T_{300m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 40,80 / 2 = 20,40 \text{min}$$

$$T_{400m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 54,37 / 2 = 27,19 \text{min}$$

$$T_{500m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 67,95 / 2 = 33,98 \text{min}$$

5.2.4 Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei $f=5$

II. Variante

65,92 m^3 – Volumen des Ausbruchmaterials

3,4 m^3 – Schaufelinhalt des Radladers $\rightarrow 65,92 / (3,4 \cdot 0,75) = 25,85 = 26$ Schaufeln \rightarrow für zwei Radlader folgt $\rightarrow 13$ Schaufeln für eine Maschine

0,75 – Füllfaktor

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist 5 $km/h \rightarrow 83,33m/min$

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist 8,9 $km/h \rightarrow 148,33m/min$

$T_1 = 0,5 \text{min}$ – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

5 $km/h \rightarrow 50m$ für 35,97 $sek = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ - Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9 $km/h \rightarrow 50m$ für 20,24 $sek = T_{\text{Anfahrzeit}}$ - Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (35,97 + 20,24 + 0,5) \cdot 13 = 737,23 \text{sek} = 12,29 \text{min}$$

5 $km/h \rightarrow 100m$ für 71,94 $sek = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ - Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9 $km/h \rightarrow 100m$ für 40,49 $sek = T_{\text{Anfahrzeit}}$ - Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (71,94 + 40,49 + 0,5) \cdot 13 = 1468,09 \text{sek} = 24,47 \text{min}$$

5 $km/h \rightarrow 150m$ für 107,91 $sek = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ - Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9 $km/h \rightarrow 150m$ für 60,43 $sek = T_{\text{Anfahrzeit}}$ - Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (107,91 + 60,43 + 0,5) \cdot 13 = 2194,92 \text{sek} = 36,58 \text{min}$$

5 $km/h \rightarrow 200m$ für 143,88 $sek = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ - Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9 $km/h \rightarrow 200m$ für 80,97 $sek = T_{\text{Anfahrzeit}}$ - Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (143,88 + 80,97 + 0,5) \cdot 13 = 2929,55 \text{sek} = 48,83 \text{min}$$

5 $km/h \rightarrow 300m$ für 215,83 $sek = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ - Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9 $km/h \rightarrow 300m$ für 121,46 $sek = T_{\text{Anfahrzeit}}$ - Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{300m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (215,83 + 121,46 + 0,5) \cdot 13 = 4391,27 \text{sek} = 73,19 \text{min}$$

5km/h → 400m für 287,77sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 400m für 161,94sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{400m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (287,77 + 161,94 + 0,5) \cdot 13 = 5852,73 \text{sek} = 97,55 \text{min}$$

5km/h → 500m für 359,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 500m für 202,43sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{500m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (359,71 + 202,43 + 0,5) \cdot 13 = 7314,32 \text{sek} = 121,91 \text{min}$$

5.2.5 Schuttern mit Radlader Volvo L220F bei $f=7$

I. Variante

64,43 m^3 – Volumen des Aushubmaterials

9,0 m^3 – Schaufelinhalt des Radladers → 64,43 / (9,0 · 0,75) = 9,55 = 10 Schaufeln

0,75 – Füllfaktor

Die Geschwindigkeit des beladene Radladers ist 7km/h → 116,67m/min

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist 12km/h → 200m/min

$T_1 = 0,5 \text{min}$ – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

7km/h → 50m für 25,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 50m für 15,02sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 10 = 411,4 \text{sek} = 6,86 \text{min}$$

7km/h → 100m für 51,43sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 100m für 30,03sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 10 = 818,60 \text{sek} = 13,64 \text{min}$$

7km/h → 150m für 77,14sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 150m für 45,05sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 10 = 1225,90 \text{sek} = 20,43 \text{min}$$

7km/h → 200m für 102,85sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 200m für 60,06sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 10 = 1633,1 \text{sek} = 27,22 \text{min}$$

7km/h → 300m für 154,28sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 300m für 90,09sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{300m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 10 = 2447,70 \text{sek} = 40,80 \text{min}$$

7km/h → 400m für 205,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 400m für 120,12sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{400m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 10 = 3262,30 \text{sek} = 54,37 \text{min}$$

7km/h → 500m für 257,14sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

12km/h → 500m für 150,15sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{500m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 10 = 4076,90\text{sek} = 67,95\text{min}$$

Die Dauer des Schutterns der gesprengten Gesteinsmasse wird mit zwei Radladern Volvo L220F vom Portal errechnet:

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 10 = 411,4\text{sek} = 6,86\text{min}$$

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 10 = 818,60\text{sek} = 13,64\text{min}$$

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 10 = 1225,90\text{sek} = 20,43\text{min}$$

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 10 = 1633,1\text{sek} = 27,22\text{min}$$

$$T_{300m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 40,80 / 2 = 20,40\text{min}$$

$$T_{400m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 54,37 / 2 = 27,19\text{min}$$

$$T_{500m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 67,95 / 2 = 33,98\text{min}$$

5.2.6 Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei $f=7$

II. Variante

64,43 m^3 – Volumen des Aushubmaterials

3,4 m^3 – Schaufelinhalt des Radladers → 64,43 / (3,4,0,75) = 25,27 = 26 Schaufeln → für zwei Radlader folgt
⇒ 13 Schaufeln für eine Maschine

0,75 – Füllfaktor

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist 5km / h → 83,33m / min

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist 8,9km / h → 148,33m / min

$T_1 = 0,5$ min – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

Die Dauer des Schutterns des Aushubmaterialvolumens ist mit Radladern Scooptram ST710 vom Tunnelportal errechnet.

5km/h → 50m für 35,97sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 50m für 20,24sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (35,97 + 20,24 + 0,5) \cdot 13 = 737,23\text{sek} = 12,29\text{min}$$

5km/h → 100m für 71,94sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 100m für 40,49sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (71,94 + 40,49 + 0,5) \cdot 13 = 1468,09\text{sek} = 24,47\text{min}$$

5km/h → 150m für 107,91sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 150m für 60,43sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (107,91 + 60,43 + 0,5) \cdot 13 = 2194,92\text{sek} = 36,58\text{min}$$

5km/h → 200m für 143,88sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 200m für 80,97sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (143,88 + 80,97 + 0,5) \cdot 13 = 2929,55 \text{sek} = 48,83 \text{min}$$

5km/h → 300m für 215,83sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 300m für 121,46sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{300m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (215,83 + 121,46 + 0,5) \cdot 13 = 4391,27 \text{sek} = 73,19 \text{min}$$

5km/h → 400m für 287,77sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 400m für 161,94sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{400m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (287,77 + 161,94 + 0,5) \cdot 13 = 5852,73 \text{sek} = 97,55 \text{min}$$

5km/h → 500m für 359,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit - beladener Radlader

8,9km/h → 500m für 202,43sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit - leerer Radlader

$$T_{500m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 12 = (359,71 + 202,43 + 0,5) \cdot 12 = 7314,22 \text{sek} = 121,91 \text{min}$$

Die folgenden Tabellen sind eine Zusammenfassung der Dauer des Schütterns , die oben errechnet wurden.

Bei f=2:

Tabelle 5.2

	I. Variante – 1 Stk. Volvo L220F			II. Variante – 2 Stk. Volvo L220F		III. Variante – 2 Stk. Scooptram ST710	
Abstand	Volumen des Ausbruch materials	Anzahl der Schau-feln für eine Maschine	Zeit-dauer	Anzahl der Schau-feln für eine Maschine	Zeit-dauer	Anzahl der Schau-feln für eine Maschine	Zeit-dauer
L [m]	W [m ³]	n	T [min]	N	T [min]	N	T [min]
50	69,45	11	7,54	11	7,54	14	13,23
100	69,45	11	15,01	11	15,01	14	26,35
150	69,45	11	22,48	11	22,48	14	39,40
200	69,45	11	29,94	11	29,94	14	52,58
300	69,45	11	44,88	5,5	22,44	14	78,82
400	69,	11	59,81	5,5	29,91	14	105,05
500	69,45	11	74,74	5,5	37,37	14	131,28

Bei $f=5$:

Tabelle 5.3

	I-te Variante – 1 Stk. Volvo L220F			II-te Variante – 2 Stk. Volvo L220F		III-te Variante – 2 Stk. Scooptram ST710	
Abstand	Volumen des Ausbruchmaterials	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer
L [m]	W [m³]	n	T [min]	N	T [min]	n	T [min]
50	65,92	10	6,86	10	6,17	13	12,29
100	65,92	10	13,64	10	12,28	13	24,47
150	65,92	10	20,43	10	18,39	13	36,58
200	65,92	10	27,22	10	24,50	13	48,83
300	65,92	10	40,80	5	18,36	13	73,19
400	65,92	10	54,37	5	24,47	13	97,55
500	65,92	10	67,95	5	30,58	13	121,91

Bei f=7:

Tabelle 5.4

	I-te Variante – 1 Stk. Volvo L220F			II-te Variante – 2 Stk. Volvo L220F		III-te Variante – 2 Stk. Scooptram ST710	
Abstand	Volumen des Ausbruchmaterials	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer
L [m]	W [m³]	N	T [min]	N	T [min]	n	T [min]
50	64,43	10	6,86	10	6,86	13	12,29
100	64,43	10	13,64	10	13,64	13	24,47
150	64,43	10	20,43	10	20,43	13	36,58
200	64,43	10	27,22	10	27,22	13	48,83
300	64,43	10	40,80	5	20,40	13	73,19
400	64,43	10	54,37	5	27,19	13	97,15
500	64,43	10	67,95	5	33,98	13	121,91

Nach den Berechnungen entscheiden wir das Schuttern der gesprengten Gesteinsmasse mit zwei Radladern Typ Volvo L220F durchgeführt zu werden. So ist die Zeitdauer am kürzesten und die Bauzeit wird reduziert. Ein Radlader transportiert die Gesteinsmasse bis der Mitte des Tunnels ab. Dann fährt der zweite Radlader und arbeiten sie zusammen.

6. Hydraulische Bemessung des Freispiegelstollens – Typ IV

Für den Betrieb des Tunnels im Freispiegleitungsregim muss die nötige Distanz von $\Delta h = 0,07H$ zwischen dem maximalen Wasserstand in der Tunnelfirste sicherstellt werden, aber nicht weniger als 0,4m sein. In Anbetracht der minimalen Druckverluste wird eine Neigung des Tunnels von 0,15% angenommen. Auf Grund der Ingenieuruntersuchungen nehmen wir jetzt auch Tunnelquerprofil Typ IV an. Im Tunnel wird strömender Abfluss eintreten.

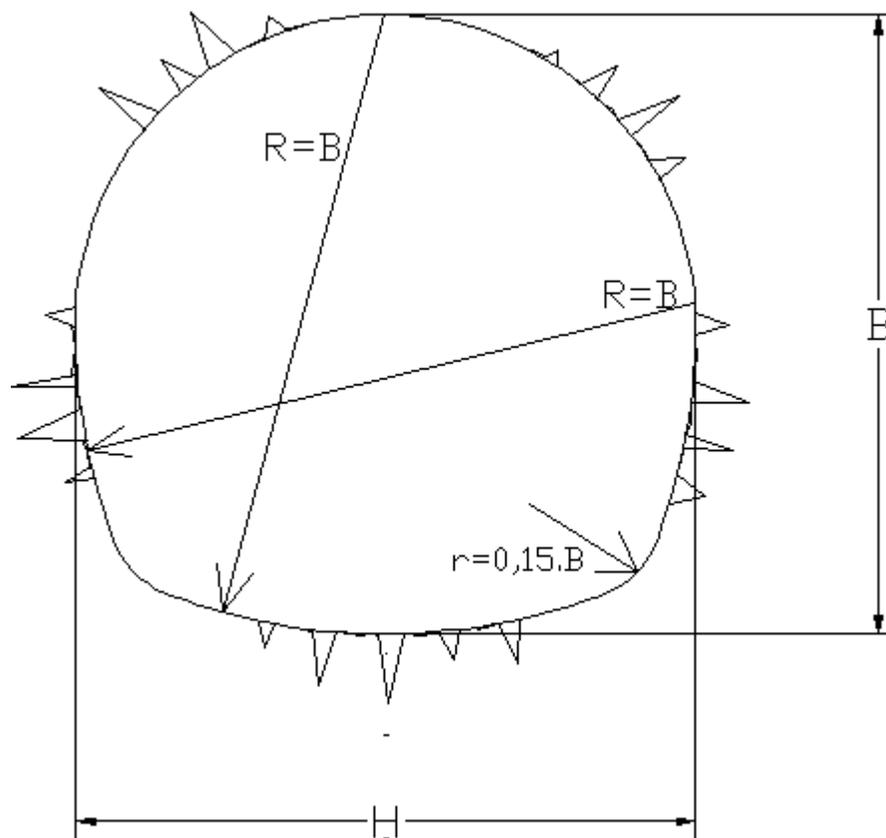


Abb. 6.1 Typisches Querprofil – Typ IV

I. Variante: Die Auskleidung des Tunnels ist aus Spritzbeton und es wird der Rauigkeitsbeiwert $n = 0,030$ angenommen.

$$R = \frac{\omega}{\lambda} - \text{der hydraulische Radius}$$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} - \text{Chezy-Koeffizient}$$

$$h = H - 0,4 - \text{Höhe des Wasserstandes}$$

$R = B/2$ – Radius des Tunnels

ω – benetzte Fläche der Strömung

λ – benetzter Perimeter der Strömung

i – Sohlgefälle

$Q = \omega \cdot C \cdot \sqrt{I \cdot R}$ – Wassermenge des Wasserkraftwerkes [2]

Angaben: $Q_{Ausbau} = 40 \text{ m}^3 / \text{s}$; $Q_{\min} = 5 \text{ m}^3 / \text{s}$

Annahme: $i = 0,0015$; $n = 0,030$

Tabelle 6.1

Typ IV

B	H	R	A	h	i	C	R	ω	λ	Q
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	-	-	[m]	[m ²]	[m]	[m ³ /s]
2	2	1	0.4	1.6	0.0015	29.779	0.5084	3.31	6.51	2.722
3	3	1.5	0.4	2.6	0.0015	31.8713	0.7641	7.45	9.75	8.0386
4	4	2	0.4	3.6	0.0015	33.3755	1.0076	13.25	13.15	17.192
5	5	2.5	0.4	4.6	0.0015	34.6766	1.2674	20.71	16.34	31.313
5.1	5.1	2.55	0.4	4.7	0.0015	34.8155	1.2981	21.55	16.6	33.108
5.2	5.2	2.6	0.4	4.8	0.0015	34.9328	1.3246	22.4	16.91	34.880
5.5	5.5	2.75	0.4	5.1	0.0015	35.2466	1.3976	25.06	17.93	40.443
6	6	3	0.4	5.6	0.0015	35.7761	1.5284	29.82	19.51	51.083

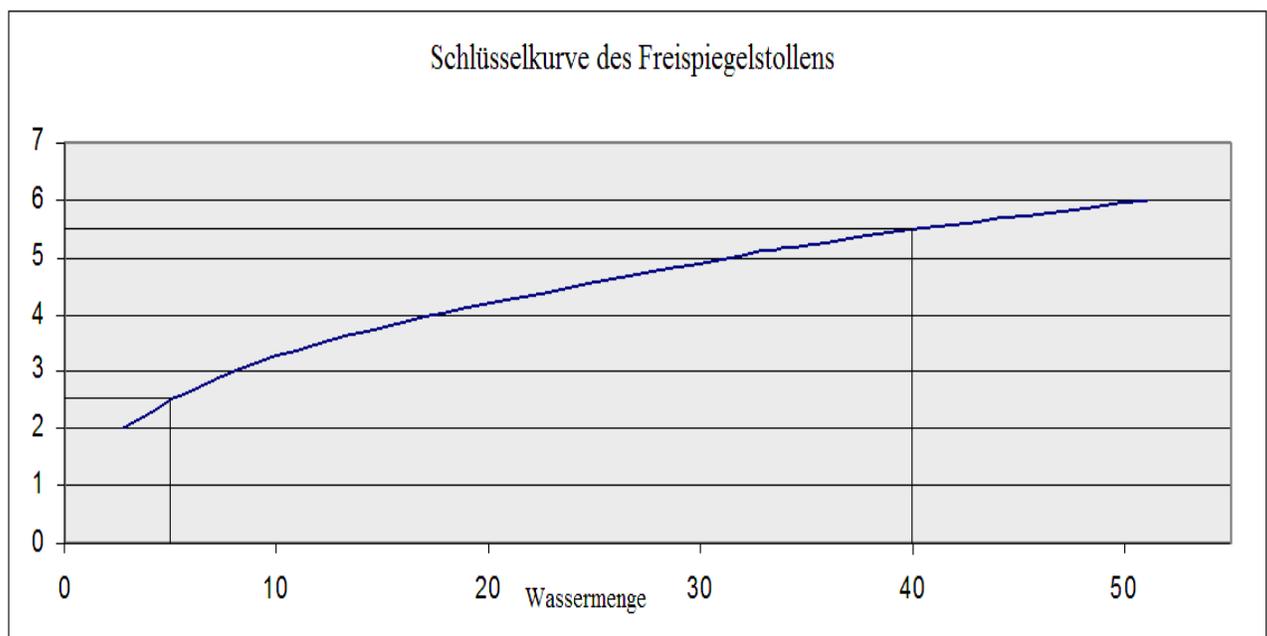


Fig. 6.2 Schlüsselkurve des Freispiegelstollens bei $n=0,030$

Aus der Schlüsselkurve können wir Folgendes abgelesen:

Für $Q_{\text{Ausbau}} = 40 \text{ m}^3 / \text{s}$ ist $H_{\text{Tun}} = 5,48\text{m}$

Für $Q_{\text{min}} = 5 \text{ m}^3 / \text{s}$ ist $H_{\text{min}} = 2,46\text{m}$

II. Variante: Die Neigung des Tunnels ist gleich 0,15%. Der Rauigkeitsbeiwert wird mit $n = 0,014$ verändert, dann wird die Querschnittsgröße des Tunnels weniger sein.

$R = \frac{\omega}{\lambda}$ – der hydraulische Radius

$C = \frac{R^{1/6}}{n}$ – Chezy-Koeffizient

$h = H - 0,4$ – Höhe des Wasserstandes

$R = B / 2$ – Radius des Tunnels

ω – benetzte Fläche der Strömung

λ – benetzter Perimeter der Strömung

i – Sohlgefälle

$Q = \omega \cdot C \cdot \sqrt{I \cdot R}$ – Wassermenge des Wasserkraftwerkes [2]

Angaben: $Q_{\text{Ausbau}} = 40\text{m}^3 / \text{s}$; $Q_{\text{min}} = 5\text{m}^3 / \text{s}$

Annahme: $i = 0,0015$; $n = 0,014$

Tabelle 6.2

Typ IV

B	H	R	A	h	i	C	R	ω	λ	Q
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	-	-	[m]	[m ²]	[m]	[m ³ /s]
2	2	1	0.4	1.6	0.0015	62.29827	0.4402	2.866	6.51	4.588
3	3	1.5	0.4	2.6	0.0015	67.41997	0.7071	6.895	9.75	15.140
4	4	2	0.4	3.6	0.0015	70.92259	0.9582	12.601	13.15	33.883
4.2	4.2	2.1	0.4	3.8	0.0015	71.45336	1.0020	13.949	13.92	38.642
4.3	4.3	2.15	0.4	3.9	0.0015	72.10624	1.0582	14.636	13.83	42.048
4.4	4.4	2.2	0.4	4	0.0015	72.39833	1.0842	15.352	14.159	44.824
4.5	4.5	2.25	0.4	4.1	0.0015	72.56123	1.098	16.078	14.63	47.367
4.7	4.7	2.35	0.4	4.3	0.0015	73.12094	1.1508	17.596	15.29	53.457
5	5	2.5	0.4	4.6	0.0015	73.85895	1.2222	19.972	16.34	63.162

Bei der Füllung des Freisiegelstollens mit Wasser $42 \text{ m}^3 / \text{s}$ bekommen wir eine Wasserhöhe (Tiefe) von 3,9m und einen lichten Abstand zur Friste von 0,4m. Die lichte Höhe des Tunnels beträgt 4,3m.

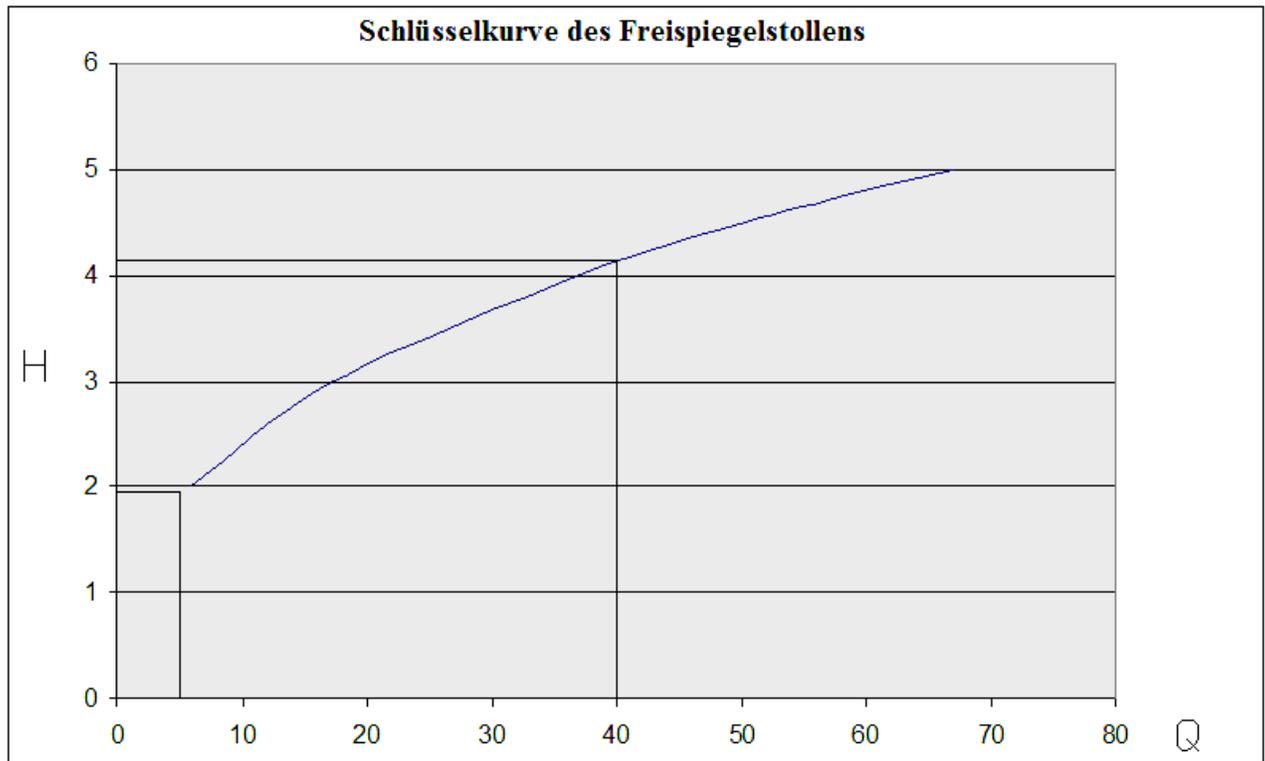


Abb. 6.3 Schlüsselkurve des Freisiegelstollens bei $n=0,014$

Aus der Schlüsselkurve können wir abgelesen:

Für $Q_{\text{Ausbau}} = 40 \text{ m}^3 / \text{s}$ ist $H_{\text{Tun}} = 4,24\text{m}$

Für $Q_{\text{min}} = 5 \text{ m}^3 / \text{s}$ ist $H_{\text{min}} = 2,04\text{m}$

Wir werden die Querschnittsgröße des Tunnels annehmen: $H = B = 4,3\text{m}$

$\Theta = h + \alpha \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot \omega^2}$ - Gleichung der spezifischen Energie [2]

α - Koeffizient der kinetischen Energie ; (Coriolis-Koeffizient); $\alpha = 1,1$

Wir können die kritische Tiefe h_{kr} finden, wenn wir die erste Ableitung machen und dann diese gleich null setzen. Aus nächster Tabelle 6.3 folgt die Abbildung 6.4.

$$\Theta' = 0 \rightarrow 1 - \alpha \cdot \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot \omega^3} = 0$$

$$1 - \alpha \cdot \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot \omega^3} = 0 \rightarrow \frac{\omega_k^3}{B_k} = \frac{\alpha \cdot Q^2}{g}$$

$v = c \cdot \sqrt{R \cdot I}$ - Geschwindigkeit

Tabelle 6.3

B	H	ω	λ	Q	ω^3 / B	$\alpha \cdot Q^2 / g$	h_{kr}	v
[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³ /s]	-	-	[m]	[m/s]
2	2	2.866	6.51	4.5882	11.771	2.361	2,01	1.601
3	3	6.895	9.75	15.1403	109.265	25.703	2,15	2.196
4	4	12.601	13.15	33.8825	500.213	128.728	3,16	2.689
4.2	4.2	13.949	13.92	38.6423	646.219	167.437	3,41	2.770
4.3	4.3	14.636	13.83	42.0476	729.120	198.247	3,57	2.873
4.4	4.4	15.352	14.159	44.8235	822.323	225.286	3,68	2.920
4.5	4.5	16.078	14.63	47.3670	923.599	251.580	3,76	2.946
4.7	4.7	17.596	15.29	53.4570	1159.162	320.430	3,90	3.038
5	5	19.972	16.34	63.1619	1593.289	447.336	3,97	3.163

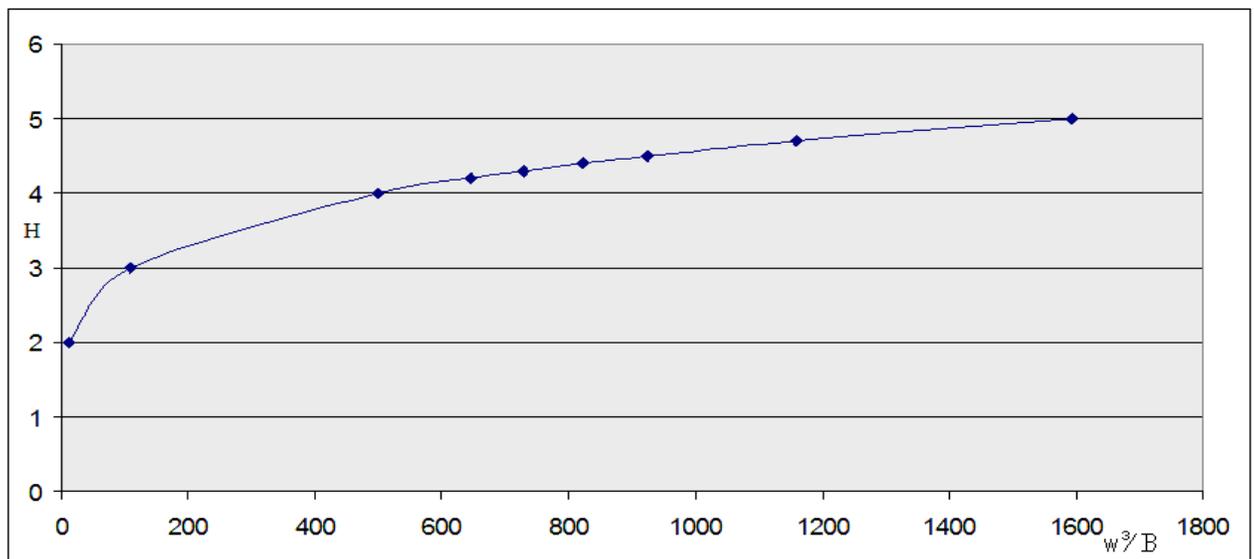


Abb. 6.4 Grafik – h zu w^3/B

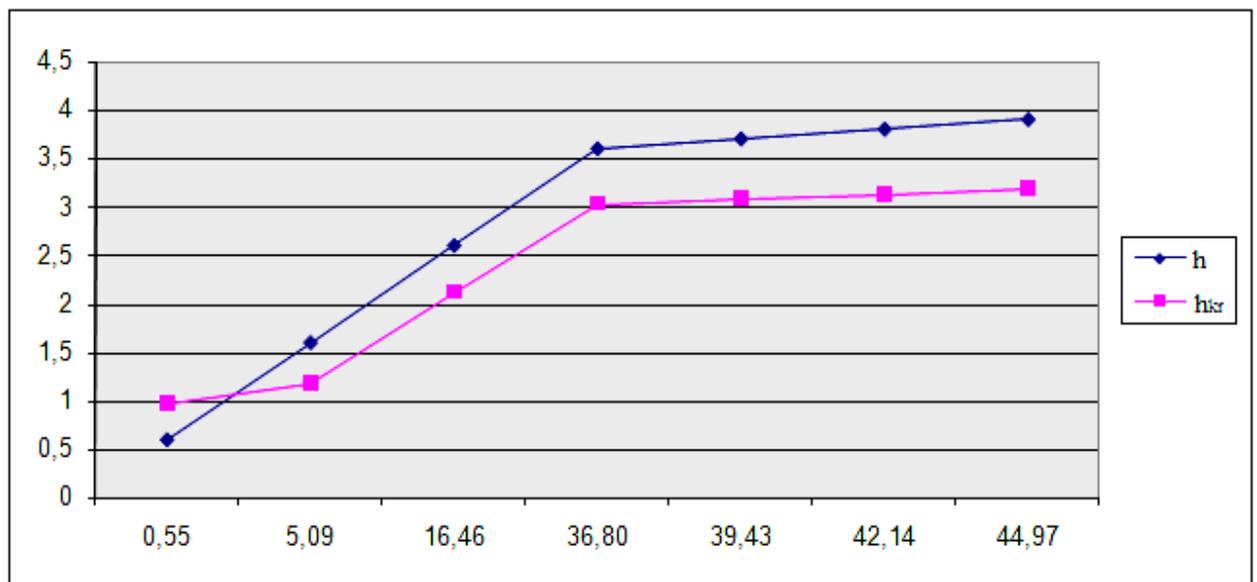


Abb. 6.5 Grafik der Höhen h und h_{kr}

In der Abbildung 6.5 können wir die Kurven h und h_{kr} sehen und nebeneinander stellen. Diese Abbildung zeigt, dass $h > h_{kr}$ bei Wassermenge $Q > 9,62 \text{ m}^3 / \text{s}$ ist und strömender Abfluss herrscht und i kleiner als i_{kr} ist. Bei der Wassermenge $Q < 9,62 \text{ m}^3 / \text{s}$ tritt turbulente Strömung auf.

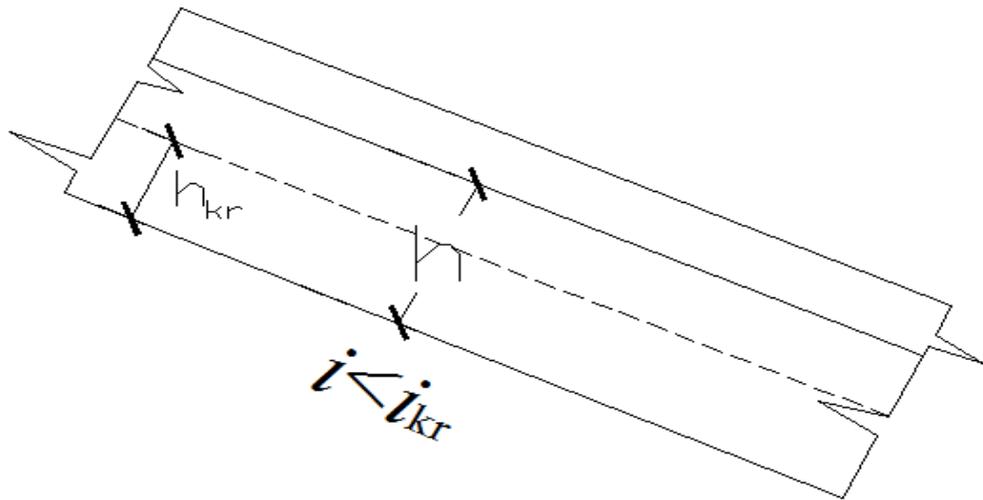


Abb. 6.6 Shema der Strömung mit $h > h_{kr}$ und $i < i_{kr}$

Bei $i < i_{kr}$, $h > h_{kr}$ und wenn ein Überlauf vorhanden ist, gibt es eine ungleichmäßige Bewegung. Die Tiefe vergrößert sich in die Strömungsrichtung und es gibt eine Staukurve.

Um die Kurve des freien Wasserspiegels bei ungleichmässiger Bewegung zu bestimmen, verwenden wir ein Euler-Verfahren. Diese Methode heißt die Euler-Cauchy-Methode [2].

Wir teilen die ganze Tunnellänge in gleichen Abstände Δs und können die entsprechenden Erhöhungen Δh des Wassers berechnen.

Die Länge des Tunnels wird in gleichen Abständen $\Delta s = 205 \text{ m}$ geteilt.

$$h_{i+1} = h_i + \frac{i - i_f(h_i^k)}{1 - Fr(h_i^k)} \cdot \Delta s \quad \text{Die Berechnung wird iterativ gemacht. Annahme}$$

$$h_{i+1} = h_i$$

$$\text{und } h_i^k = \frac{1}{2}(h_i + h_{i+1}), i_f = \frac{v^2}{C^2 \cdot R}, 1 - Fr = 1 - \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot \omega^3} \cdot B$$

Tabelle 6.4

	H ₂ =2.8	H	Q	B	i	C	R	W	i _f	1-fr	S	V
P.1	2.8	2.8	26.91	4.3	0.0015	69.56	0.85	10.81	0.0015	0.724	205	2.49
P.2	2.6825	2.69	25.25	4.3	0.0015	69.22	0.83	10.35	0.0015	0.723	205	2.44
P.3	2.5647	2.56	23.35	4.3	0.0015	68.79	0.80	9.81	0.001499	0.722	205	2.38
P.4	2.4462	2.45	21.73	4.3	0.0015	68.40	0.77	9.34	0.001501	0.721	205	2.33
P.5	2.3268	2.33	20.02	4.3	0.0015	67.96	0.74	8.83	0.0015	0.719	205	2.22
P.6	2.2069	2.21	18.37	4.3	0.0015	67.51	0.71	8.32	0.0015	0.717	205	2.20

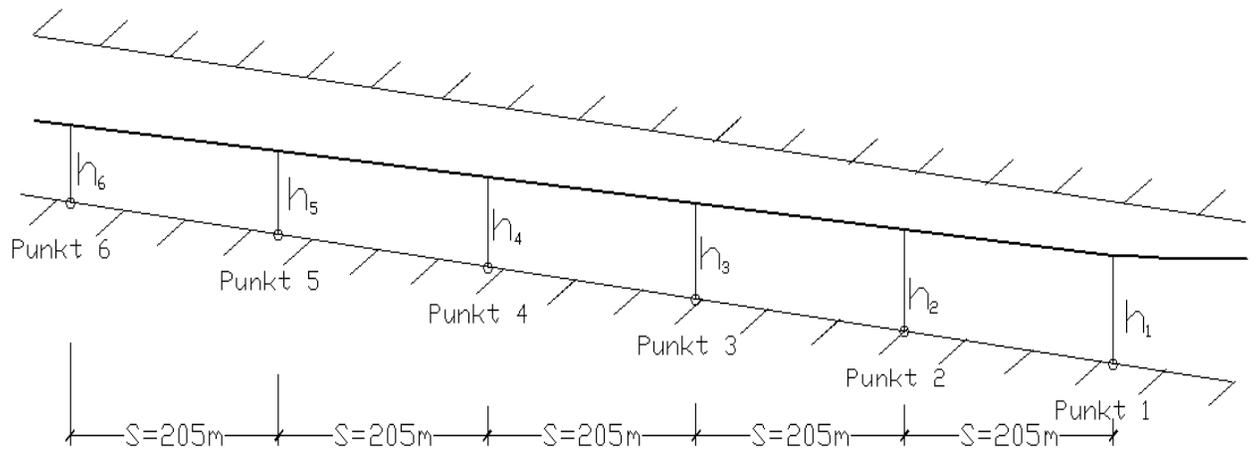


Abb. 6.7 Shema der Staukurve des Freispiegelstollens

Aus der Tabelle 6.4 und Abb. 6.7 folgt, dass der Wasserstand am Ende höher als am Anfang ist.

Die nächste Tabelle zeigt, wie die Strömung bei h kleiner als h_{kr} (bei kleineren Wassermengen) läuft:

Tabelle 6.5

	$H_2=1.4$	H	Q	B	I	C	R	W	if	$1-fr$	S	V
P.1	1.4	1.4	8.36	4.3	0.0015	63.43	0.49	4.86	0.001499	0.706	205	1.72
P.2	1.4002			4.3	0.0015						205	

Die Erhöhung der Wasserstandshöhe ist zu klein bei so kleinen Wassermengen.

6.1 Hydraulische Bemessungen eines Überlaufes

Beim Vorhandensein von Änderungen der Wassermenge ist zweckmäßig, einen Überlauf (Kontrollquerschnitt) am Ende des Tunnels aufzubauen. Er wird eine bestimmte maximale Höhe des Wasserstandes am Ende sichergestellt.

Die Ausgangsformel ist $Q_{Ausbau} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_{üb}^{3/2}$ [2]

b – Breite des Überlaufes

$b = 10m$

$m = 0,45$ – Koeffizient der Wassermenge

g – Fallbeschleunigung

Der Überlauf hat ein rechteckiges Querprofil.

$$Q_{\min.} = 5m^3 / s$$

$$H_{üb}^{3/2} = \frac{Q_{\min}}{m \cdot b \cdot \sqrt{2g}} = \frac{5}{0,45 \cdot 10 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 0,477 \rightarrow H_{üb} = 0,61m$$

6.2 Bestimmung der Höhe des Unterwasserstandes

Es wird eine Höhe von 0,3m über dem Ausgang der Absaugleitung angenommen, die sichert, dass keine Luft in der Rohrleitung eindringt, was zu vielen Problemen (z. B. Kavitation u. a.) führen könnte. Die Höhe des Tunneleingangs ist 681,96m.

Dementsprechend ist 681,96m min. Höhe des Unterwasserstandes bei $Q=0$ (Bild 6.10).

Zur Bestimmung des unteren Wasserstandes ist angenommen, dass der Stolleneingang als Überlauf bemessen wird.

$$Q_{\text{Ausbau.}} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_{\text{üb}}^{3/2}$$

b – Breite des Überlaufes

g - Fallbeschleunigung

$m = 0,45$ – Koeffizient der Wassermenge

$$Q_{\text{Ausbau}} = 40 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Tabelle 6.6

Q_{Ausbau}	m	b	g	$H_{\text{üb}}$
[m^3/s]	-	[m]	-	[m]
40	0.45	2	9.81	31.784
40	0.45	3	9.81	17.301
40	0.45	4	9.81	11.237
40	0.45	5	9.81	8.041
40	0.45	6	9.81	6.117
40	0.45	7	9.81	4.854
40	0.45	8	9.81	3.973
40	0.45	9	9.81	3.330
40	0.45	10	9.81	2.843

Aus Tabelle 6.6 kann man die Breite des Überlaufes 8 m abgelesen. Die Höhe des Überlaufes beträgt $H_{\text{üb}}=3,973$ bei maximaler Wassermenge $Q=40\text{m}^3/\text{s}$.

Tabelle 6.7

Q_{min}	m	b	G	$H_{\text{üb}}$
[m^3/s]	-	[m]	-	[m]
5	0.45	8	9.81	0,1755

Aus Tabelle 6.7 kann man abgelesen, dass die Höhe des Überlaufes $H_{\text{üb}}=0,176$ bei minimaler Wassermenge $Q=5\text{m}^3/\text{s}$ beträgt.

Tabelle 6.8

Q	m	b	g	H _{üb}
[m ³ /s]	-	[m]	-	[m]
2	0.45	8	9.81	0.044
5	0.45	8	9.81	0.176
8	0.45	8	9.81	0.355
10	0.45	8	9.81	0.497
15	0.45	8	9.81	0.912
20	0.45	8	9.81	1.405
25	0.45	8	9.81	1.963
30	0.45	8	9.81	2.581
35	0.45	8	9.81	3.252
40	0.45	8	9.81	3.973

In Tabelle 6.8 ist die Änderung der Überlaufhöhe in Abhängigkeit von der Wassermenge dargestellt.

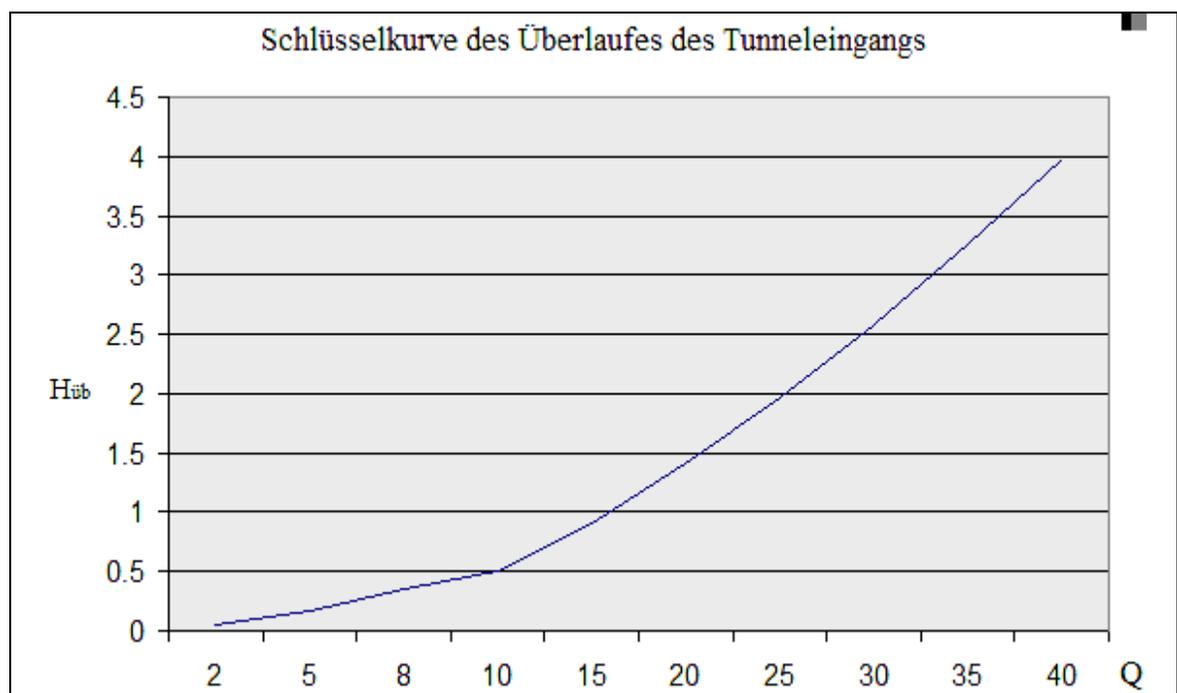


Abb. 6.8. Schlüsselkurve des Überlaufes

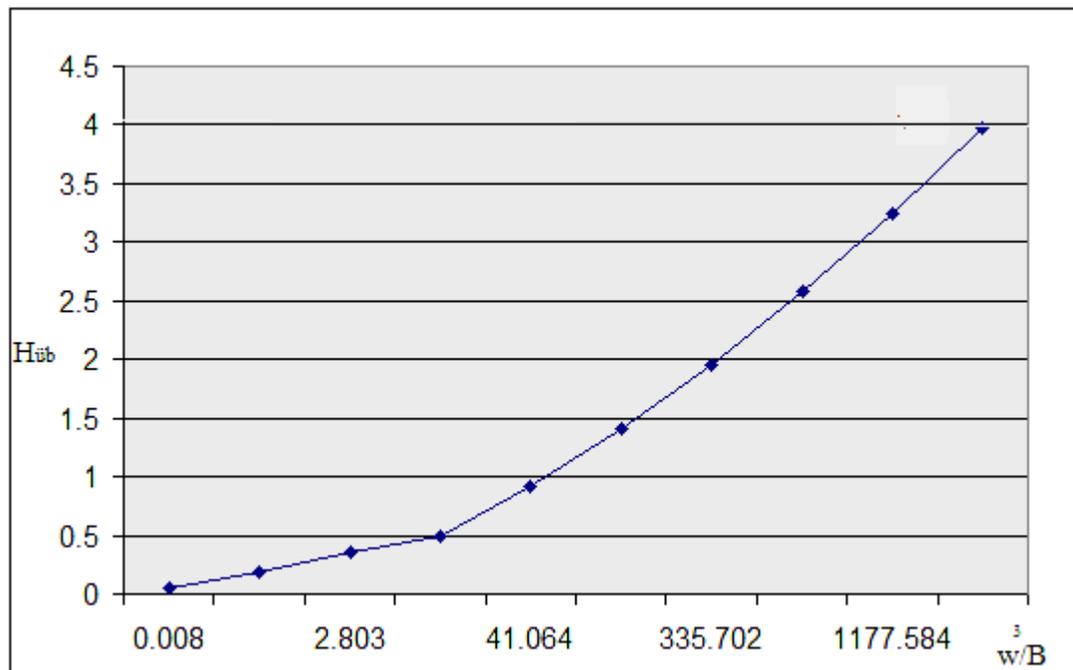
$$\Theta = h + \alpha \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot \omega^2} - \text{Gleichung der spezifischen Energie [2]}$$

α - Koeffizient der kinetischen Energie ; (Coriolis-Koeffizient); $\alpha = 1,1$

$$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g}}; \alpha = 1,1; \alpha \cdot \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot \omega^3} = 0 \rightarrow \frac{\omega_k^3}{B_k} = \frac{\alpha \cdot Q^2}{g}$$

Tabelle 6.9

Q	H _{üb}	w	B	$\alpha \cdot Q^2 / g$	ω^3 / B	h_{KP}
[m ³ /s]	[m]	[m ²]	[m]	-	-	[m]
2	0.05	0.4	8	0.449	0.008	0.19
5	0.18	1.43	8	2.803	0.366	0.36
8	0.36	2.82	8	7.176	2.803	0.5
10	0.5	3.88	8	11.213	7.301	0.55
15	0.91	6.9	8	25.229	41.064	0.72
20	1.41	10.4	8	44.852	138.992	0.93
25	1.96	13.9	8	70.082	335.702	1.06
30	2.58	17.6	8	100.917	676.836	1.22
35	3.25	21.1	8	137.360	1177.584	1.4
40	3.97	24.5	8	179.409	1831.521	1.52

Abb.6.9 Grafik - h_{üb} zu w³/B

Höhe des Unterwasserstandes bei Q_{Ausbau} ($Q_{\text{Ausbau}}=40$)= $681,96+3,97=685,93$ m

Höhe des Unterwasserstandes bei Q_{min} ($Q_{\text{min}}=5$)= $681,96+0,18=682,14$ m

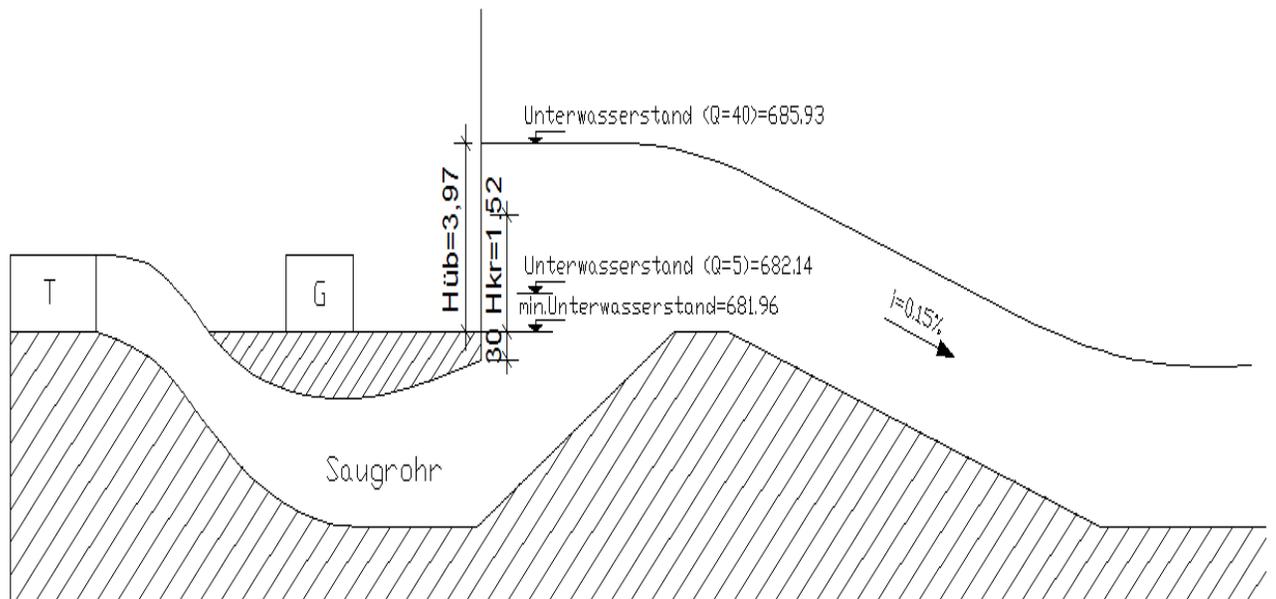


Abb. 6.10 Schema des Unterwasserstandes

7. Bemessung der Stützkonstruktion – Typ IV

Die Stützkonstruktionen sind dieselben, die für den Tunnel mit Querprofil Typ II bemessen wurden. Sie sind ein wesentlicher Bestandteil der zukünftigen Auskleidung und ihre Aufgaben sind eine Zerstörung des Stollens durch den Gebirgsdruck zu verhindern und ihn von Beschädigungen zu schützen. Die Gesteine aus verschiedener Struktur sind für die einzelnen Abschnitte mit unterschiedliche Arten von Stützkonstruktionen vorgesehen. Diese Konstruktion im vorliegenden Projekt ist für den vertikalen und horizontalen Gebirgsdruck bei einem Festigkeitskoeffizient nach Protodjakonov bemessen.

Die Daten des Felsmassivs entlang des Tunnels werden in der folgenden Tabelle angegeben:

Tabelle 7.1

Koeffizient der Festigkeit von Protodjakonov f	$f=2$	$f=5$	$f=7$	$f=2$
Poisson-Koeffizient ν	0,32	0,30	0,28	0,32
Koeffizient der Festigkeit von Bianawieski RMR	30	50	70	30
Winkel der inneren Reibung/ Reibungswinkel	65°	75°	80°	65°

7.1 Bemessung des Gebirgsdrucks :

-Für $f < 4$:

$B = H = 4,3\text{m}$ - Lichte Höhe des Tunnels

$b = h$ - Breite und Höhe der Baugrube

$h_{1,z,z} = b_1 / 2 \cdot f$ - Höhe der Auflockerungszone

$$b_1 = b + 2 \cdot h \cdot \text{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

f - Festigkeitskoeffizient (nach Protodjakonov)

ϕ - Winkel der inneren Reibung

- Vertikaler Gebirgsdruck

$$q_n = \beta \cdot \gamma_{S.G.} \cdot h_{z,z}$$

$$\beta = 0,7 (b \leq 5,5m)$$

- Horizontaler Gebirgsdruck

$$e_n = \gamma_{S.G.} \cdot (h_{z,z} + 0,5 \cdot h) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- Berechnung des Gebirgsdrucks für **f=2** :

$$\varphi = \operatorname{arctg}(2) = 65^\circ$$

$$\gamma_{S.G.} = 2,4 \text{ t} / \text{m}^3 = 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \text{ - Spezifisches Gewicht}$$

$$b = 4,9 ; h = 4,9 \text{ m} \text{ - Breite und Höhe der Baugrube}$$

$$b_1 = b + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 4,9 + 2 \cdot 4,9 \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{65}{2} \right) = 7,07 \text{ m}$$

$$h_{z,z1} = \frac{b_1}{2 \cdot f} = \frac{7,07}{2 \cdot 2} = 1,77 \text{ m}$$

Vertikaler Gebirgsdruck:

$$q_n = \beta \cdot \gamma_{S.G.} \cdot h_{z,z} = 0,7 \cdot 24 \cdot 1,77 = 29,74 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Horizontaler Gebirgsdruck:

$$e_n = \gamma_{S.G.} \cdot (h_{z,z} + 0,5 \cdot h) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 24 \cdot (1,77 + 0,5 \cdot 4,9) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{65}{2} \right) = 4,98 \text{ kN} / \text{m}^2$$

-Für $f \geq 4$:

$$q_n = \beta \cdot \gamma_{S.G.} \cdot h_{z,z}$$

$$h_{z,z} = \kappa_a \cdot b \text{ - Höhe der Auflockerungszone}$$

κ_a - Koeffizient der Auflockerung des Felsmassivs

$\kappa_a = 0,2$ ist Koeffizient für durchschnittliche, klüftete Massive (errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnel“, herausgegeben 1989, Seite 31, Tabelle 7)

- Berechnung des Gebirgsdrucks für **f=5** :

Die Daten sind von den geologischen Untersuchungen des Massivs genommen.

$$\gamma_{S.G.} = \rho \cdot g = 2,45 \cdot 9,81 = 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \text{ - spezifisches Gewicht des Bodens}$$

g – Fallbeschleunigung

$$b = 4,7 \text{ - Breite der Baugrube}$$

$$h_{z,z} = \kappa_a \cdot b = 0,2 \cdot 4,7 = 0,94 \text{ m}$$

$$q_n = \beta \cdot \gamma_{s,G} \cdot h_{z,z} = 0,7 \cdot 24 \cdot 0,94 = 15,79 \text{ kN} / \text{m}^2$$

➤ Berechnung des Gebirgsdrucks für $f=7$:

$$\gamma_{s,G} = \rho \cdot g = 2,69,81 = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \text{ – spezifisches Gewicht des Bodens}$$

g – Fallbeschleunigung

$$b = 4,6 \text{ – Breite der Baugrube}$$

$$h_{z,z} = \kappa_a \cdot b = 0,2 \cdot 4,6 = 0,92 \text{ m}$$

$$q_n = \beta \cdot \gamma_{s,G} \cdot h_{z,z} = 0,7 \cdot 25 \cdot 0,92 = 16,10 \text{ kN} / \text{m}^2$$

7.2 Kombinierte Stützkonstruktion aus Stahlrahmen und Spritzbeton bei $f=2$

➤ Bemessung nach „Neue Österreichische Tunnelbauweise“ (NATM)
- Bestimmung der Tragfähigkeit des Spritzbetons

Annahme : Die Schichtdicke des Spritzbetons $d_{\text{sp.b.}} = 15 \text{ cm}$

$$P_{\text{Sp.b.}} = \frac{d_{\text{sp.b.}} \cdot \tau_{\text{sp.b.}}}{R_{\text{tun}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}$$

$$\alpha = \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right); \text{ Winkel der inneren Reibung; } \alpha = \left(45 - \frac{65}{2} \right) \rightarrow \alpha = 12,5$$

$$\tau_{\text{sp.b.}} = 2 \text{ MPa} = 2000 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Tun}} = 2,15 \text{ m}$$

$$P_{\text{Sp.b.}} = \frac{0,15 \cdot 2 \cdot 10^3}{2,15 \cdot \sin(12,5^\circ) \cdot \cos(12,5^\circ)} = 660,34 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Bestimmung der Tragfähigkeit der Stahlrahmen

$l_r = 1 \text{ m}$ - nehmen wir den Abstand zwischen Rippen an

$$\tau_{\text{st}} = \frac{E_{\text{st.r.}} \cdot \tau_{\text{sp.b.}}}{E_{\text{sh}}} = 10 \cdot 2 = 20 \text{ MPa} = 20000 \text{ kN}$$

$$\frac{E_{\text{st.r.}}}{E_{\text{sp.b.}}} = \text{const} (8 \div 15), \frac{E_{\text{st.r.}}}{E_{\text{sp.b.}}} = 10$$

$F_{\text{st.r.}} = 0,00143 \text{ m}^2$ - die Fläche des Profils I10

$$d_{\text{st.r.}} = \frac{F_{\text{st.r.}}}{l_r} = 0,00143$$

$$P_{\text{St.r.}} = \frac{d_{\text{st.r.}} \cdot \tau_{\text{st.r.}}}{R \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha)} = \frac{0,00143 \cdot 20000}{2,15 \cdot \sin(12,5^\circ) \cdot \cos(12,5^\circ)} = 62,95 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_{\text{Gesamt}} = P_{\text{sp.b.}} + P_{\text{st.r.}} = 660,34 + 62,95 = 723,29 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\xi = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \frac{1 + \sin(65^\circ)}{1 - \sin(65^\circ)} = \frac{1,91}{0,094} = 20,32$$

$$\sigma_y = \gamma \cdot H_{\text{Überdeckung}} = 24 \cdot 32 = 768 \text{ kPa}$$

$$P_{\text{Last}} = \frac{2 \cdot \sigma_y}{\xi + 1} = \frac{2 \cdot 768}{20,32 + 1} = \frac{1536}{21,32} = 72,05 \text{ kN / m}^2$$

$$P_{\text{Gesamt}} > P_{\text{Last}} \cdot 1,5$$

$$723,29 > 72,05 \cdot 1,5 \rightarrow 723,29 > 108,08$$

7.3 Stützkonstruktion aus den mechanischen Anker und Spritzbeton bei f=5

$l_a = h_{z,z} + l_v$ – Länge der Anker

$h_{z,z} = \kappa_a \cdot b = 0,2 \cdot 4,7 = 0,94$ – Auflockerungszone des Felsmassivs

l_v – Länge der Verankerung

$$l_v \geq 0,25 \cdot h_{z,z}; l_{\min v} \geq 1,0m$$

$$l_v \geq 0,24 \rightarrow l_v = 1,0m$$

$l_v = 1,0m$ – die Länge der Verankerung

$$l_a = h_{Az} + l_v = 0,94 + 1,0 = 1,94m \rightarrow l_a = 2m$$

$a = 1,80 - 0,184 \cdot I_a = 1,8 - 0,184 \cdot 2 = 1,432m$ – Abstand der Anker

→ Annahme: $a = 1,4m$

Die Ankeranzahl ist in einer Reihe:

$$n = \frac{\pi \cdot H}{2 \cdot a} = \frac{\pi \cdot 4,7}{2 \cdot 1,4} = 5,27 ; \text{ Annahme: Die Ankeranzahl ist } n = 6.$$

- Bestimmung der Schichtdicke von Spritzbeton:

$$d_{\text{Sp.b}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{q_B}{\gamma_s \cdot R}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{15,79}{0,1 \cdot 20000}} = 0,039m = 3,9 \rightarrow$$

$d_{\min} = 4cm$ – Spritzbetondicke

$R_{\text{Sp.b}} = 20,0MPa = 20000kN / m^2$ – Normalfestigkeit des Spritzbetons

$\gamma_s = 0,1$ – Sicherheitskoeffizient des bewehrten Spritzbetons

7.4 Stützkonstruktion aus Spritzbeton bei f=7

$$d_{\text{Sp.b}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{q_B}{\gamma_c \cdot R}}$$

$R_{\text{Sp.b}} = 20,0MPa = 20000kN / m^2$ – Normalfestigkeit des Spritzbetons

$\gamma_s = 0,1$ – Sicherheitskoeffizient des bewehrten Spritzbetons

$$d_{\text{Sp.b}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{q_B}{\gamma_s \cdot R}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{16,10}{0,1 \cdot 20000}} = 0,040\text{m} = 4,0 \rightarrow$$

$d_{\text{min}} = 4\text{cm}$ - die Schichtdicke des Spritzbetons

Nach den Berechnungen werden die folgenden Typen der Stützkonstruktionen angenommen:

- Bei $f=2$ – die Stützkonstruktion wird mit Spritzbeton mit einer Schichtdicke $d=15\text{ cm}$ und Stahlrahmen – Profil I10 gebaut. Der Abstand zwischen den Rippen ist 1m .
- Bei $f=5$ – die Stützkonstruktion wird mit Ankern (6 St. Anker pro Schicht) und Spritzbeton mit Schichtdicke $d=4\text{ cm}$ gebaut.
- Bei $f=7$ - die Stützkonstruktion wird aus Spritzbeton mit Schichtdicke $d=4\text{ cm}$ gebaut.

Der Spritzbeton ist bewehrt.

Von den Berechnungen bis hier kann man sagen, dass die Größen des Querschnittes Typ II und Typ IV mit einem kleinen Unterschied sind - $D_{\text{II}} = 4,2\text{m}$ und $D_{\text{IV}} = 4,3\text{m}$. Aus wirtschaftlicher Sicht ist besser der Typ II zu erlassen. Aber aus statistischer Sicht ist der Form des Typs IV besser. Es wird Querprofil Typ IV (Abb. 6.1) des Freispiegelstollens angenommen.

8. Auswahl und Bemessung der Auskleidung

Bei der Bemessung der Auskleidung des Freispiegelstollens sind alle Beanspruchungen vorgesehen, z. B. Gebirgsdruck, der bei der Bemessung der Stützkonstruktionen berechnet ist, wird mit seinem berechneten Wert aufgenommen. Die Auskleidungen werden beansprucht von: **Gebirgsdruck, Eigenlast, innerem Wasserdruck und Erbebenbeanspruchung bei besonderen Gesteinkombinationen**. Die Lasten sind ständige und veränderliche Lasten. Die Tunnelauskleidung wird auf die möglichst negativen Beanspruchungskombinationen bemessen. Die Auskleidung wird für die Bau – und Inbetriebnahme bemessen, in Abhängigkeit von den Beanspruchungen. Wir betrachten die Hauptkombinationen von Beanspruchung und auch die besonderen Beanspruchungskombinationen. Zu den besonderen Beanspruchungskombinationen gehören die seismischen Kräfte und der Innenwasserdruck. Und zu den Hauptkombinationen gehören der Gebirgsdruck, die Eigenlast der Auskleidung. Die Auskleidungsarten sind zugelassen, in Abhängigkeit von dem Gesteinsmassiv.

8.1 Wirkende Kräfte bei f=2 :

❖ Gebirgsdruck

$\gamma_f = 1,5$ - Zuverlässigkeitsgrad des vertikalen Gebirgsdrucks

$\gamma_f = 1,2$ - Zuverlässigkeitsgrad des horizontalen Gebirgsdrucks

$$q_v^{\text{rechnen}} = \gamma_f \cdot q_n = 1,5 \cdot 30,24 = 45,36 \text{ kN/m}^2$$

$$e_h^{\text{rechnen}} = \gamma_f \cdot e_n = 1,2 \cdot 5,19 = 6,23 \text{ kN/m}^2$$

❖ Eigenlast

$\gamma_s = 1,2$ - Zuverlässigkeitsgrad des horizontalen Gebirgsdrucks

$$g_{\text{rechnen}} = g_e \cdot \gamma_f$$

$$g_e = \gamma_s \cdot d = 24,0,3 = 7,2 \text{ kN/m}^2$$

$\gamma_f = 1,2$ - Zuverlässigkeitsgrad des horizontalen Gebirgsdrucks

$$g_{\text{rechnen}} = g_e \cdot \gamma_f = 1,2 \cdot 7,2 = 8,64 \text{ kN/m}^2$$

❖ Innenwasserdruck

$$w_w = \gamma_w \cdot h$$

γ_w - Dichte des Wassers

$$w_w = \gamma_w \cdot h = 10,3,90 = 39 \text{ kN/m}^2$$

$\gamma_f = 1$ - Zuverlässigkeitsgrad des inneren Wasserdrucks

$$w_{w,\text{rechnen}} = w_w \cdot \gamma_f = 1 \cdot 39 = 39 \text{ kN/m}^2$$

❖ **seismischer vertikaler Gebirgsdruck**

$$q_s = k_s \cdot q$$

$$k_s = R \cdot c \cdot k_h \cdot k_c = 0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,80 \cdot 0,15 = 0,0864$$

R = 0,60 - Wert des Reaktionskoeffizientes für unterirdische Anlagen, Verordnung №2 für Projektierung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten, Seite 14 [2]

c = 1,2 - Bedeutungsbeiwert der Anlage für Klasse III

k_c = 0,15 – seismische Koeffizient, abhängig von der Region

k_h = 0,80 – Koeffizient, die von der Anlagentiefe unter der Grundoberfläche abhängt (Abstand zwischen der Oberfläche und der Kote des Tunnels)

$$q_s = k_s \cdot q = 0,0864 \cdot 45,36 = 3,92 \text{ kN/m}^2$$

❖ **seismischer horizontaler Gebirgsdruck**

$$e_{s,h} = 2 \cdot k_c \cdot e_h \cdot \text{tg} \varphi$$

$$e_{s,h} = 2 \cdot 0,0864 \cdot 6,23 \cdot \text{tg}(65^\circ) = 2,31 \text{ kN/m}^2$$

❖ **seismische Kräfte durch Eigenlast**

$$g_{s,e} = g_{\text{rechen}} \cdot k_c = 8,64 \cdot 0,0864 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

❖ **seismischer Wasserdruck**

$$w_{s,w} = k_c \cdot h \cdot \gamma_w \cdot D \cdot \psi$$

$$\psi = 0,72$$

$$w_{s,w} = k_c \cdot h \cdot \gamma_w \cdot D \cdot \psi = 0,0864 \cdot 3,9 \cdot 10 \cdot 0,21 \cdot 0,72 = 0,51 \text{ kN/m}^2$$

8.1.1 Überprüfung der Tragfähigkeit nach erster Gruppe Grenzzustände bei f=2:

Addieren wir jetzt die Kräfte, die wir in verschiedenen Fällen betrachten.

γ_c = 1,0 - Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkungen

γ_n = 1,15 – Sicherheitsbeiwert verbunden mit Werksklasse - III Klasse

γ_m = 0,95 – Teilsicherheitsbeiwert der Kombinationslasten – für die Bauperiode

8.1.1.1 Bei Bauarbeiten – Hauptkombination der Beanspruchungen

$$\sum V = q + g$$

$$\sum H = e$$

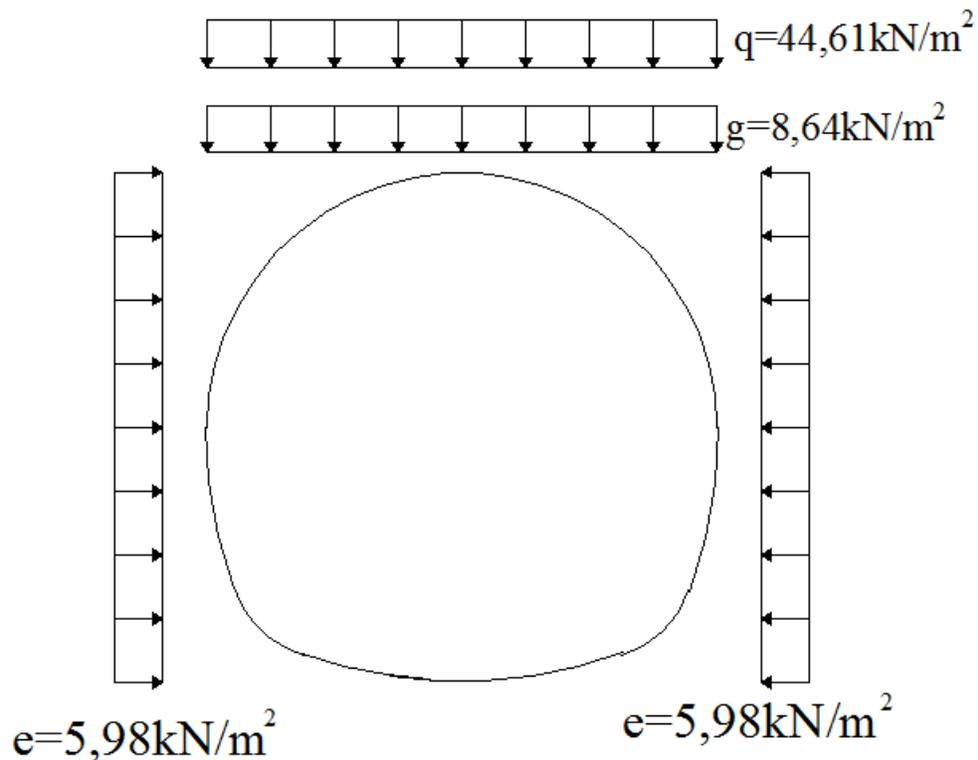


Abb. 8.1 Das Schema - Hauptkombination der Beanspruchungen - bei Bauarbeiten

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - 3a \text{ B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnischen Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf Seite 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 53,25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -4,55 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -353,42 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -195,96 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -270,51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 2,76 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 89,76 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 36,74 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 87,86 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = 5,98 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -0,51 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -39,69 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -22,01 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -30,38 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = 5,98 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 0,31 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 10,08 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 4,13 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 9,87 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 87,86 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 270,51 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.1.1.2 Bei Bauarbeiten – besondere Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften

$$\sum V = q + g + q_c + g_c$$

$$\sum H = e + e_c$$

$$\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot N \leq \gamma_c \cdot R$$

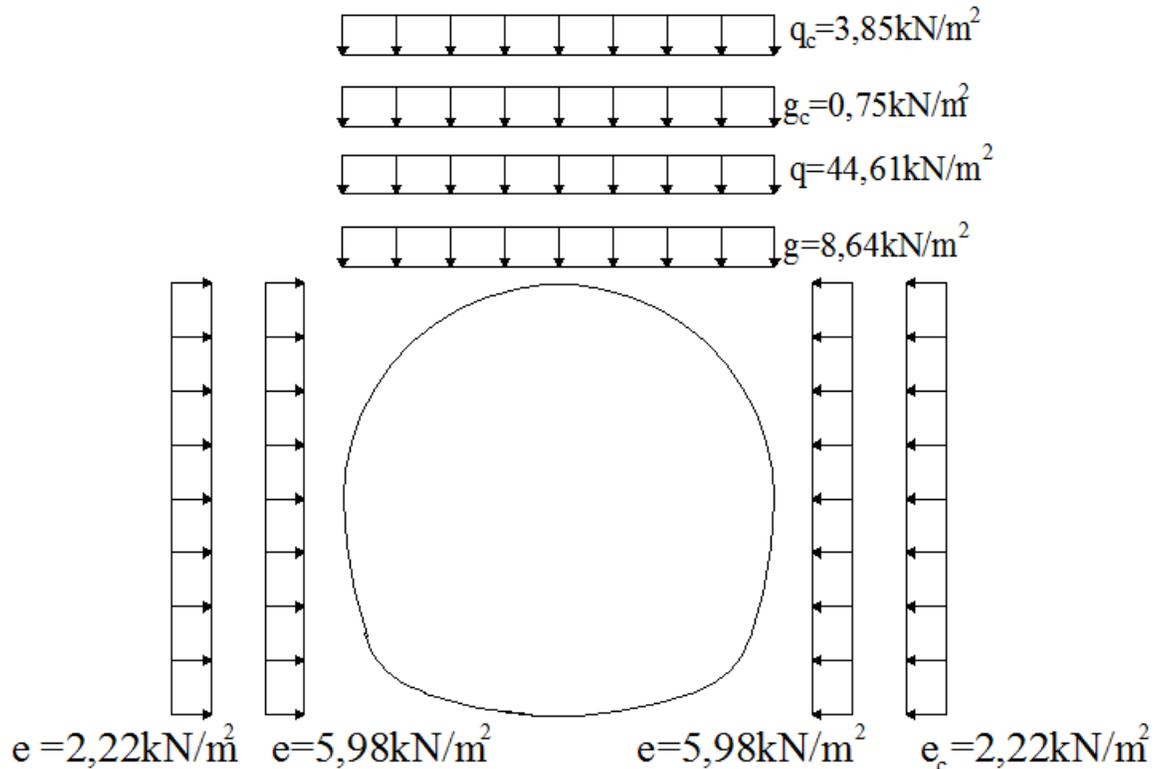


Abb. 8.2 Schema der besonderen Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften - bei Bauarbeiten

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - \text{3a B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnischen Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf Seite 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 57,85 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -4,94 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -383,95 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -212,89 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -293,88 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 3,00 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 97,51 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 39,92 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 95,45 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = 8,20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -0,70 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -54,42 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -30,18 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -41,66 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = 8,20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 0,43 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 13,82 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 5,66 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 13,53 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 95,45 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 293,88 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.1.1.3 Beim Betrieb - Hauptkombination der Beanspruchungen

$$\sum V = q + g$$

$$\sum H = e - w_1$$

$$\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot N \leq \gamma_c \cdot R$$

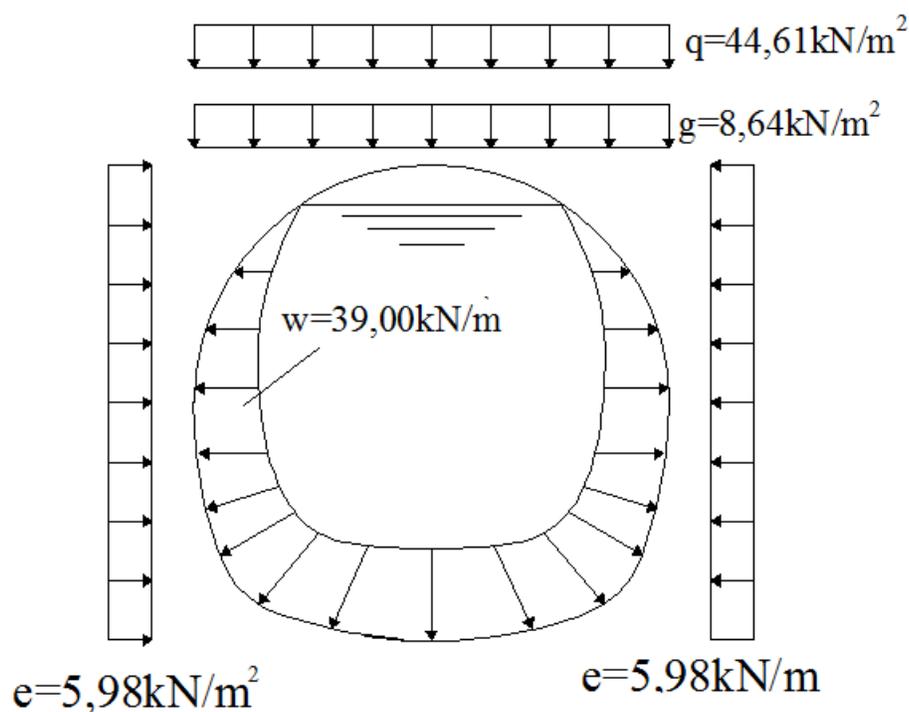


Abb. 8.3 Schema der Hauptkombination der Beanspruchungen – beim Betrieb

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - \text{3a B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnischen Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf Seite 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 53,25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -4,55 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -353,42 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -195,96 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -270,51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 2,76 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 89,76 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 36,74 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 87,86 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -33,02 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = 2,82 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = 219,16 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = 121,51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = 167,74 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -33,02 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = -1,71 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = -55,66 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = -22,78 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = -54,48 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 87,86 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 270,51 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.1.1.4 Beim Betrieb -besondere Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften

$$\sum V = q + g + q_c + g_c$$

$$\sum H = e + e_c - w_1$$

$$\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot N \leq \gamma_c \cdot R$$

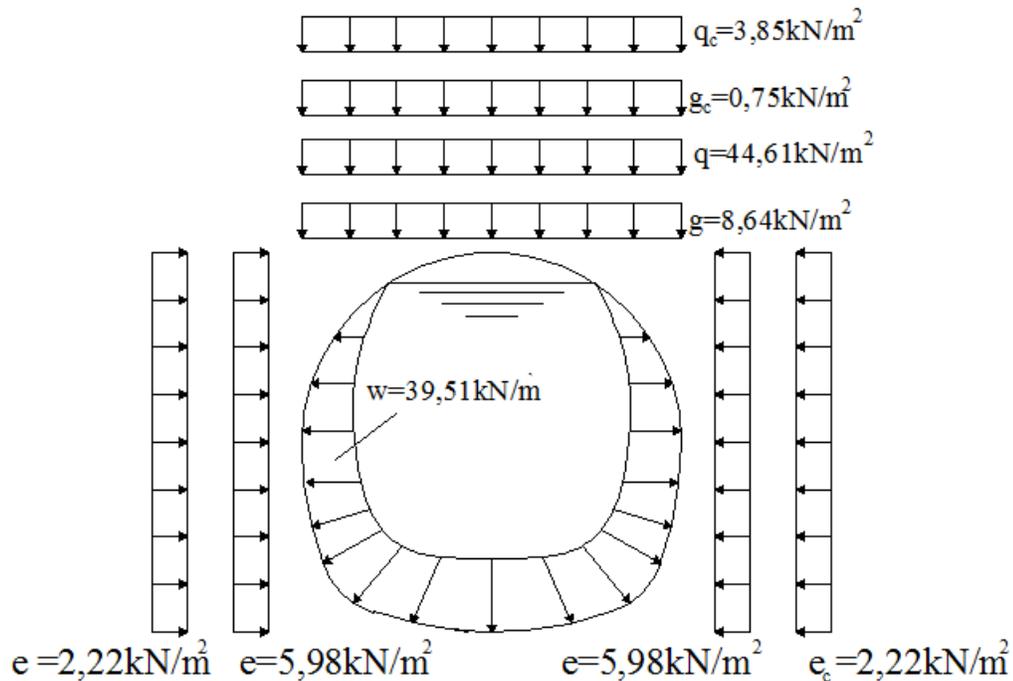


Abb. 8.4 Schema der besonderen Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften – beim Betrieb

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - \text{za B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnische Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf S 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 57,85 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -4,94 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -383,95 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -212,89 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -293,88 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 3,00 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 97,51 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 39,92 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 95,45 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -31,31 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = 2,67 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = 207,81 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = 115,22 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = 159,06 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -31,31 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = -1,62 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = -52,78 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = -21,60 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = -51,66 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 95,45 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 293,88 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.2 Wirkende Kräfte bei $f=5$:

❖ Gebirgsdruck

$\gamma_f = 1,5$ - Zuverlässigkeitsgrad des vertikalen Gebirgsdrucks

$\gamma_f = 1,2$ - Zuverlässigkeitsgrad des horizontalen Gebirgsdrucks

$$q_v^{\text{rechnen}} = \gamma_f \cdot q^H = 1,5 \cdot 15,79 = 23,69 \text{ kN/m}^2$$

$$e_h^{\text{rechnen}} = 0$$

❖ Eigenlast

$\gamma_s = 24 \text{ kN}$ – spezifisches Gewicht

$$g_{\text{rechnen}} = g_e \cdot \gamma_f$$

$$g_e = \gamma_s \cdot d = 24 \cdot 0,2 = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

$\gamma_f = 1,2$ – Zuverlässigkeitsgrad des horizontalen Gebirgsdrucks

$$g_{\text{rechnen}} = g_e \cdot \gamma_f = 1,2 \cdot 4,8 = 5,76 \text{ kN/m}^2$$

❖ Innenwasserdruck

$$w_w = \gamma_w \cdot h$$

γ_w – Dichte des Wassers

$$w_w = \gamma_w \cdot h = 10,3 \cdot 3,90 = 39 \text{ kN / m}^2$$

$\gamma_f = 1$ – Zuverlässigkeitsgrad des inneren Wasserdrucks

$$w_{w,\text{rechnen}} = w_w \cdot \gamma_f = 1 \cdot 39 = 39 \text{ kN / m}^2$$

❖ seismischer vertikaler Gebirgsdruck

$$q_s = k_s \cdot q$$

$$k_s = R \cdot c \cdot \kappa_h \cdot \kappa_s = 0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,80 \cdot 0,15 = 0,0864$$

$R = 0,60$ - Wert des Reaktionskoeffizientes für unterirdische Anlagen, Verordnung №2 für Projektierung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten, Seite 14 [2]

$c = 1,2$ - Bedeutungsbeiwert der Anlage für Klasse III

$\kappa_c = 0,15$ – seismische Koeffizient, abhängig von der Region

$\kappa_h = 0,80$ – Koeffizient, die von der Anlagentiefe unter die Grundoberfläche abhängt (Abstand zwischen der Oberfläche und der Kote des Tunnels)

$$q_c = k_c \cdot q = 0,0864 \cdot 23,69 = 2,05 \text{ kN / m}^2$$

❖ **seismischer horizontaler Gebirgsdruck**

$$e_c = 2 \cdot k_c \cdot e \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

$$e_c = 0$$

❖ **seismische Kräfte durch Eigenlast**

$$g_{s,e} = g_{\text{rechen}} \cdot k_c = 5,76 \cdot 0,0864 = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

❖ **seismischer Wasserdruck**

$$w_{s,w} = k_c \cdot h \cdot \gamma_B \cdot D \cdot \psi$$

$$\psi = 0,72$$

$$w_{s,w} = k_c \cdot h \cdot \gamma_w \cdot D \cdot \psi = 0,0864 \cdot 3,9 \cdot 10 \cdot 0,21 \cdot 0,72 = 0,51 \text{ kN/m}^2$$

8.2.1 Überprüfung der Tragfähigkeit nach erster Gruppe Grenzzustände bei f=5

Addieren wir jetzt die Kräfte, die wir in verschiedenen Fällen betrachten.

$\gamma_c = 1,0$ - Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkungen

$\gamma_n = 1,15$ – Sicherheitsbeiwert verbunden mit Werksklasse - III Klasse

$\gamma_m = 0,95$ – Teilsicherheitsbeiwert der Kombinationslasten – für die Bauperiode

8.2.1.1 Bei Bauarbeiten – Hauptkombination der Beanspruchungen

$$\sum V = q + g$$

$$\sum H = e$$

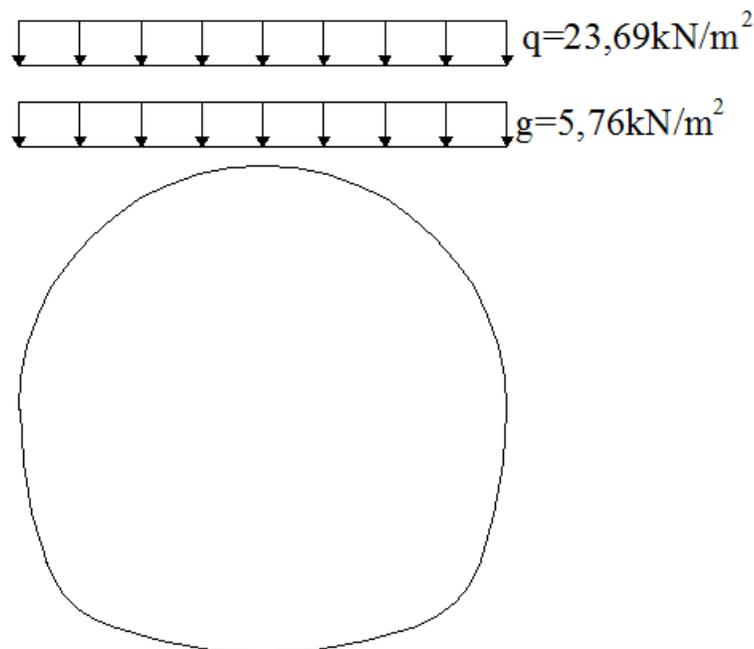


Abb. 8.5 Schema - Hauptkombination der Beanspruchungen - bei Bauarbeiten

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{MPa} - \text{3a B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnischen Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf S 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 29,45 \text{kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -2,41 \text{kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -187,48 \text{kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -108,38 \text{kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -149,61 \text{kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 1,47 \text{kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 47,62 \text{kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 20,32 \text{kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 48,59 \text{kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$e = 0 \rightarrow p_h = 0 \text{kN} / \text{m}^2 \rightarrow M, N, \sigma_1, \sigma_2 = 0$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$e = 0 \rightarrow p_h = 0 \text{kN} / \text{m}^2 \rightarrow M, N, \sigma_1, \sigma_2 = 0$$

$$R_z = 1,85 \text{MPa} = 1850 \text{kPa} - \text{Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4}$$

$$R_D = 14,5 \text{MPa} = 14500 \text{kPa} - \text{Berechnungswiderstand des Drucks-B 25}$$

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 48,59 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 149,61 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.2.1.2 Bei Bauarbeiten – besondere Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften

$$\sum V = q + g + q_c + g_c$$

$$\sum H = e + e_c$$

$$\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot N \leq \gamma_c \cdot R$$

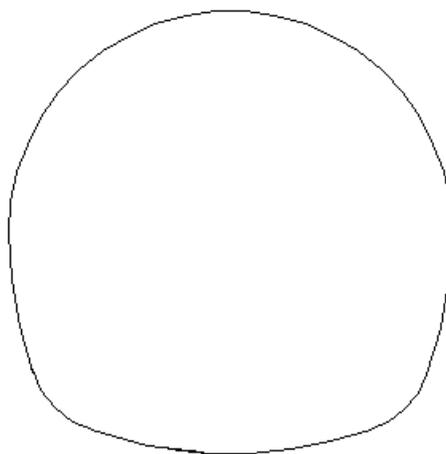
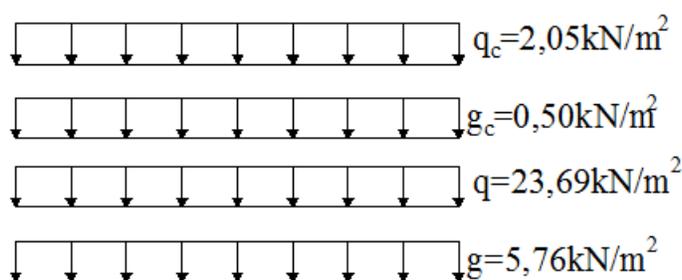


Abb. 8.6 Schema der besonderen Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften - bei Bauarbeiten

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - \text{3a B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnischen Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf S 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 32,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -2,62 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -203,72 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -117,76 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -162,56 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 1,59 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 51,74 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 22,08 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 52,80 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$e = 0 \rightarrow p_h = 0 \text{ kN} / \text{m}^2 \rightarrow M, N, \sigma_1, \sigma_2 = 0$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$e = 0 \rightarrow p_h = 0 \text{ kN} / \text{m}^2 \rightarrow M, N, \sigma_1, \sigma_2 = 0$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 52,80 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 162,56 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.2.1.3 Beim Betrieb - Hauptkombination der Beanspruchungen

$$\sum V = q + g$$

$$\sum H = e - w_1$$

$$\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot N \leq \gamma_c \cdot R$$

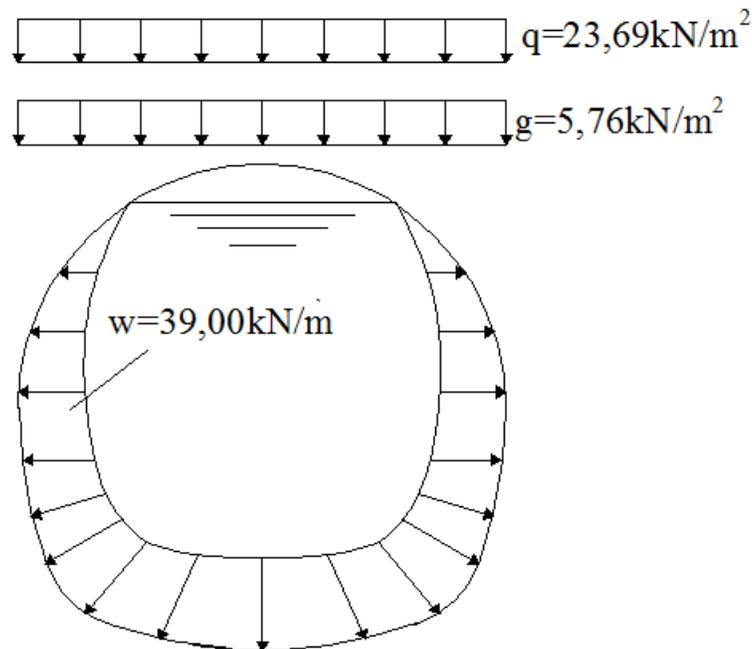


Abb. 8.7 Schema der Hauptkombination der Beanspruchungen – beim Betrieb

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - \text{3a B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnischen Tunnel, herausgegeben 1989, von L. Georgiev, auf S 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 29,45 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -2,41 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -187,48 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -108,38 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -149,61 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 1,47 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 47,62 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 20,32 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 48,59 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -39 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = 3,19 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = 248,28 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = 143,52 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = 198,12 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -39 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = -1,94 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = -63,06 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = -26,91 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = -64,35 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 64,35 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 198,12 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.2.1.4 Beim Betrieb -besondere Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften

$$\sum V = q + g + q_c + g_c$$

$$\sum H = e + e_c - w_1$$

$$\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot N \leq \gamma_c \cdot R$$

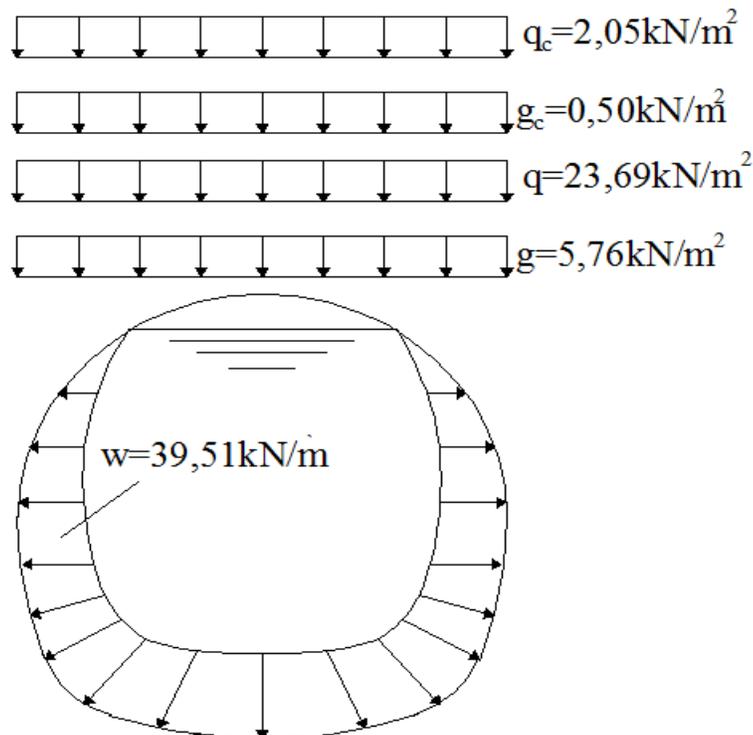


Abb. 8.8 Schema der besonderen Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften – beim Betrieb

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - \text{3a B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnischen Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf S 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 32,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -2,62 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -203,72 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -117,76 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -162,56 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 1,59 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 51,74 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 22,08 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 52,80 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -39,51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = 3,24 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = 251,53 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = 145,40 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = 200,71 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -39,51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = -1,97 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = -63,88 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = -27,26 \text{ kN / m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = -65,19 \text{ kN / m}^2$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 65,19 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 200,71 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.3 Wirkende Kräfte bei f=7

❖ Gegirgsdruck

$\gamma_f = 1,5$ - Zuverlässigkeitsgrad des vertikalen Gebirgsdrucks

$\gamma_f = 1,2$ - Zuverlässigkeitsgrad des horizontalen Gebirgsdrucks

$$q_v^{\text{rechnen}} = \gamma_f \cdot q^H = 1,5 \cdot 16,10 = 24,15 \text{ kN/m}^2$$

$$e_h^{\text{rechnen}} = 0$$

❖ Eigenlast

$\gamma_s = 24 \text{ kN}$ – spezifisches Gewicht

$$g_{\text{rechnen}} = g_e \cdot \gamma_f$$

$$g_e = \gamma_s \cdot d = 25 \cdot 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

$\gamma_f = 1,2$ - Zuverlässigkeitsgrad des horizontalen Gebirgsdrucks

$$g_{\text{rechnen}} = g_e \cdot \gamma_f = 3,75 \cdot 1,2 = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

❖ Innenwasserdruck

$$w_w = \gamma_w \cdot h$$

γ_w – Dichte des Wassers

$$w_w = \gamma_w \cdot h = 10 \cdot 3,90 = 39 \text{ kN / m}^2$$

$\gamma_f = 1$ – Zuverlässigkeitsgrad des inneren Wasserdrucks

$$w_{w,\text{rechnen}} = w_w \cdot \gamma_f = 1 \cdot 39 = 39 \text{ kN / m}^2$$

❖ seismischer vertikaler Gebirgsdruck

$$q_s = k_s \cdot q$$

$$k_s = R \cdot c \cdot k_h \cdot k_s = 0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,80 \cdot 0,15 = 0,0864$$

$R = 0,60$ - Wert des Reaktionskoeffizientes für unterirdische Anlagen, Verordnung №2 für Projektierung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten, Seite 14 [2]

$c = 1,2$ - Bedeutungsbeiwert der Anlage für Klasse III

$\kappa_c = 0,15$ – seismische Koeffizient, abhängig von der Region

$\kappa_h = 0,80$ – Koeffizient, die von der Anlagentiefe unter der Grundoberfläche abhängt (Abstand zwischen der Oberfläche und der Kote des Tunnels)

$$q_c = \kappa_c \cdot q = 0,0864 \cdot 24,15 = 2,09 \text{ kN/m}^2$$

❖ **seismischer horizontaler Gebirgsdruck**

$$e_c = 2 \cdot \kappa_c \cdot e \cdot \text{tg} \varphi$$

$$e_c = 0$$

❖ **seismische Kräfte durch Eigenlast**

$$g_{s,e} = g_{\text{rechen}} \cdot \kappa_c = 4,5 \cdot 0,0864 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

❖ **seismischer Wasserdruck**

$$w_{s,w} = \kappa_c \cdot h \cdot \gamma_B \cdot D \cdot \psi$$

$$\psi = 0,72$$

$$w_{s,w} = \kappa_c \cdot h \cdot \gamma_w \cdot D \cdot \psi = 0,0864 \cdot 3,9 \cdot 10,0 \cdot 21,0 \cdot 0,72 = 0,51 \text{ kN/m}^2$$

8.3.1 Überprüfung der Tragfähigkeit nach erster Gruppe Grenzzustände bei $f=7$

Addieren wir jetzt die Kräfte, in dem wir verschiedene Fälle betrachten.

$\gamma_c = 1,0$ - Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkungen

$\gamma_n = 1,15$ – Sicherheitsbeiwert verbunden mit Werksklasse - III Klasse

$\gamma_m = 0,95$ – Teilsicherheitsbeiwert der Kombinationslasten – für die Bauperiode

8.3.1.1 Bei Bauarbeiten – besondere Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften

$$\sum V = q + g$$

$$\sum H = e$$

$$\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot N \leq \gamma_c \cdot R$$

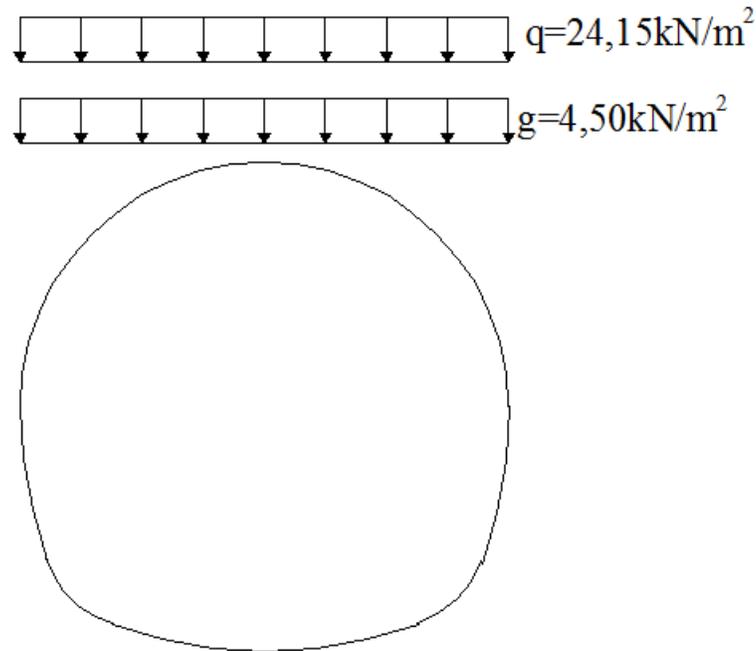


Abb. 8.9 Schema der Hauptkombination der Beanspruchungen - bei Bauarbeiten

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - \text{3a B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnischen Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf S 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 28,65 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -2,30 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -178,51 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -105,43 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -145,54 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 1,40 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 45,34 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 19,77 \text{ kN / m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 47,27 \text{ kN / m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$e = 0 \rightarrow p_h = 0 \text{ kN / m}^2 \rightarrow M, N, \sigma_1, \sigma_2 = 0$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$e = 0 \rightarrow p_h = 0 \text{ kN / m}^2 \rightarrow M, N, \sigma_1, \sigma_2 = 0$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 47,27 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 145,54 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.3.1.2 Bei Bauarbeiten – besondere Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften

$$\sum V = q + g + q_c + g_c$$

$$\sum H = e + e_c$$

$$\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot N \leq \gamma_c \cdot R$$

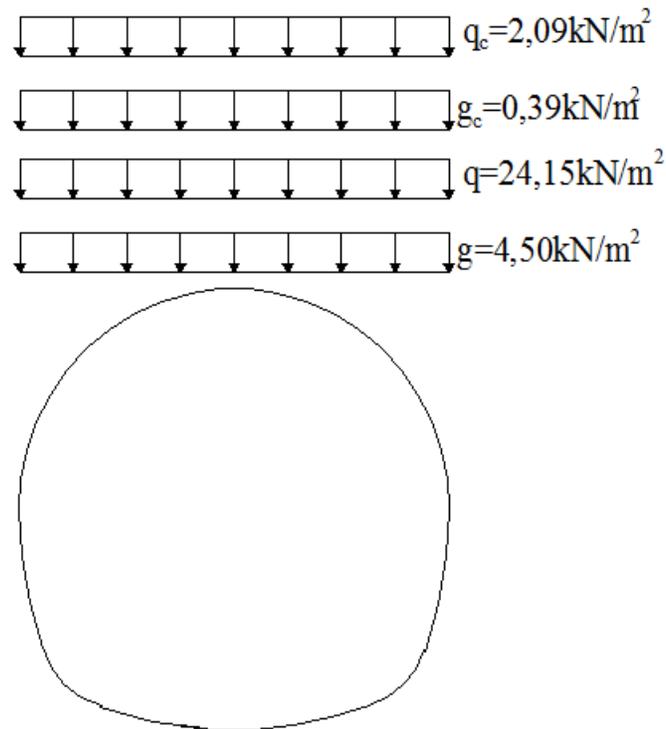


Abb. 8.10 Schema der besonderen Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften - bei Bauarbeiten

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - 3a \text{ B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnischen Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf S 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 31,13 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -2,50 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -193,96 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -114,56 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -158,14 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten:**

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 3,04 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 98,89 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 40,48 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 96,81 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten:**

$$e = 0 \rightarrow p_h = 0 \text{ kN} / \text{m}^2 \rightarrow M, N, \sigma_1, \sigma_2 = 0$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten:**

$$e = 0 \rightarrow p_h = 0 \text{ kN} / \text{m}^2 \rightarrow M, N, \sigma_1, \sigma_2 = 0$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 96,81 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 158,14 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.3.1.3 Beim Betrieb - Hauptkombination der Beanspruchungen

$$\sum V = q + g$$

$$\sum H = e - w_1$$

$$\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot N \leq \gamma_c \cdot R$$

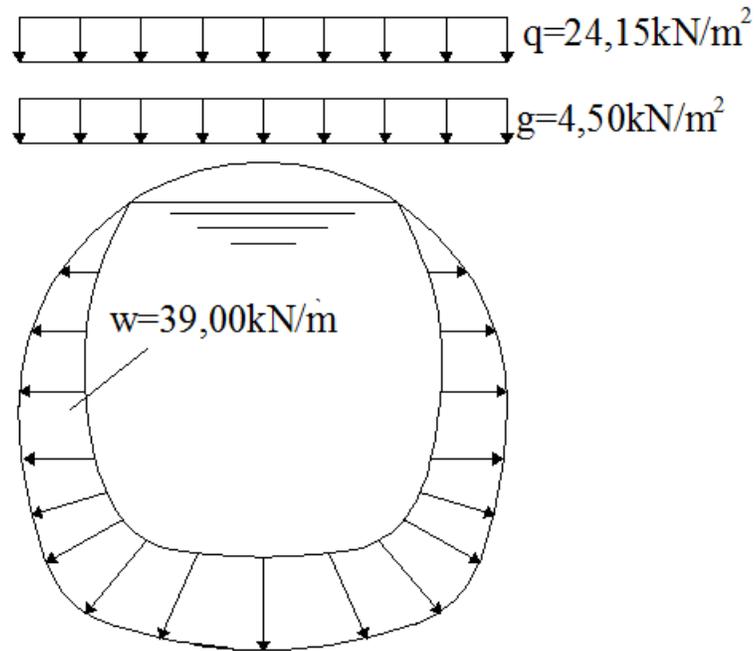


Abb. 8.11 Schema der Hauptkombination der Beanspruchungen – beim Betrieb

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - 3a \text{ B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnische Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf S 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 28,65 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -2,30 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -178,51 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -105,43 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -145,54 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 1,40 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 45,34 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 19,77 \text{ kN / m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 47,27 \text{ kN / m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -39 \text{ kN / m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = 3,13 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = 243,00 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = 143,52 \text{ kN / m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = 198,12 \text{ kN / m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -39 \text{ kN / m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = -1,90 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = -61,71 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = -26,91 \text{ kN / m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = -64,35 \text{ kN / m}^2$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$$\sigma = 64,35 \text{ kPa} - \text{Zug} < \sigma_{\text{zulässig ZS}}$$

$$\sigma = 198,12 \text{ kPa} - \text{Druck} < \sigma_{\text{zulässig DS}}$$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

8.3.1.4 Beim Betrieb -besondere Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften

$$\sum V = q + g + q_c + g_c$$

$$\sum H = e + e_c - w_1$$

$$\gamma_n \cdot \gamma_m \cdot N \leq \gamma_c \cdot R$$

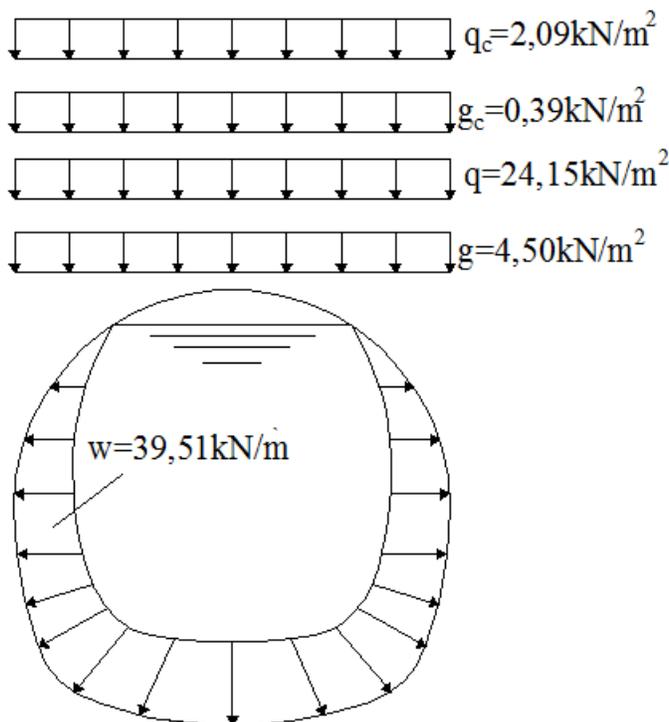


Abb. 8.12 Schema der besonderen Beanspruchungskombination– mit seismischen Kräften – beim Betrieb

$$E_{\text{Auskleidung}} = 30000 \text{ MPa} - \text{za B25}$$

$$E_{\text{Fels}} = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Verhältniss } E_{\text{Fels}} / E_{\text{Auskleidung}} = 0,67 \text{ und } r_2 / r_1 = 1,14$$

Das Lehrbuch für hydrotechnischen Tunnel, herausgegeben 1989, von L.Georgiev, auf S 60, werden mit den in der Tabelle 24 dargestellten Werten die maximalen Drucklasten und auch die maximalen Zuglasten, bzw. Belastungen berechnet.

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **vertikalen Lasten**:

$$p_v = 31,13 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = -2,50 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = -193,96 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = -114,56 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = -158,14 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **vertikalen Lasten**:

$$\frac{M}{p_v \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = 1,52 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_v \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = 49,26 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_v} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = 21,48 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_v} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = 51,37 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Druckbeanspruchung**, bzw. Druckspannung aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -39,51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = -3,77 \rightarrow M = 3,17 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = -0,63 \rightarrow N = 246,18 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = -3,68 \rightarrow \sigma_2 = 145,40 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = -5,08 \rightarrow \sigma_1 = 200,71 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Maximale **Zugbeanspruchung**, bzw. Zugspannungen aus **horizontalen Lasten**:

$$p_h = -39,51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{M}{p_h \cdot r_1^2 \cdot b} \cdot 10^3 = 2,29 \rightarrow M = -1,92 \text{ kNm}$$

$$\frac{N}{p_h \cdot r_1 \cdot b} = 0,16 \rightarrow N = -62,52 \text{ kN}$$

$$\frac{\sigma_2}{p_h} = 0,69 \rightarrow \sigma_2 = -27,26 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{p_h} = 1,65 \rightarrow \sigma_1 = -65,19 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$R_z = 1,85 \text{ MPa} = 1850 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Zugs-B 2,4

$R_D = 14,5 \text{ MPa} = 14500 \text{ kPa}$ – Berechnungswiderstand des Drucks-B 25

$$\sigma_{\text{zulässig ZS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_z = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 1850 = 0,92 \cdot 1850 = 1702 \text{ kPa} - \text{zulässige Zugspannung}$$

$$\sigma_{\text{zulässig DS}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot R_D = \frac{1}{0,95 \cdot 1,15} \cdot 14500 = 0,92 \cdot 14500 = 13340 \text{ kPa} - \text{zulässige Druckspannung}$$

$\sigma = 65,19 \text{ kPa}$ - Zug $< \sigma_{\text{zulässig ZS}}$

$\sigma = 200,71 \text{ kPa}$ - Druck $< \sigma_{\text{zulässig DS}}$

Die Zugspannungen sind unter den zulässigen Werten und die Auskleidung ist ohne Risse.

Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht für die statischen Bemessungen der Auskleidung des Tunnels.

Tabelle 8.1

Koeffizient der Festigkeit von Protodjakonovs f	f=2	f=5	f=7	f=2
Verikaler Gebirgsdruck	44,61 kN/m ²	23,69 kN/m ²	24,15 kN/m ²	44,61 kN/m ²
Horizontaler Gebirgsdruck	5,98 kN/m ²	0 kN/m ²	0 kN/m ²	5,98 kN/m ²
Eigenlast	8,64 kN/m ²	5,76 kN/m ²	4,5 kN/m ²	8,64 kN/m ²
Seismischer vertikaler Gebirgsdruck	3,85 kN/m ²	2,05 kN/m ²	2,09kN/ m ²	3,85 kN/m ²
Seismischer horizontaler Gebirgsdruck	2,22 kN/m ²	0 kN/m ²	0 kN/m ²	2,22 kN/m ²
seismische Kräfte durch Eigenlast	0,75 kN/m ²	0,50 kN/m ²	0,39kN/ m ²	0,75 kN/m ²
Max. Druckspannungen - bei Bauarbeiten – Hauptkombination der Beanspruchungen	87,86 kN/m ²	48,59 kN/m ²	47,27 kN/m ²	87,86 kN/m ²
Max. Zugspannungen - bei Bauarbeiten – Hauptkombination der Beanspruchungen	270,51 kN/m ²	149,61 kN/m ²	145,54 kN/m ²	270,51 kN/m ²
Max. Druckspannungen – bei Bauarbeiten –besondere Beanspruchungskombination mit seismischen Kräften	95,45 kN/m ²	52,80 kN/m ²	96,81 kN/m ²	95,45 kN/m ²
Max. Zugspannungen – bei Bauarbeiten – besondere Beanspruchungskombination mit seismischen Kräften	293,88 kN/m ²	162,56 kN/m ²	158,14 kN/m ²	293,88 kN/m ²
Max. Druckspannungen – beim Betrieb – Hauptkombination der Beanspruchungen	87,86 kN/m ²	64,35 kN/m ²	64,35 kN/m ²	87,86 kN/m ²
Max. Zugspannungen – beim Betrieb – Hauptkombination der Beanspruchungen	270,51 kN/m ²	198,12 kN/m ²	198,12 kN/m ²	270,51 kN/m ²
Max. Druckspannungen – beim Betrieb – besondere Beanspruchungskombination mit seismischen Kräften	95,45 kN/m ²	65,19 kN/m ²	65,19 kN/m ²	95,45 kN/m ²
Max. Zugspannungen – beim Betrieb – besondere Beanspruchungskombination mit seismischen Kräften	293,88 kN/m ²	200,71 kN/m ²	200,71 kN/m ²	293,88 kN/m ²

8.4 Alternative zur statistischen Bemessung, untersucht mit dem Programm „Plaxis 8“

Bestimmung der Geometrie des Tunnels und der Eingangsparameter:

➤ f=2 mit 15cm Spritzbetonschicht

Mit Hilfe von numerischen „Finite-Elemente Modell“ wird zunächst die Untersuchung unseres Forschungsgebiets durchgeführt. Als Vergleich zu den Messdaten werden mit der Software PLAXIS 8 die „Finite-Element Berechnungen“ gemacht. Mit diesem Programm können verschiedene Variationsberechnungen durchgeführt werden, um den Zusammenhang zwischen statischen und dynamischen Baustellenlasten, Auskleidung usw. zu erkennen.

Einige Größen des Tunnels sind bereits berechnet. Seine lichte Breite und lichte Höhe betragen 4,3m. Die äußere Größen sind von der Auskleidung abhängig. Die Materialien und ihre Eigenschaften müssen im Programm eingestellt werden. Weiterhin sind die Charakteristiken des Gebirges notwendig. Die Auskleidung des ersten Modells ist **0,15 m** Spritzbeton.

Nach der Eingabe der Geometrie des Objektes und der Werte (z.B. spezifisches Gewicht und andere), ist das Geometrie-Modell abgeschlossen. Dann kann das Finite-Elemente-Modell durchgeführt werden.

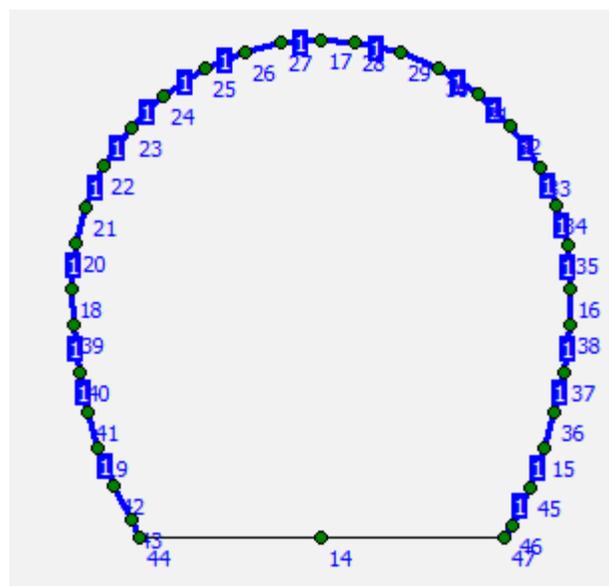


Abb. 8.13 Geometrisches Modell

Nach der Modellbeschreibung wird das Programm durchgeführt. Die Werte für den Boden, die im Programm eingeführt sind, sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 8.2 Charakterisierung des Boden-Modells

Kenngrößen	Bezeichnung	Boden	Einheit
Boden – Modell	Modell	MC	-
Art des Bodens	f=2	dränirt	-
Volumengewicht – Feuchtboden	γ_{unsat}	25,0	kN/m ³
Nasses Gewicht des Bodens	γ_{sat}	25,0	kN/m ³
Horizontale Durchlässigkeit	k_x	0,00	m/Tag
Vertikale Durchlässigkeit	k_y	0,00	m/Tag
Elastizitätsmodul	E_{ref}	700000	kN/m ²
Poissonzahl	ν	0,33	-
Kohäsion	c_{ref}	100	kN/m ²
Reibungswinkel	φ	32	°
Reduktionsfaktor	R_1	1	-

Tabelle 8.3 Technische Daten der Auskleidung

Kenngrößen	Bezeichnung	Wert	Einheit
Art der Auskleidung	Spritzbeton	Elastisch	-
Normalsteifigkeit	EA	$3,75 \cdot 10^6$	kN
Biegesteifigkeit	EI	7031,0	kN. m ²
Dicke	d	0,15	m
Gewicht	w	3,6	-
Poissonzahl	ν	0,22	-

Im Folgenden werden die Abbildungen des Modells dargestellt, die das Programm Plaxis nach der Durchführung der Berechnung erzeugt.

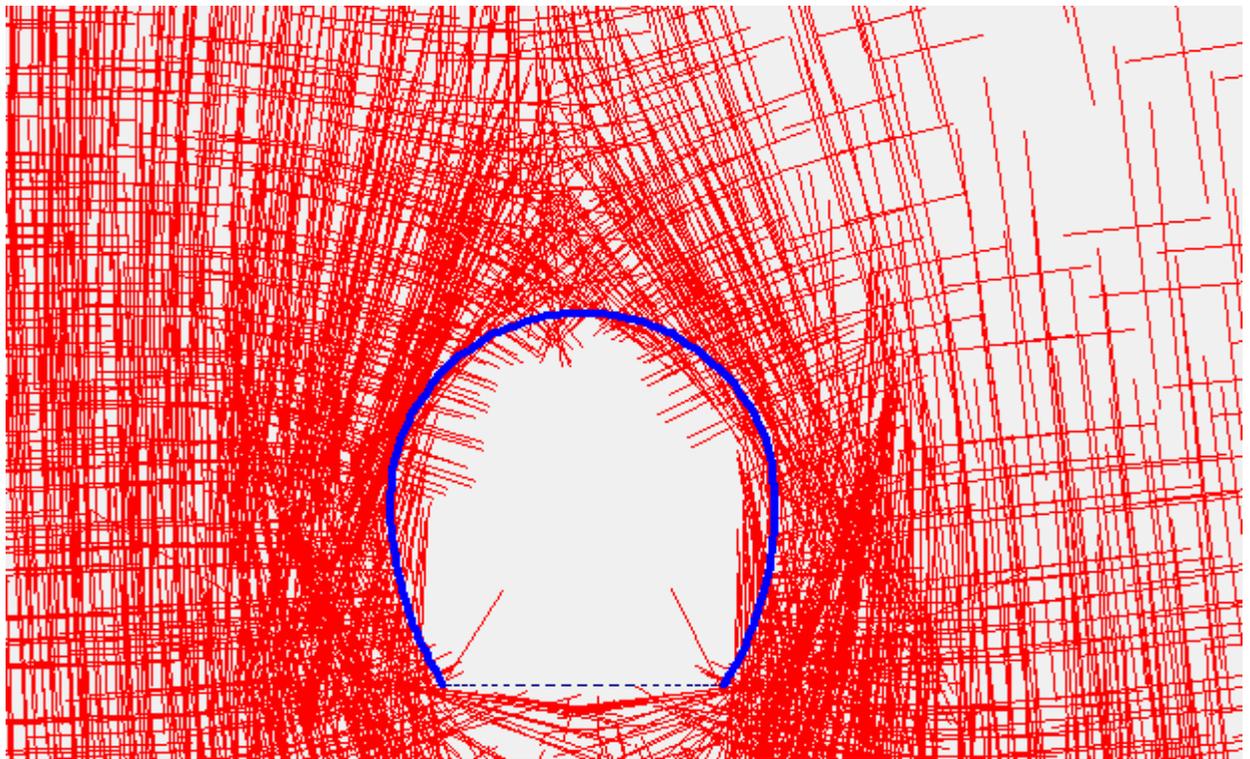


Abb.8.14 Gesamtspannung - Direktion

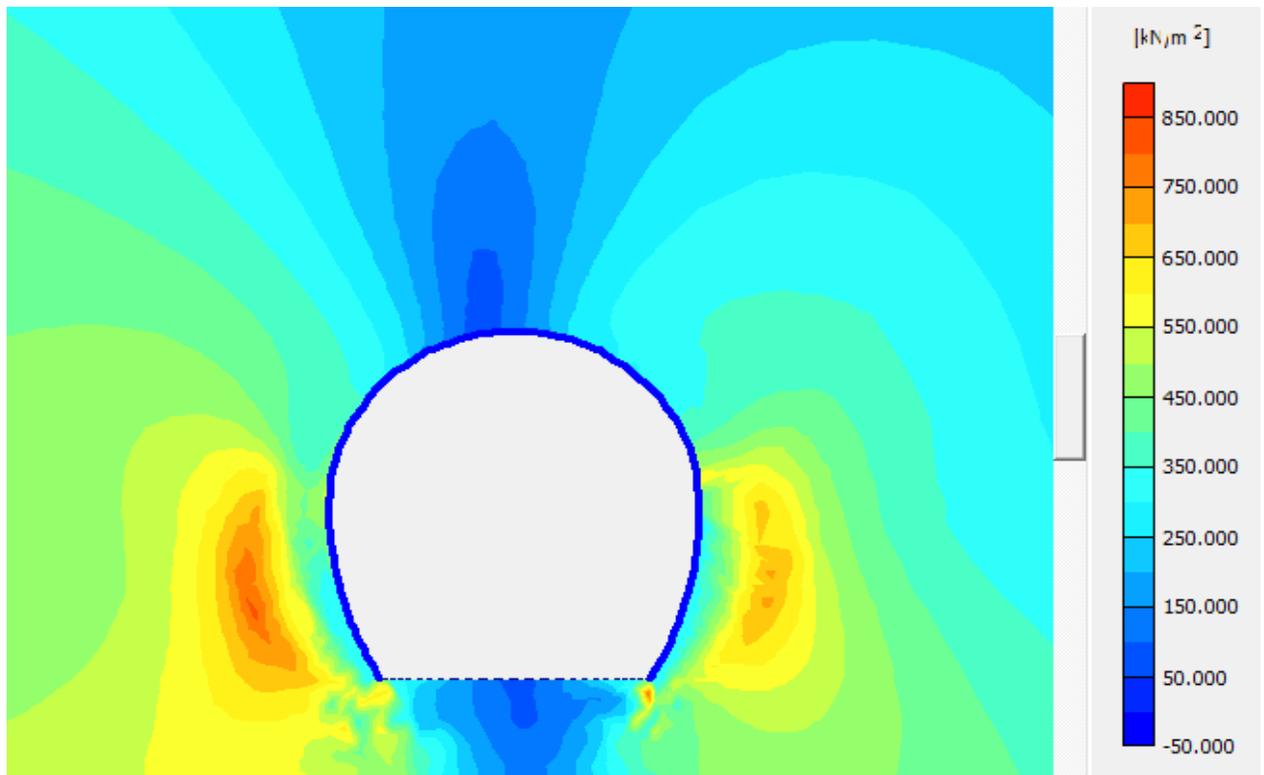


Abb. 8.15 Reduzierte Spannung

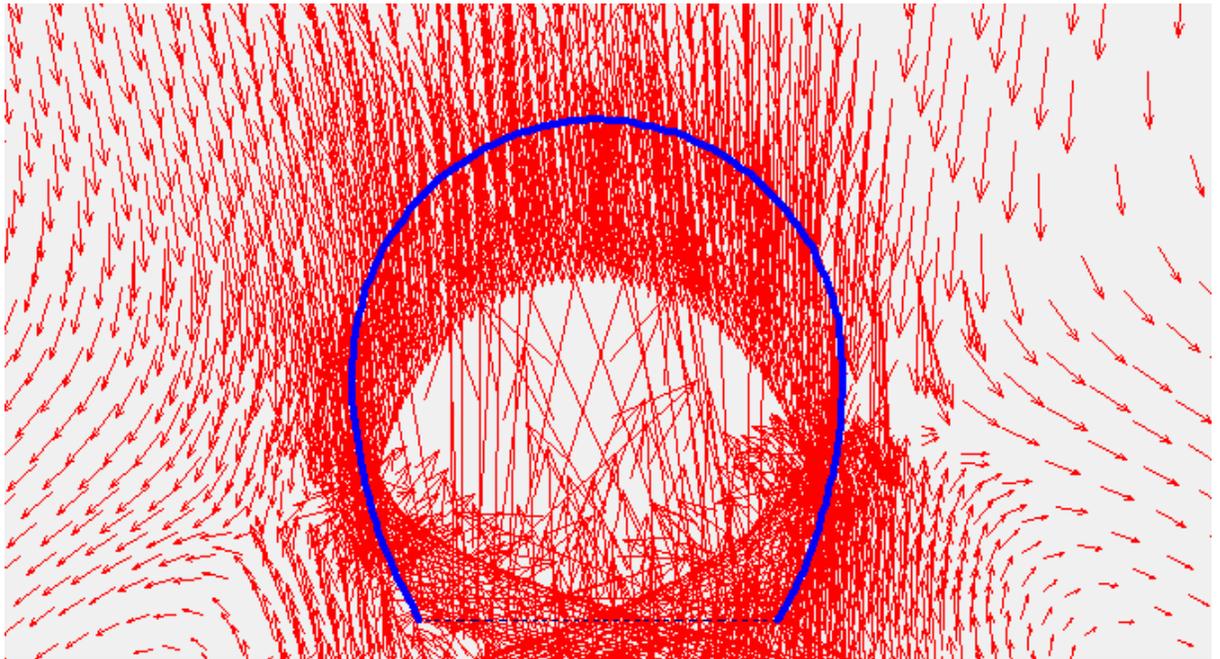


Abb. 8.16 Gesamtverschiebung

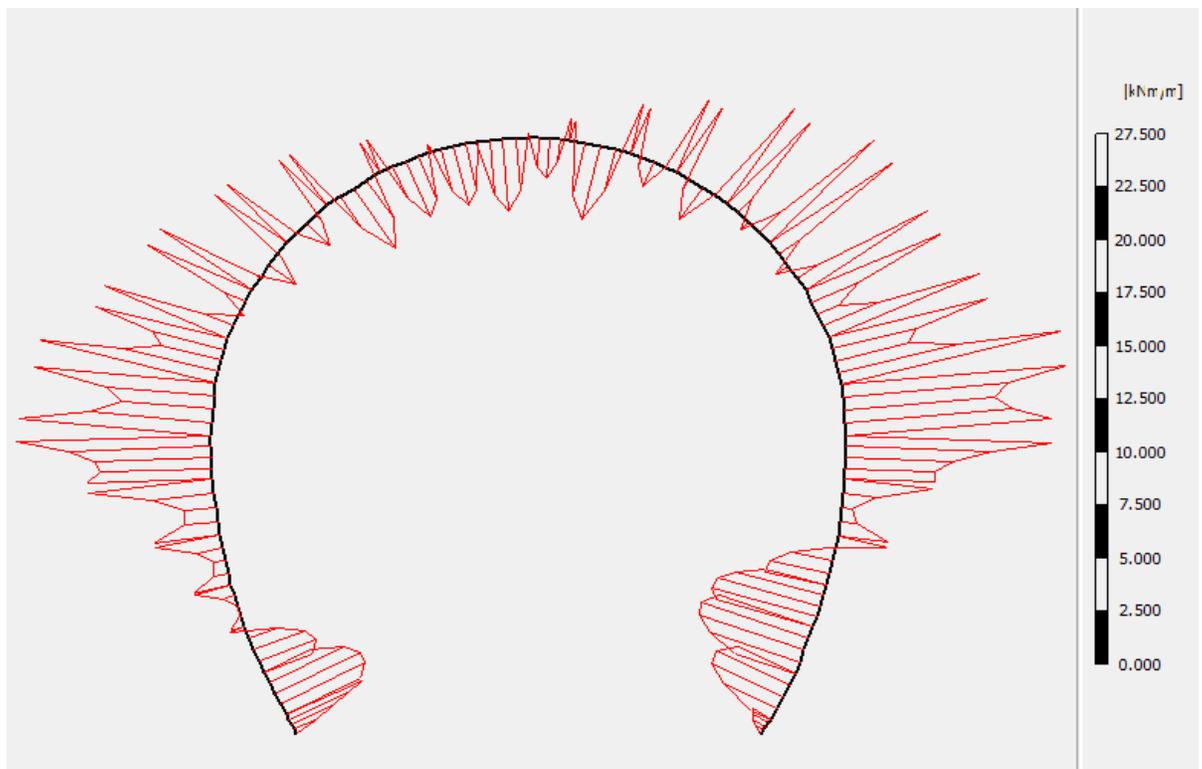


Abb. 8.17 Biegemomentenverlauf in Spritzbetonschicht

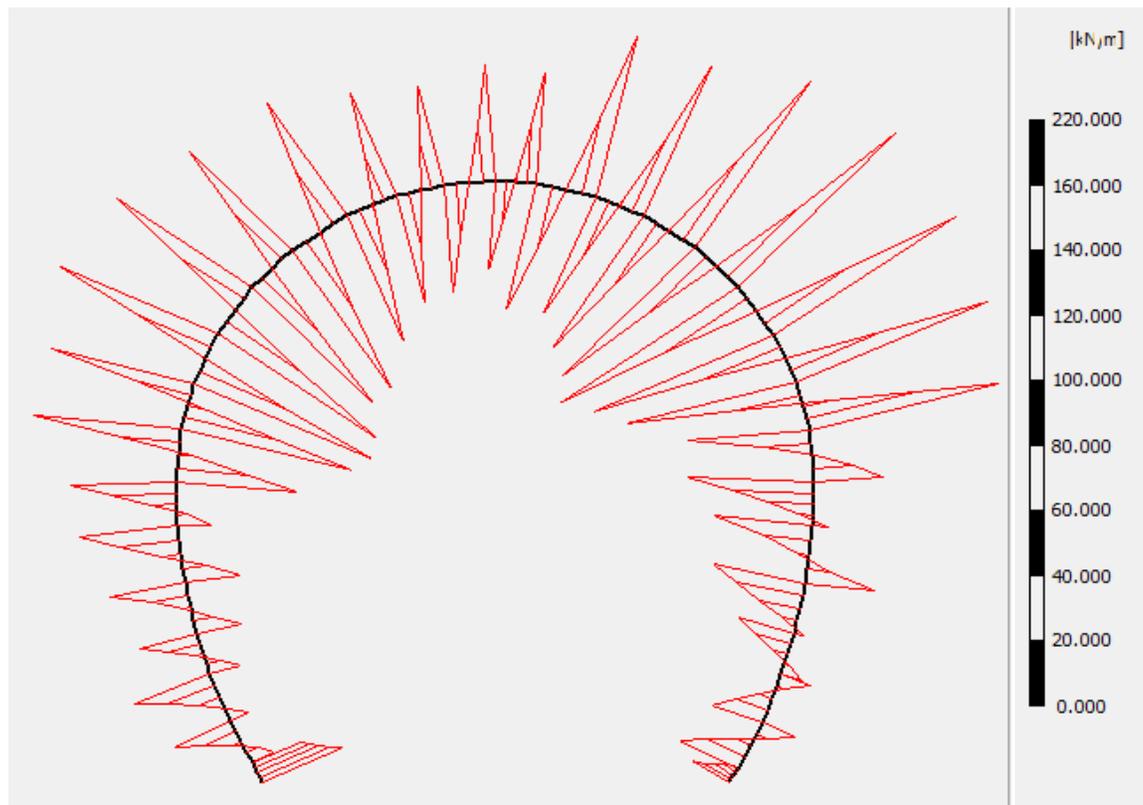


Abb. 8.18 Querkraftverlauf

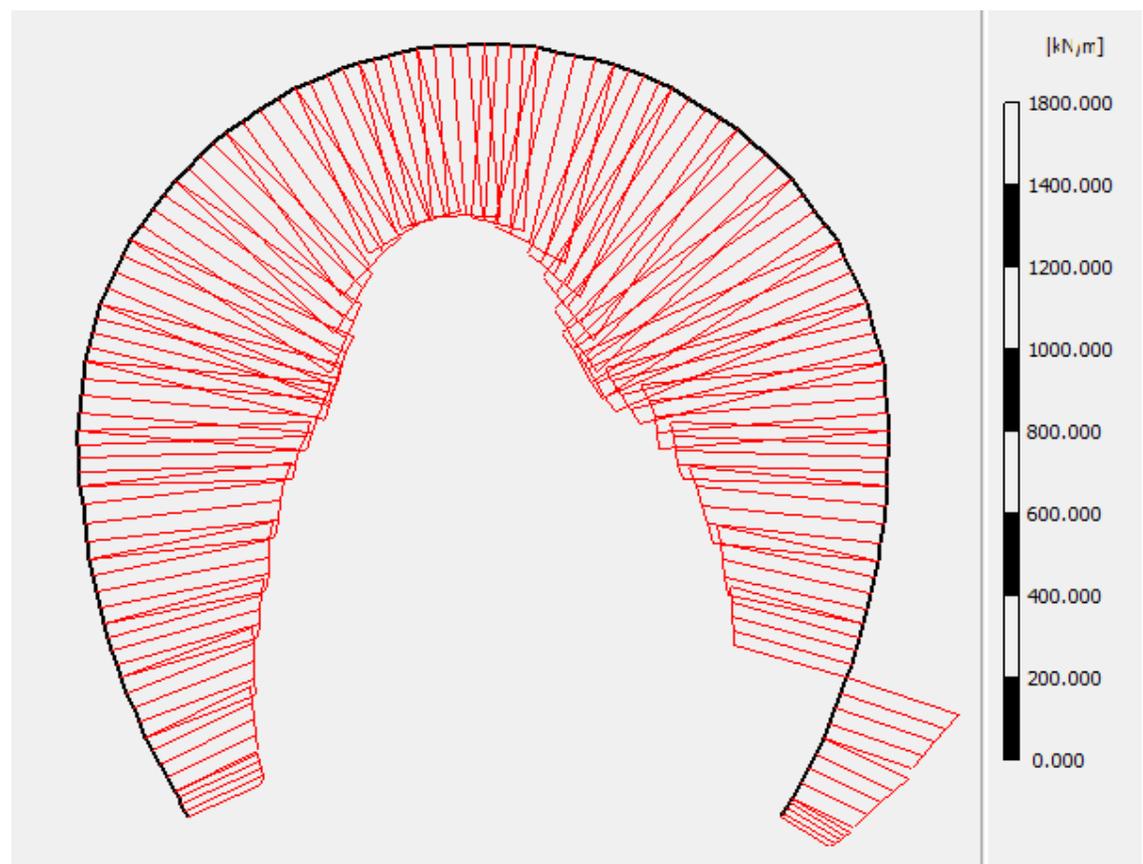


Abb. 8.19 Normalkraftverlauf

In der folgenden Tabelle sind die maximalen Werte aus dem Programm dargestellt:

Tabelle 8.4

Gesamtspannung	$-2,17 \cdot 10^3$	kN/m^2
Reduzierte Spannung	891,4	kN/m^2
Biegemomente	9,56	kNm
Querkraft	66,02	kN
Normalkraft	-672,16	kN

➤ **f=5 mit 0,04m Spritzbetonschicht und Friktionsanker**

Die lichte Breite und lichte Höhe des Tunnels betragen 4,3m. Die Stützkonstruktion des Modells ist **0,04 m aus Spritzbeton und Friktionsanker**.

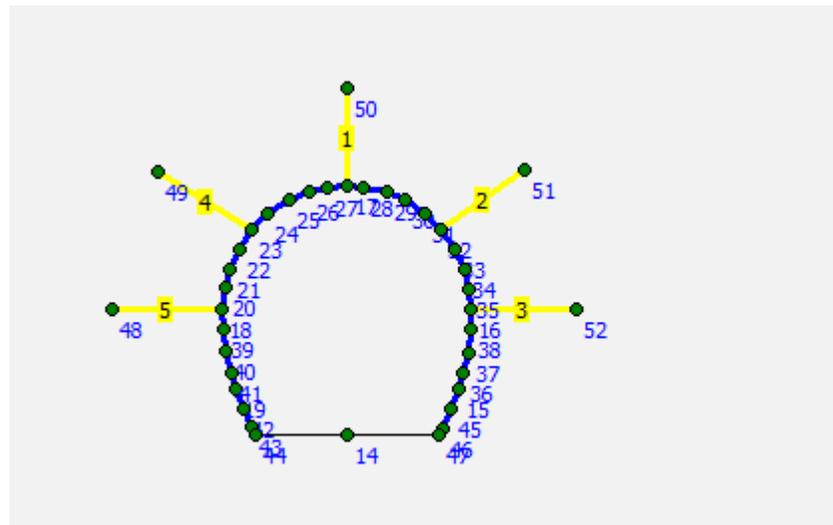


Abb. 8.20 Geometrisches Modell

Die Bodeneigenschaften sind in der folgenden Tabelle 8.5 dargestellt.

Tabelle 8.5 Bodeneigenschaften

Kenngrößen	Bezeichnung	Boden	Einheit
Boden - Modell	Modell	MC	-
Art des Bodens	f=5	dränirt	-
Trockengewicht des Bodens	γ_{unsat}	26,0	kN/m ³
Nasses Gewicht des Bodens	γ_{sat}	26,0	kN/m ³
Horizontale Durchlässigkeit	k_x	0,00	m/Tag
Vertikale Durchlässigkeit	k_y	0,00	m/Tag
Elastizitätsmodul	E_{ref}	700000	kN/m ²
Poissonzahl	ν	0,30	-
Kohäsion	c_{ref}	100	kN/m ²
Reibungswinkel	φ	36	°
Reduktionsfaktor	R_1	1	-

Tabelle 8.6 Eigenschaften der Auskleidung

Kenngrößen	Bezeichnung	Wert	Einheit
Art der Auskleidung	Spritzbeton	Elastisch	-
Normalsteifigkeit	EA	$1,0 \cdot 10^6$	kN
Biegesteifigkeit	EI	208,0	kN · m ²
Dicke	d	0,04	m
Gewicht	w	1,2	-
Poissonzahl	ν	0,22	-

Tabelle 8.7 Eigenschaften des Ankers

Kenngrößen	Bezeichnung	Wert	Einheit
Anker	Friktionsanker	Elastisch	-
Normalsteifigkeit	EA	16	kN
Max. Kraft	$F_{max,comp}$	$1 \cdot 10^{15}$	kN

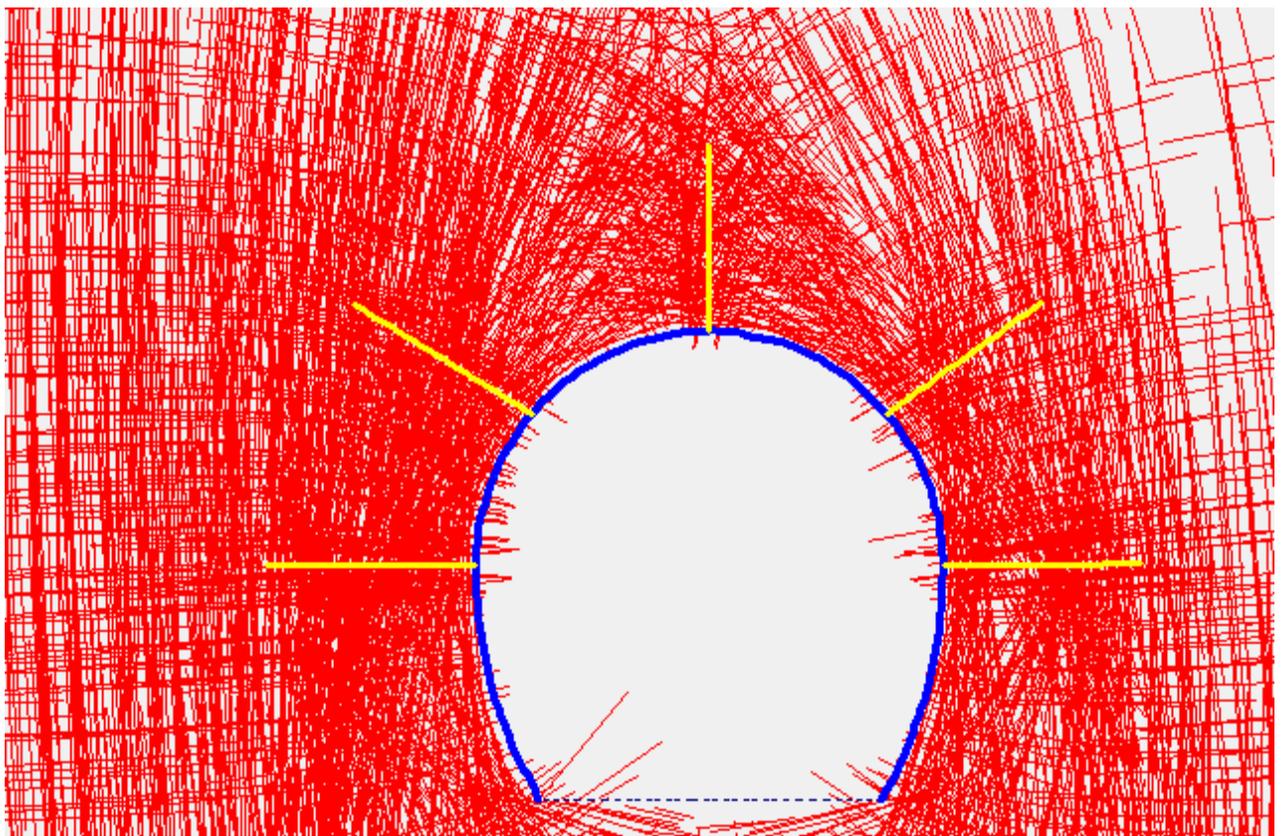


Abb. 8.21 Gesamtspannung – Direktion

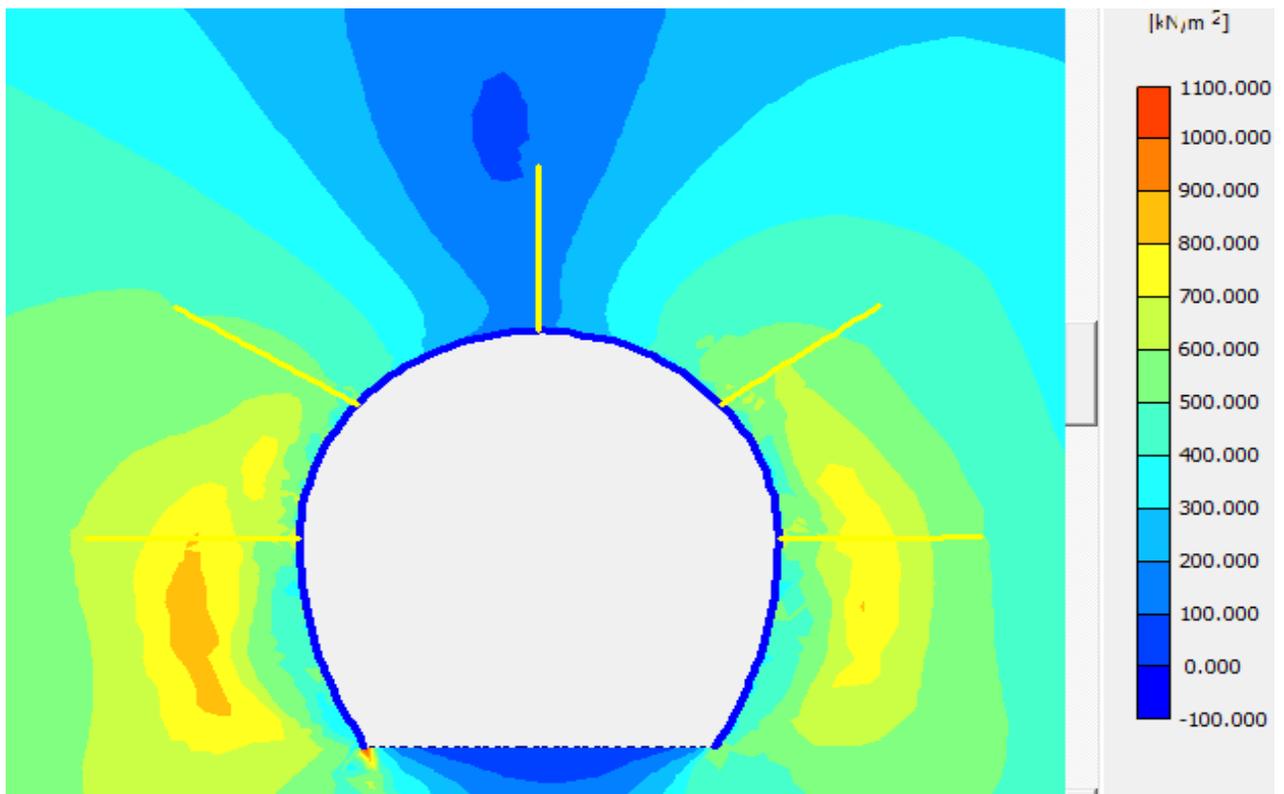


Abb. 8.22 Reduzierte Spannung

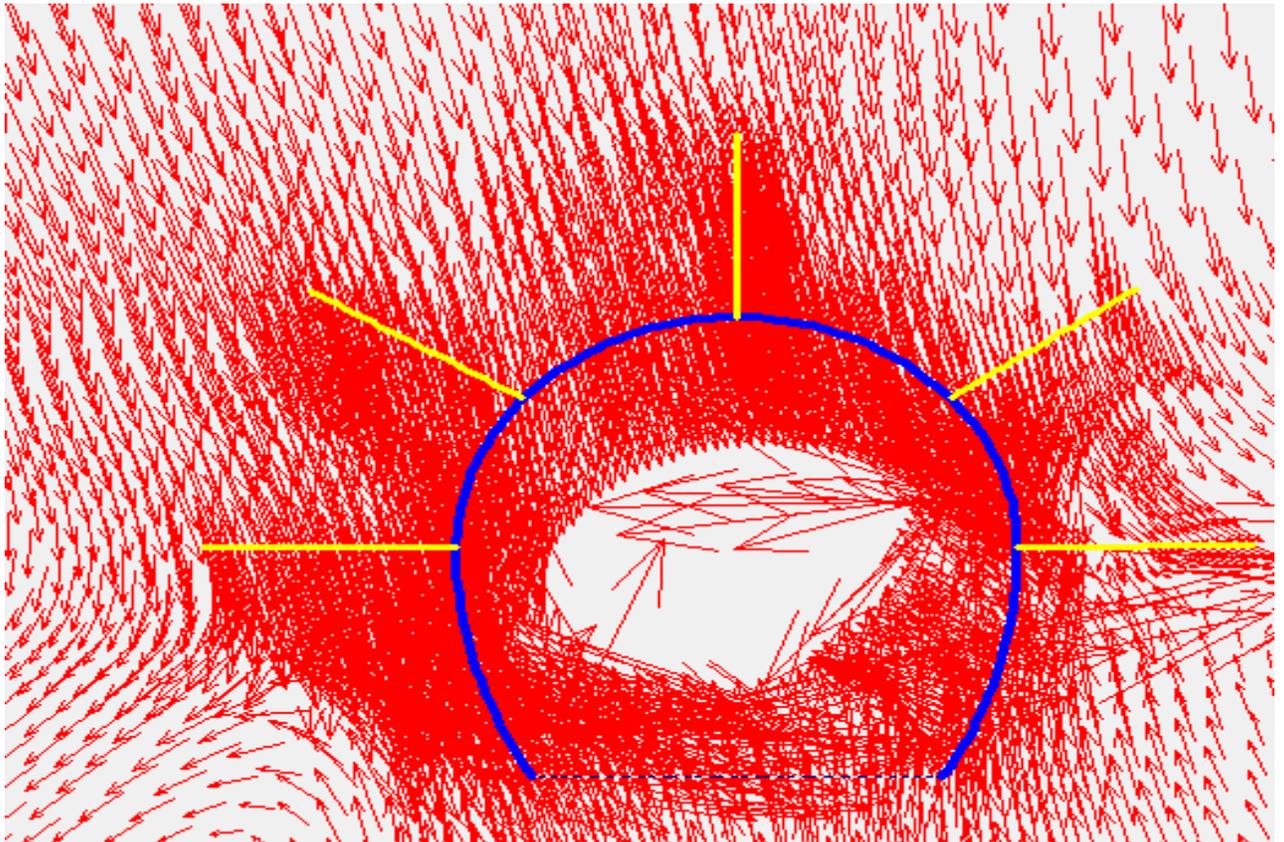


Abb. 8.23 Gesamtverschiebung

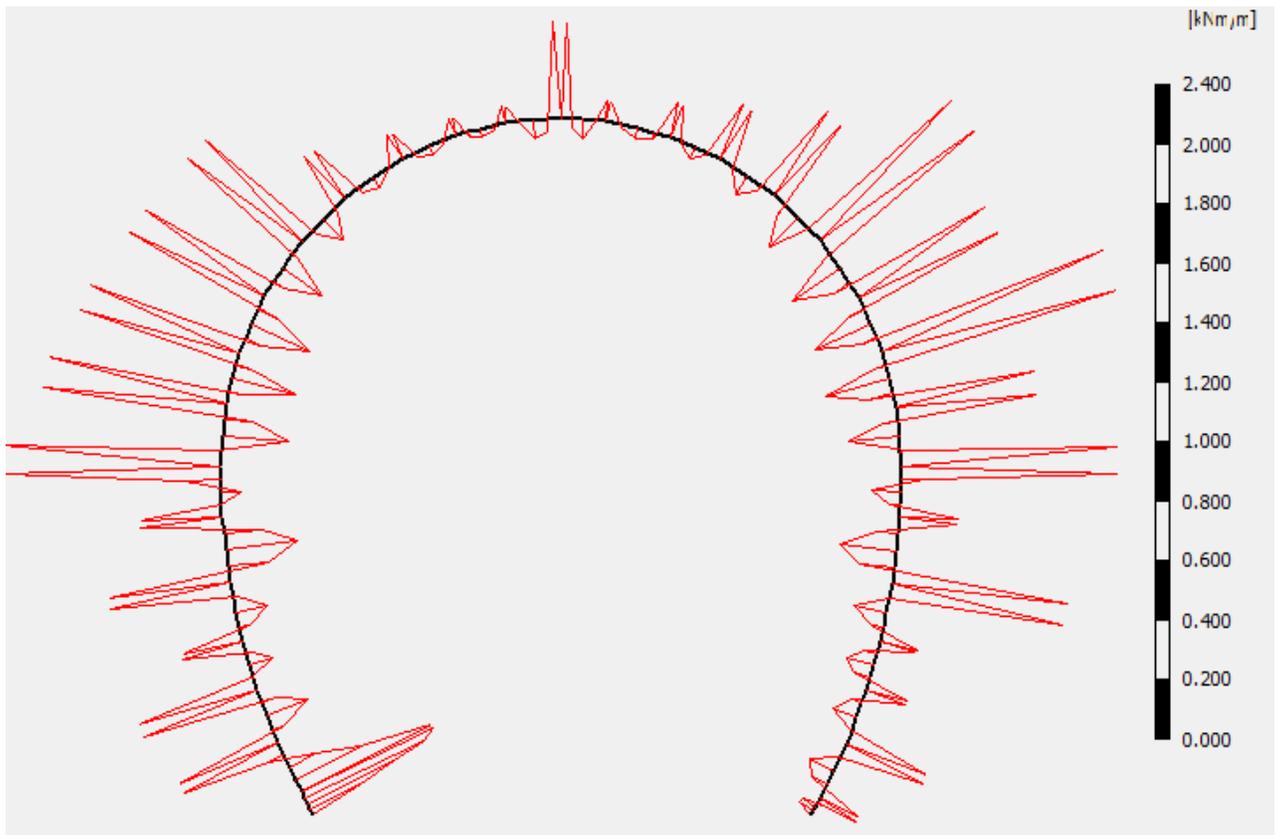


Abb. 8.24 Biegemomentenverlauf im Spritzbetonschicht

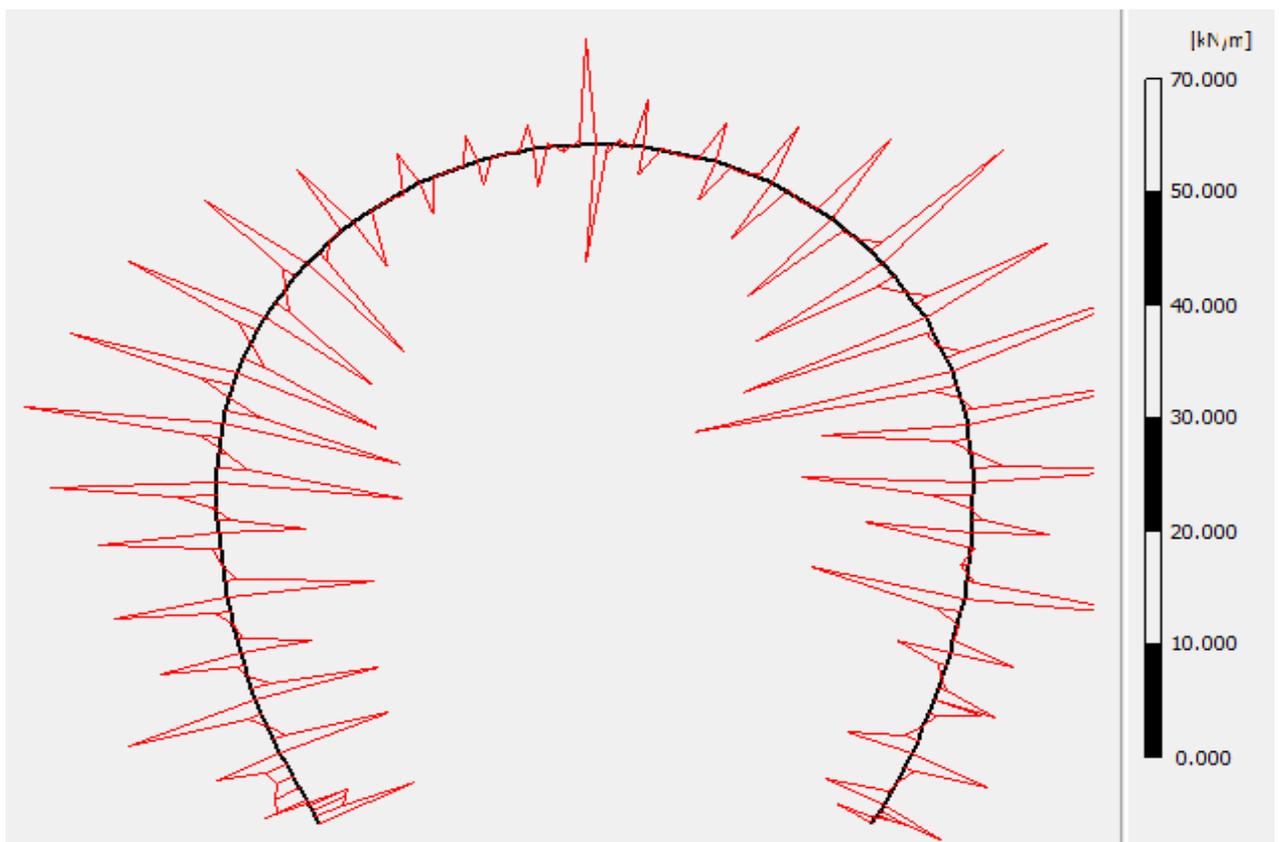


Abb. 8.25 Querkraftverlauf

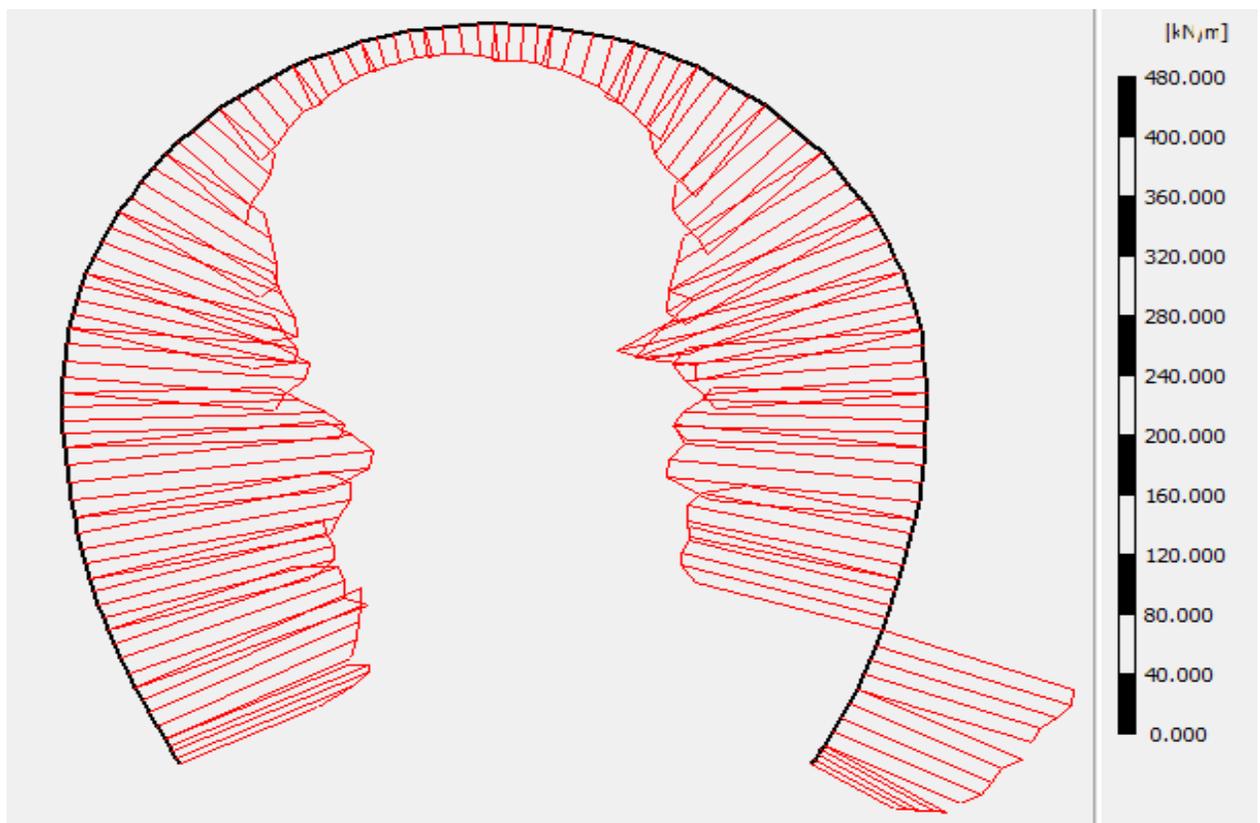


Abb. 8.26 Normalkraftverlauf

In der folgenden Tabelle sind die maximalen Werte aus dem Programm dargestellt:

Tabelle 8.8

Gesamtspannung	$-1,80 \cdot 10^3$	kN/m ²
Reduzierte Spannung	1078,00	kN/m ²
Biegemomente	$836,45 \cdot 10^{-3}$	kNm
Querkraft	-21,37	kN
Normalkraft	-176,28	kN

Die Normalkräfte des Ankers sind (von links nach rechts):

Tabelle 8.9

Normalkraft Anker 1	16,14	kN
Normalkraft Anker 2	6,16	kN
Normalkraft Anker 3	6,53	kN
Normalkraft Anker 4	8,37	kN
Normalkraft Anker 5	13,42	kN

➤ **f=7 mit 0,04cm Spritzbetonschicht**

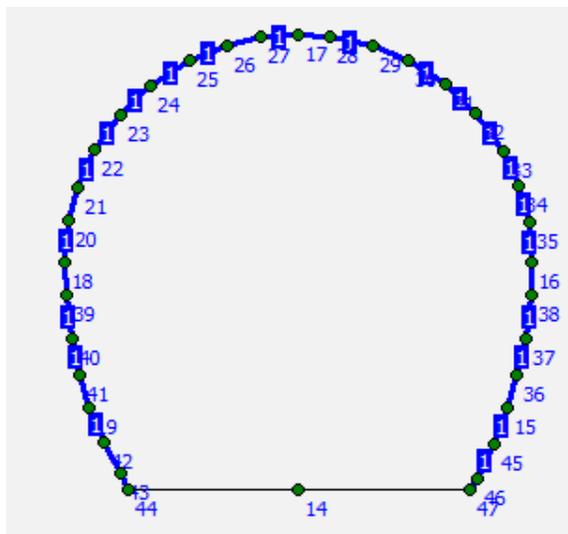


Abb. 8.27 Geometrisches Modell

Die Bodeneigenschaften werden in der folgenden Tabelle 8.10 dargestellt.

Tabelle 8.10 Bodeneigenschaften

Kenngrößen	Bezeichnung	Boden	Einheit
Boden - Modell	Modell	MC	-
Art des Bodens	f=7	dräniert	-
Trockengewicht des Bodens	γ_{unsat}	26,0	kN/m ³
Nasses Gewicht des Bodens	γ_{sat}	26,0	kN/m ³
Horizontale Durchlässigkeit	k_x	0,00	m/Tag
Vertikale Durchlässigkeit	k_y	0,00	m/Tag
Elastizitätsmodul	E_{ref}	700000	kN/m ²
Poissonzahl	ν	0,28	-
Kohäsion	c_{ref}	120	kN/m ²
Reibungswinkel	φ	38	°
Reduktionsfaktor	R_1	1	-

Tabelle 8.11 Eigenschaften der Auskleidung

Kenngrößen	Bezeichnung	Wert	Einheit
Art der Auskleidung	Spritzbeton	Elastisch	-
Normalsteifigkeit	EA	$1,0 \cdot 10^6$	kN
Biegesteifigkeit	EI	7031,0	kN.m ²
Dicke	d	0,04	m
Gewicht	w	1,2	-
Poissonzahl	ν	0,22	-

Im Folgenden werden die Abbildungen des Modells dargestellt, die das Programm Plaxis nach der Durchführung der Berechnungen erzeugt.

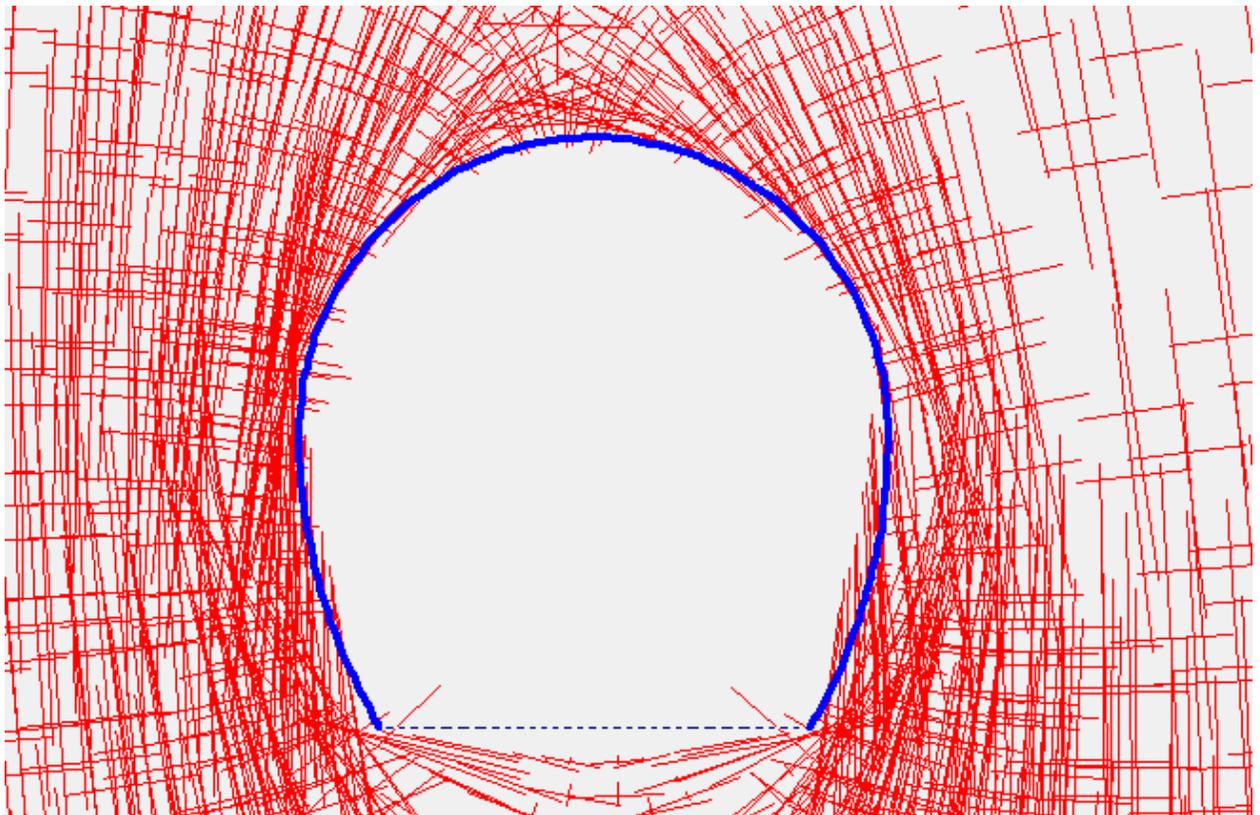


Abb. 8.28 Gesamtspannung

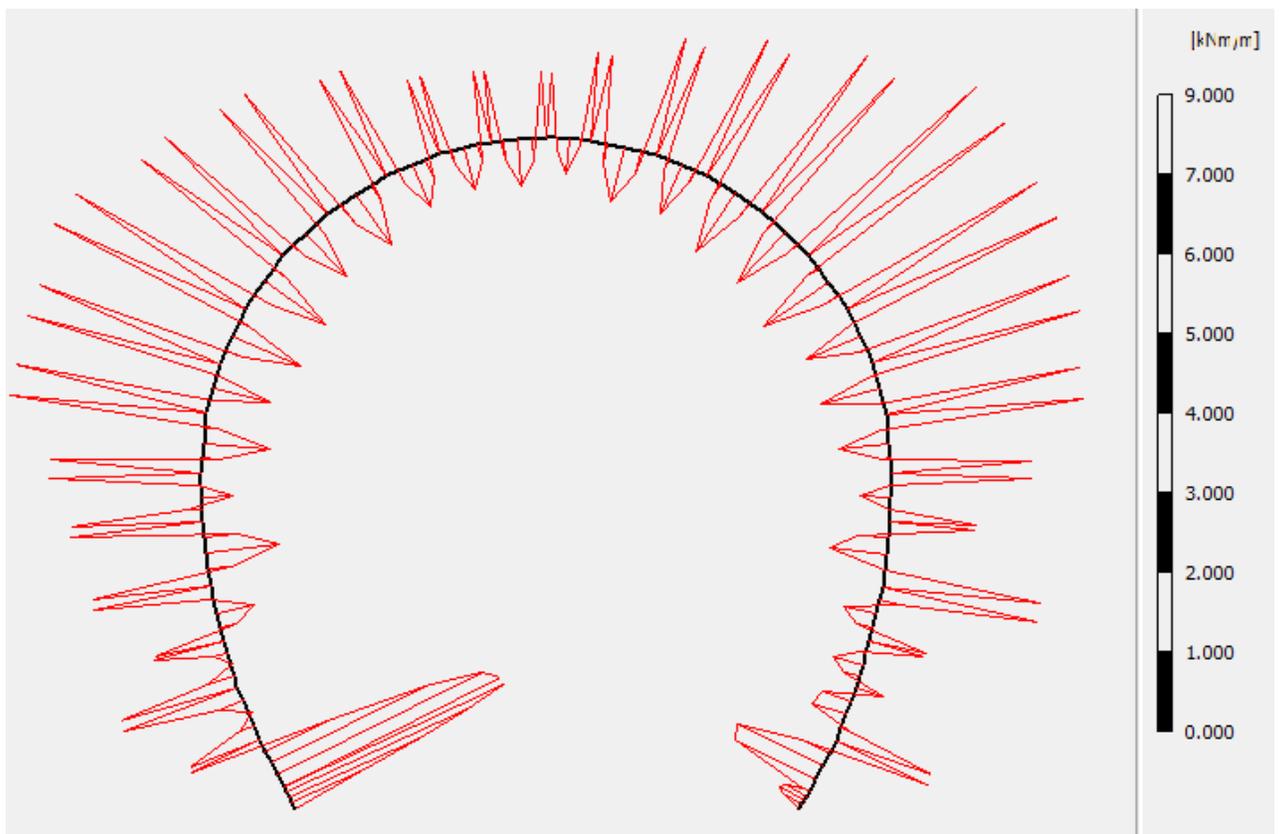


Abb. 8.29 Biegemomentenverlauf in Spritzbetonschicht

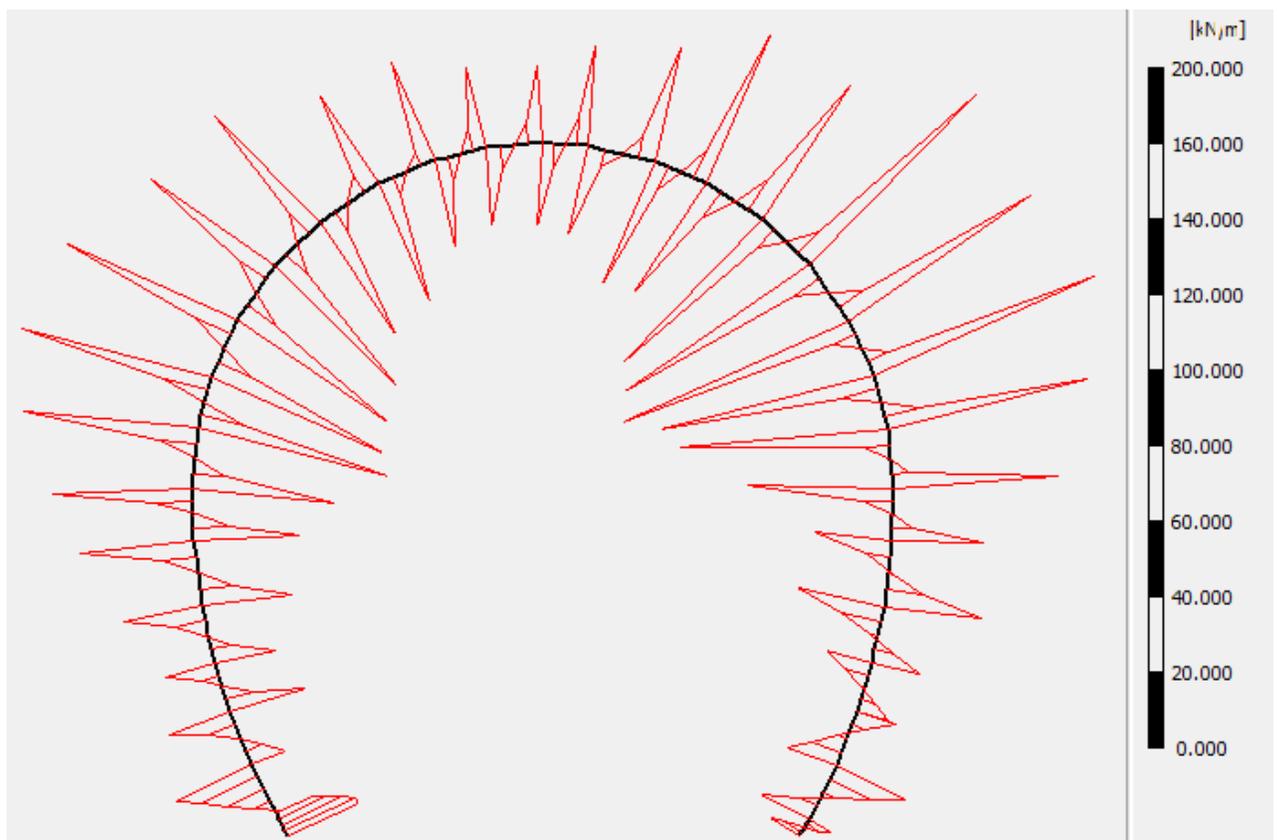


Abb. 8.30 Querkräfteverlauf

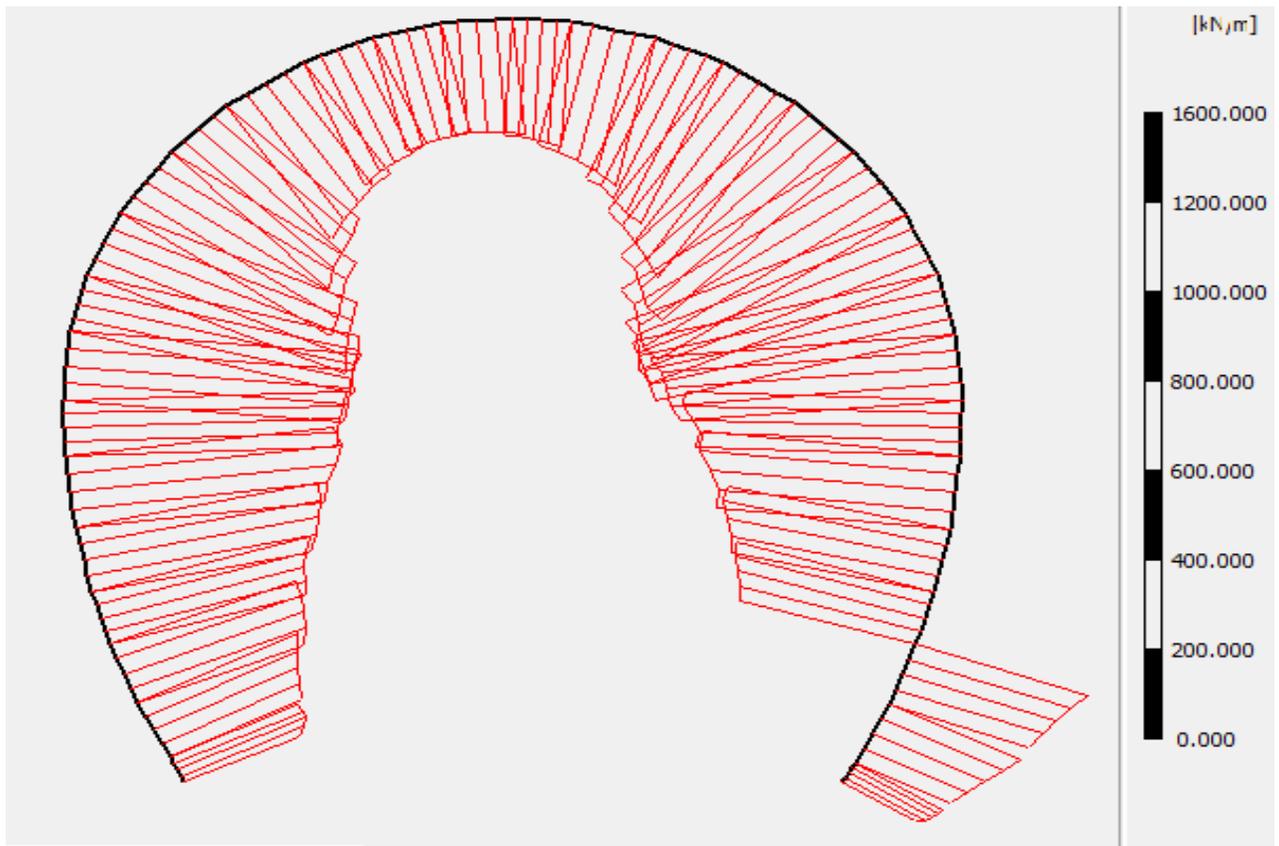


Abb. 8.31 Normalkräfteverlauf

In der folgenden Tabelle sind die maximalen Werte aus dem Programm dargestellt:

Tabelle 8.12

Gesamtspannung	$-2,86 \cdot 10^3$	kN/m^2
Reduzierte Spannung	954,90	kN/m^2
Biegemomente	-3,01	kNm
Querkraft	-64,30	kN
Normalkraft	-605,27	kN

9. Bohr- und Sprengarbeiten - Typ IV

Für die regelmäßige Durchführung des Bohr- und Sprengvortriebes ist das Programm für Bohr- und Sprengarbeiten zu erstellen. Der Inhalt des Ausweises muss den Anforderungen der „Ordnung für die Arbeitssicherheit bei den Sprengarbeiten“ entsprechen. Der Ausweis ist von dem Leiter der Bauarbeiten /Technischer Leiter/ anzufertigen und wird auf Grund den in diesem Kapitel betrachtetem Ausweis beständig. Der Ausweis für die Bohr- und Sprengarbeiten ist durch die Berechnung der Werte der wichtigsten Merkmale erstellt worden. Die Berechnungen sind auf Festigkeit $f=2$; $f=5$ und $f=7$ /nach Protodjakonov/ durchgeführt worden. Wir wählen Sprengstoff „Ammonit E“.

Angaben für Sprengstoffe „Ammonit E“:

• Leistungsfähigkeit, cm^3	340
• Brisanz, mm	14
• Dichte in den Patronen, kg/m^3	980-1080
• Detonationswelle, cm	4
• Detonationsgeschwindigkeit, m/sek	3600

Größe der Sprengstoffpatrone:

Länge – $l = 200$ mm

Durchmesser - $d = 28$ mm

Gewicht – $g = 0,150$ kg

9.1 Bestimmung der Parameter von Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit $f=2$

➤ Relativer Sprengstoffbedarf

- q und Q – Werte des Sprengstoffbedarfs für 1 m^3 herausgebrochene Gesteinsmasse und für eine Sprengung (Abschlag)

- R - Leistungsfähigkeit des Sprengstoffes, cm^3

- $\chi_1 = 1,0$ - Koeffizient der Anzahl der freien Oberfläche

- $\chi_2 = 0,85$ - Koeffizient, der von der Tiefe des Loches abhängig ist- errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 49

- $q = 1,20$ - spezifischer Sprengstoffbedarf – errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 50

- $F = 20,45m^2$ - Ausbruchfläche
- l - Länge einer Sprengung (Abschlag)
- η - Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher - errechnet nach Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 149, Tabelle 48

$$q = \frac{280}{R} \cdot \chi_1 \cdot \chi_2 \cdot q = \frac{280}{340} \cdot 1,0 \cdot 85 \cdot 1,20 = 0,84kg / m^3$$

➤ **Sprengstoffmenge für einen Meter des Loches**

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{Patron}^2 \cdot \rho \cdot \eta$$

$$d_{Patron} = 28mm = 0,028m;$$

$$\rho = 1,00g / cm^3 = 1000kg / m^3 - \text{Dichte des Sprengstoffes}$$

$$\eta_o = 0,90 \div 0,95 - \text{Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher}$$

$$\eta = 0,95$$

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{Patron}^2 \cdot \rho \cdot \eta = \frac{3,14}{4} \cdot 0,028^2 \cdot 1000 \cdot 0,95 = 0,59kg / m'$$

➤ **Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag**

$$Q_{Abschlag} = q \cdot F \cdot l_{Abschlag} = 0,84 \cdot 20,45 \cdot 2,00 = 34,36kg$$

➤ **Anzahl der Sprenglöcher**

$$N = \frac{q \cdot F}{q_o} = \frac{0,84 \cdot 20,42}{0,59} = 29,12 \rightarrow N = 30 \text{ Sprenglöcher benötigt}$$

Der Durchmesser des Sprengloches ist $D = 40mm$

➤ **Länge des Sprengloches**

$$l \leq \xi \cdot a_{\min}$$

a_{\min} – minimale Breite des notwendigen Aushubs

$$l \leq 0,5 \cdot 4,9$$

$$l \leq 2,45m \rightarrow \text{Annahme } l = 2,2m$$

➤ **Gesamte Länge der Sprenglöcher**

$$L_{gesamt} = l \cdot N = 2,2 \cdot 30 = 66,00m$$

Es ist Paralleleinbruch, genauer Staffeleinbruch gewählt. Die Bohrungen werden parallel zueinander in die Ortsbrust gemacht. Sie haben eine einfache Geometrie. Zuerst erfolgt die Sprengung des Herzbereiches, dann des Helfer- und anschließend des Kranzbereiches. Die Sprengungen erfolgen im Millisekundenabstand.

➤ Volumen des Ausbruchmaterials für einen Abschlag

$$V = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \text{ m}^3$$

$$V = 20,45.2 = 40,90 \text{ m}^3$$

F – Ausbruchfläche

➤ Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten

$$P_{sp} = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} \text{ m/h}$$

$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4$ - Ausnutzungskoeffizient der Arbeitszeit

$n_1 = 0,75$ - für schwierige Locher

$n_2 = 1,1$ - für $l_{\text{Abschlag}} = 2\text{m}$ (Abgelesen von Tabelle 9.1)

Tabelle 9.1

$l_0[\text{m}]$	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
n_2	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.20

n_3 - abhängig vom Material der Bohrkronen

$n_3 = 1,15 \div 1,20$ - für Bohrkronen aus speziellem Stahl

$n_3 = 1,0$ - für Bohrkronen aus Kohlenstahl

$n_3 = 1,0$

$n_4 = 1,8$ - abhängig von der Zahl der Löcher. Der Bohrwagen ist zweiarmig.

$$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 = 0,75 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,8 = 1,485$$

$T_0 = 2,5 \text{ min} / \text{m}^3$ - Zeit für Bohrung eines Loches

$$T_H = (0,10 \div 0,15) \cdot T_0$$

$$T_H = 0,15 \cdot 2,5 = 0,38 \text{ min} / \text{m}^3 - \text{Hilfszeit}$$

$$P_{sp} = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} = \frac{60 \cdot 1,485}{2,5 + 0,38} = 30,94 \text{ m/h}$$

➤ **Zeitdauer der Bohrarbeiten**

$$T_1 = \frac{L}{N \cdot n \cdot \varphi_1 \cdot P_n}$$

$N = 2$ - zweiarmige Bohrwagen

n - Koeffizient der gleichzeitigen Arbeit mit beiden Bohrräumen

$n = 1,8$

$\varphi_1 = 0,8 \div 0,85$ - Koeffizient für die Anwendung des Bohrwagens zur Zeit

Annahme: $\varphi_1 = 0,8$

$$T_1 = \frac{66,00}{2 \cdot 0,1,8 \cdot 0,8 \cdot 30,94} = 0,74\text{h} = 44,44\text{min}$$

$$l_{\text{spec}} = \frac{L}{F \cdot L_{\text{Abschlag}}} = \frac{66,00}{20,45 \cdot 2} = 1,61\text{m}' / \text{m}^3 \text{ - spezifische Länge des Sprengloches}$$

Ausweis der Bohr- und Sprengarbeiten für f=2

№	Bezeichnung	Maßeinheit	Größe
1	Ausbruchfläche F	m ²	20,45
2	Anzahl der Sprenglöcher N	St.	30
3	Art des Sprengstoffes	-	AMMONIT
			E
4	Durchmesser der Sprenglöcher	mm	40
5	Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher	-	0,95
6	Relativer Sprengstoffbedarf q	kg/m ³	0,84
7	Länge der Sprenglöcher l	m	2,2
8	Sprengstoffbedarf für 1 m ³ - q ₀	kg/m ³	0,59
9	Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag - Q	kg	34,36
10	Gesamte Länge der Sprenglöcher - L	m	66,00
11	Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten P	m/h	30,94
12	Volumen des Ausbruchmaterials für einen Abschlag	m ³	40,90
13	Spezifische Länge des Sprengloches	m ³ /m ³	1,61

9.2 Bestimmung der Parameter von Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit $f=5$

➤ Relativer Sprengstoffbedarf

- q und Q – Werte des Sprengstoffbedarfs für 1 m^3 herausgebrochene Gesteinsmasse und für eine Sprengung (Abschlag)
- R - Leistungsfähigkeit des Sprengstoffes, cm^3
- $\chi_1 = 1,0$ - Koeffizient der Anzahl der freien Oberfläche
- $\chi_2 = 0,85$ - Koeffizient, der von der Tiefe des Loches abhängig ist- errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 49
- $q = 1,75$ - spezifischer Sprengstoffbedarf –errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 50
- $F = 19,17 \text{ m}^2$ - Ausbruchfläche
- l - Länge einer Sprengungg (Abschlag)
- η Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher - errechnet nach Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 149, Tabelle 48

$$q = \frac{280}{R} \cdot \chi_1 \cdot \chi_2 \cdot q = \frac{280}{340} \cdot 1,0 \cdot 0,85 \cdot 1,75 = 1,225 \text{ kg} / \text{m}^3$$

➤ Sprengstoffmenge für einen Meter des Loches

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{\text{Patron}}^2 \cdot \rho \cdot \eta$$

$$d_{\text{Patron}} = 28 \text{ mm} = 0,028 \text{ m};$$

$$\rho = 1,00 \text{ g} / \text{cm}^3 = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 \text{ – Dichte des Sprengstoffes}$$

$$\eta_o = 0,85 \div 0,90 \text{ – Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher}$$

$$\eta = 0,90$$

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{\text{Patron}}^2 \cdot \rho \cdot \eta = \frac{3,14}{4} \cdot 0,028^2 \cdot 1000 \cdot 0,90 = 0,55 \text{ kg} / \text{m}'$$

➤ Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag

$$Q_{\text{Abschlag}} = q \cdot F \cdot l_{\text{Abschlag}} = 1,225 \cdot 19,17 \cdot 2,00 = 46,97 \text{ kg}$$

➤ Anzahl der Sprenglöcher

$$N = \frac{q \cdot F}{q_o} = \frac{1,225 \cdot 19,17}{0,55} = 42,70 \rightarrow N = 43 \text{ Sprenglöcher benötigt}$$

Der Durchmesser des Sprengloches ist $D = 40 \text{ mm}$

➤ Länge des Sprengloches

$$l \leq \xi \cdot a_{\text{min}}$$

a_{min} – minimale Breite des notwendigen Aushubs

$$l \leq 0,5.4,7$$

$$l \leq 2,35m \rightarrow \text{Annahme: } l = 2,2m$$

➤ Gesamte Länge der Sprenglöcher

$$L_{\text{Gesamt}} = l \cdot N = 2,2 \cdot 43 = 94,60m$$

Es ist Paralleleinbruch, genauer Staffeleinbruch gewählt. Die Bohrungen werden parallel zueinander in die Ortsbrust gebohrt. Sie haben einfache Geometrie. Zuerst erfolgt die Sprengung des Herzbereiches, dann des Helfer- und anschließend des Kranzbereiches. Die Sprengungen erfolgen im Millisekundenabstand

➤ Volumen des Ausbruchmaterials für einen Abschlag

$$V_a = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \text{ m}^3$$

$$V_a = 19,17.2 = 38,34\text{m}^3$$

F – Ausbruchfläche

➤ Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten

$$P_{sp} = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} \text{ m/h}$$

$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4$ Ausnutzungskoeffizient der Arbeitszeit

$n_1 = 0,75$ - für schwierigen Locher

$n_2 = 1,1$ - für $l_{\text{Abschlag}} = 2m$ (Abgelesen von Tabelle 9.1)

n_3 - abhängig von Material der Bohrkronen

$n_3 = 1,15 \div 1,20$ - für Bohrkronen aus speziellem Stahl

$n_3 = 1,0$ - für Bohrkronen aus Kohlenstahl

$n_3 = 1,0$

$n_4 = 1,8$ - abhängig von Zahl der Löcher. Der Bohrwagen ist zweiarmig.

$$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 = 0,75 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,8 = 1,485$$

$T_0 = 2,5 \text{ min / m'}$ – Zeit für Bohrung eines Loches

$$T_H = (0,10 \div 0,15) \cdot T_0$$

$$T_H = 0,15 \cdot 2,5 = 0,38 \text{ min / m'}$$
 – Hilfszeit

$$P_{sp} = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} = \frac{60 \cdot 1,485}{2,5 + 0,38} = 30,94 \text{ m/h}$$

➤ Zeitdauer der Bohrarbeiten

$$T_1 = \frac{L}{N \cdot n \cdot \varphi_1 \cdot P}$$

N = 2 - zweiarmige Bohrwagen

n - Koeffizient der gleichzeitigen Arbeit mit beiden Bohrräumen

n = 1,8

$\varphi_1 = 0,8 \div 0,85$ - Koeffizient für die Anwendung des Bohrwagens zur Zeit

Annahme: $\varphi_1 = 0,8$

$$T_1 = \frac{94,60}{2 \cdot 0,1 \cdot 1,8 \cdot 0,8 \cdot 30,94} = 1,06\text{h} = 63,70\text{min}$$

$$l_{\text{spez}} = \frac{L}{F \cdot L_{\text{Abschlag}}} = \frac{94,60}{19,14 \cdot 2} = 2,47 \text{ m}^3 / \text{m}^3 - \text{spezifische Länge des Sprengloches}$$

Ausweis der Bohr- und Sprengvortrieb für f=5

Nº	Bezeichnung	Maßeinheit	Größe
1	Ausbruchfläche F	m ²	19,17
2	Anzahl der Sprenglöcher N	St.	43
3	Art des Sprengstoffes	-	AMMONIT
			E
4	Durchmesser der Sprenglöcher	mm	40
5	Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher	-	0,9
6	Relativer Sprengstoffbedarf q	kg/m ³	1,225
7	Länge der Sprenglöcher l	m	2,2
8	Sprengstoffbedarf für 1 m ³ - q ₀	kg/m ³	0,55
9	Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag - Q	kg	46,97
10	Gesamte Länge der Sprenglöcher - L	m	94,60
11	Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten P	m/h	30,94
12	Volumen des Ausbruchmaterials für 1 Abschlag	m ³	38,34
13	Spezifische Länge des Sprengloches	m ³ /m ³	2,47

9.3 Bestimmung der Parameter der Bohr- und Sprengarbeiten für Festigkeit $f=7$

➤ Relativer Sprengstoffbedarf

- q und Q – Werte des Sprengstoffbedarfs für 1 m^3 herausgebrochene Gesteinsmasse und für eine Sprengung (Abschlag)
- R - Leistungsfähigkeit des Sprengstoffes, cm^3
- $\chi_1 = 1,0$ - Koeffizient der Anzahl der freien Oberfläche
- $\chi_2 = 0,85$ - Koeffizient, der von der Tiefe des Löchers abhängig ist- errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 49
- $q = 2,10$ - spezifischer Sprengstoffbedarf –errechnet nach dem Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 150, Tabelle 50
- $F = 18,55 \text{m}^2$ - Ausbruchfläche
- l - Länge einer Sprengung (Abschlag)
- η - Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher - errechnet nach Lehrbuch „Hydrotechnische Tunnels“, herausgegeben 1989, L. Georgiev, Seite 149, Tabelle 48

$$q = \frac{280}{R} \cdot \chi_1 \cdot \chi_2 \cdot q = \frac{280}{340} \cdot 1,0 \cdot 0,85 \cdot 2,1 = 1,47 \text{kg} / \text{m}^3$$

➤ Sprengstoffmenge für einen Meter des Loches

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{\text{Patron}}^2 \cdot \rho \cdot \eta$$

$$d_{\text{Patron}} = 28 \text{mm} = 0,028 \text{m};$$

$$\rho = 1,00 \text{g} / \text{cm}^3 = 1000 \text{kg} / \text{m}^3 \text{ – Dichte des Sprengstoffes}$$

$$\eta_o = 0,85 \div 0,90 \text{ – Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher}$$

$$\eta = 0,85$$

$$q_o = \frac{\pi}{4} \cdot d_{\text{Patron}}^2 \cdot \rho \cdot \eta = \frac{3,14}{4} \cdot 0,028^2 \cdot 1000 \cdot 0,85 = 0,52 \text{kg} / \text{m}$$

➤ Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag

$$Q_{\text{Abschlag}} = q \cdot F \cdot l_{\text{Abschlag}} = 1,47 \cdot 18,55 \cdot 2,00 = 54,54 \text{kg}$$

➤ Anzahl der Sprenglöcher

$$N = \frac{q \cdot F}{q_o} = \frac{1,47 \cdot 18,55}{0,52} = 52,44 \rightarrow N = 53 \text{ Sprenglöcher benötigt}$$

Der Durchmesser des Sprengloches ist $D = 40 \text{mm}$

➤ Länge des Sprengloches

$$l \leq \xi \cdot a_{\text{min}}$$

a_{min} – minimale Breite des notwendigen Aushubs

$$l \leq 0,5.4,6$$

$$l \leq 2,3m \rightarrow \text{Annahme: } l = 2,3m$$

➤ **Gesamte Länge der Sprenglöcher**

$$L_{\text{Gesamt}} = L \cdot N = 2,3 \cdot 53 = 121,90m$$

Es ist Paralleleinbruch, genauer Staffeleinbruch gewählt. Die Bohrungen werden parallel zueinander in die Ortsbrust gebohrt. Sie haben einfache Geometrie. Zuerst erfolgt die Sprengung des Herzbereiches, dann des Helfer- und anschließend des Kranzbereiches. Die Sprengungen erfolgen im Millisekundenabstand

➤ **Volumen des Ausbruchmaterials für einen Abschlag**

$$V_a = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \text{ m}^3$$

$$V_a = 18,55 \cdot 2 = 37,10 \text{ m}^3$$

F- Ausbruchfläche

➤ **Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten**

$$P_{sp} = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} \text{ m/h}$$

$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4$ Ausnutzungskoeffizient der Arbeitszeit

$n_1 = 0,75$ - für schwierigen Locher

$n_2 = 1,1$ - für $l_{\text{Abschlag}} = 2m$ (Abgelesen von Tabelle 9.1)

n_3 - abhängig von Material der Bohrkronen

$n_3 = 1,15 \div 1,20$ - für Bohrkronen aus speziellem Stahl

$n_3 = 1,0$ - für Bohrkronen aus Kohlenstahl

$n_3 = 1,0$

$n_4 = 1,8$ - abhängig von Zahl der Löcher. Der Bohrwagen ist zweiarmig.

$$v = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 = 0,75 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,8 = 1,485$$

$T_o = 2,5 \text{ min / m'}$ – Zeit für Bohrung eines Loches

$$T_H = (0,10 \div 0,15) \cdot T_o$$

$$T_H = 0,15 \cdot 2,5 = 0,38 \text{ min / m'}$$
 – Hilfszeit

$$P_{sp} = \frac{60 \cdot v}{T_0 + T_H} = \frac{60 \cdot 1,485}{2,5 + 0,38} = 30,94 \text{ m/h}$$

➤ Zeitdauer der Bohrarbeiten

$$T_1 = \frac{L}{N \cdot n \cdot \varphi_1 \cdot P}$$

N = 2 - zweiarmige Bohrwagen

n - Koeffizient der gleichzeitigen Arbeit mit beiden Bohrarmen

n = 1,8

$\varphi_1 = 0,8 \div 0,85$ - Koeffizient für die Anwendung des Bohrwagens zur Zeit

Annahme: $\varphi_1 = 0,8$

$$T_1 = \frac{121,90}{2 \cdot 0,1 \cdot 1,8 \cdot 0,8 \cdot 30,94} = 1,37 \text{ h} = 82,20 \text{ min}$$

$$l_{spez} = \frac{L}{F \cdot L_{Abschlag}} = \frac{121,90}{18,55 \cdot 2} = 3,29 \text{ m}^3 / \text{m}^3 \text{ - spezifische Länge des Sprengloches}$$

Ausweis der Bohr- und Sprengarbeiten für f=7

Nº	Bezeichnung	Maßeinheit	Größe
1	Ausbruchfläche F	m ²	18,55
2	Anzahl der Sprenglöcher N	St.	53
3	Art des Sprengstoffes	-	AMMONIT
			E
4	Durchmesser der Sprenglöcher	mm	40
5	Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher	-	0,85
6	Relativer Sprengstoffbedarf q	kg/m ³	1,47
7	Länge der Sprenglöcher l	m	2,3
8	Sprengstoffbedarf für 1 m ³ - q ₀	kg/m ³	0,52
9	Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag - Q	kg	54,54
10	Gesamte Länge der Sprenglöcher - L	m	121,90
11	Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten P	m/h	30,94
12	Volumen des Ausbruchmaterials für 1 Abschlag	m ³	37,10
13	Spezifische Länge des Sprengloches	m ³ /m ³	3,29

Die nächste Tabelle 9.2 ist Zusammenfassung der Berechnungen der Bohr- und Sprengarbeiten, die errechnet wurden.

Tabelle 9.2

Koeffizient der Festigkeit von Protodjakonov f	f=2	f=5	f=7	f=2
Sprengstoff	Ammonit E	Ammonit E	Ammonit E	Ammonit E
Sprengstoffbedarf für einen Abschlag	34,36 kg	46,97 kg	54,54 kg	34,36 kg
Anzahl der Sprenglöcher	30 St.	43 St.	53 St.	30 St.
Gesamte Länge der Sprenglöcher	66,00 m	94,60 m	121,90 m	66,00 m
Zeitdauer der Bohrarbeiten	44,44 min.	63,70 min.	82,20 min.	44,44 min.
Ausbruchfläche	20,45 m ²	19,17 m ²	18,15 m ²	20,45 m ²
Volumen des Ausbruchsmaterials	40,90 m ³	38,34 m ³	37,10 m ³	40,90 m ³
Anzahl der Bohrrahmen der Maschine	2	2	2	2

10. Schuttern

Der Fortschritt des Tunnels hängt weitgehend von dem Schuttern der gesprengten Gesteinsmasse ab. Deswegen sind seine Produktivität und ihre Übereinstimmung mit den Bohr- und Sprengarbeiten sehr wichtig. Die Geräte müssen mit den Parametern des Tunnelquerprofils übereinstimmen.

10.1. Bestimmung des Volumens der gesprengten Gesteinsmasse

f_a – Auflockerungsbeiwert

Tabelle 10.1

Kategorie	I	II	III	IV	Fels
f_a	1,12	1,21	1,27	1,29-1,35	1,47

$$f_a = 1,47$$

$$\kappa = 1,15 \text{ für } f = 2; \quad \kappa = 1,16 \text{ für } f = 5; \quad \kappa = 1,17 \text{ für } f = 7$$

$$W_1 = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \cdot \kappa \cdot f_a = 20,45 \cdot 2,0 \cdot 1,15 \cdot 1,47 = 69,14 \text{ m}^3 \text{ für } f = 2$$

$$W_2 = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \cdot \kappa \cdot f_a = 19,17 \cdot 2,0 \cdot 1,16 \cdot 1,47 = 65,38 \text{ m}^3 \text{ für } f = 5$$

$$W_3 = F \cdot l_{\text{Abschlag}} \cdot \kappa \cdot f_a = 18,15 \cdot 2,0 \cdot 1,17 \cdot 1,47 = 62,43 \text{ m}^3 \text{ für } f = 7$$

10.2 Wahl der Mechanisierung

Gewählt wird wegen der Tunnelbreite, die $b > 4 \text{ m}$ beträgt, ein schienenloser Transport.

10.2.1 Schuttern mit Radlader Volvo L220F bei $f=2$

I. Variante

Für die Arbeit des Schutterns ist ein Radlader Volvo L220F gewählt. Der Radlader ist eine selbstfahrende Maschine mit einer Ladeschaufeleinrichtung. Die Maschine kann das Material durch Vorwärtsbewegen heben, transportieren und abschütten.

Die Parameter sind:

- Schaufelinhalt – 9,00 m³
- Länge – 9,05 m
- Breite - 3,17 m
- Höhe - 4,67 m (3,73 m – die Höhe der Maschine bis der Kabine)
- Geschwindigkeit – beladen – 7,0 km/h
- Geschwindigkeit – leer - 12,0 km/h

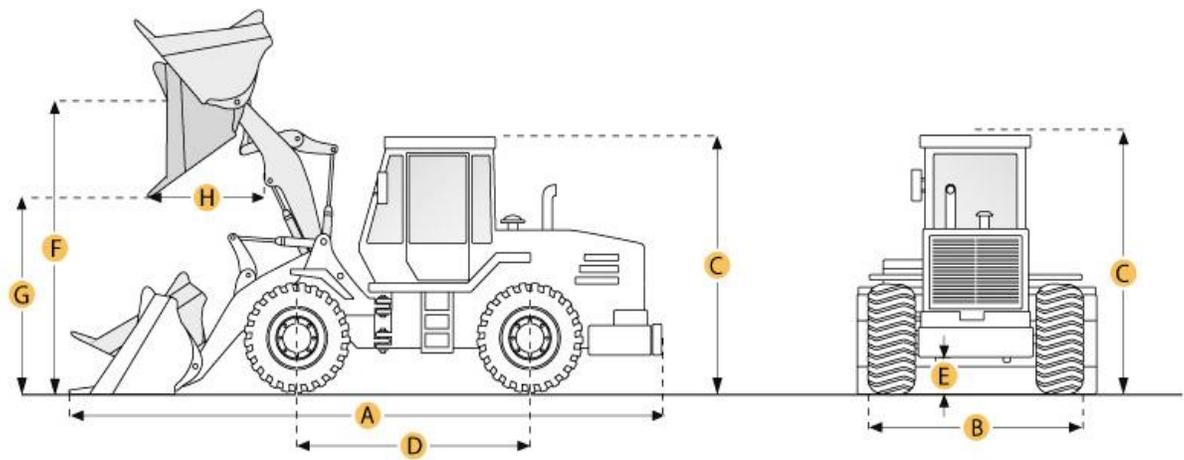


Abb 10.1 Spezifikationen des Radladers

$69,14 \text{ m}^3$ – Volumen des Ausbruchmaterials

$9,0 \text{ m}^3$ – Schaufelinhalt des Radladers $\rightarrow 69,14 / (9,0 \cdot 0,75) = 10,24 = 11$ Schaufeln

0,75 – Füllfaktor

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist $7 \text{ km/h} \rightarrow 116,67 \text{ m/min}$

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist $12 \text{ km/h} \rightarrow 200 \text{ m/min}$

$T_1 = 0,4 \text{ min}$ – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

Die Dauer des Schutterns des Aushubmaterialvolumens ist für verschiedene Abstände vom Tunnelportal errechnet.

$7 \text{ km/h} \rightarrow 50 \text{ m}$ für $25,71 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 50 \text{ m}$ für $15,02 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit- leerer Radlader

$$T_{50\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 11 = 452,54 \text{ sek} = 7,54 \text{ min}$$

$7 \text{ km/h} \rightarrow 100 \text{ m}$ für $51,43 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 100 \text{ m}$ für $30,03 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{100\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 11 = 900,46 \text{ sek} = 15,01 \text{ min}$$

$7 \text{ km/h} \rightarrow 150 \text{ m}$ für $77,14 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 150 \text{ m}$ für $45,05 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{150\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 11 = 1348,49 \text{ sek} = 22,48 \text{ min}$$

$7 \text{ km/h} \rightarrow 200 \text{ m}$ für $102,85 \text{ sek} = T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

$12 \text{ km/h} \rightarrow 200 \text{ m}$ für $60,06 \text{ sek} = T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{200\text{m}} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 11 = 1796,41 \text{ sek} = 29,94 \text{ min}$$

7km/h → 300m für 154,28sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 300m für 90,09sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{300m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 11 = 2692,47 \text{ sek} = 44,88 \text{ min}$$

7km/h → 400m für 205,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 400m für 120,12sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{400m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 11 = 3588,53 \text{ sek} = 59,81 \text{ min}$$

7km/h → 500m für 257,14sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 500m für 150,15sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{500m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 11 = 4484,59 \text{ sek} = 74,74 \text{ min}$$

Zur Verkürzung der Dauer des Schutterns können wir zwei Radlader Volvo L220F in Betrieb nehmen. Wegen ihrer Größe kann eine Nische in der Mitte des Tunnels gemacht werden, wo die Radlader aneinander vorbeifahren können. Das wird die Zeit verkürzen, aber aus wirtschaftlichem Sicht werden sich die Baukosten erhöhen.

Die Dauer des Schutterns des Aushubmaterialvolumens wird vom Tunnelportal mit zwei Radladern Volvo L220F errechnet.

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 11 = 452,54 \text{ sek} = 7,54 \text{ min}$$

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 11 = 900,46 \text{ sek} = 15,01 \text{ min}$$

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 11 = 1348,49 \text{ sek} = 22,48 \text{ min}$$

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 11 = 1796,41 \text{ sek} = 29,94 \text{ min}$$

$$T_{300m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11) / 2 = ((154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 11) / 2 = 44,88 / 2 = 22,44 \text{ min}$$

$$T_{400m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11) / 2 = ((205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 11) / 2 = 59,81 / 2 = 29,91 \text{ min}$$

$$T_{500m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 11) / 2 = ((257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 11) / 2 = 74,74 / 2 = 37,37 \text{ min}$$

10.2.2 Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei $f=2$

II. Variante

Wir werden zwei Radlader Scooptram ST710 benutzen.

Im Tunnel können zwei Radlader aufgrund ihrer kleinen Breite aneinadner vorbeifahren.

Die Parameter sind:

- Schaufelinhalt – 3,40 m³
- Länge– 8,83 m
- Breite - 2,04 m
- Höhe 4,38 m (2,11 m – die Höhe der Maschine bis der Kabine)
- Geschwindigkeit – beladen - 5,0 km/h
- Geschwindigkeit – leere - 8,9 km/h

*Standard equipped vehicle with empty bucket

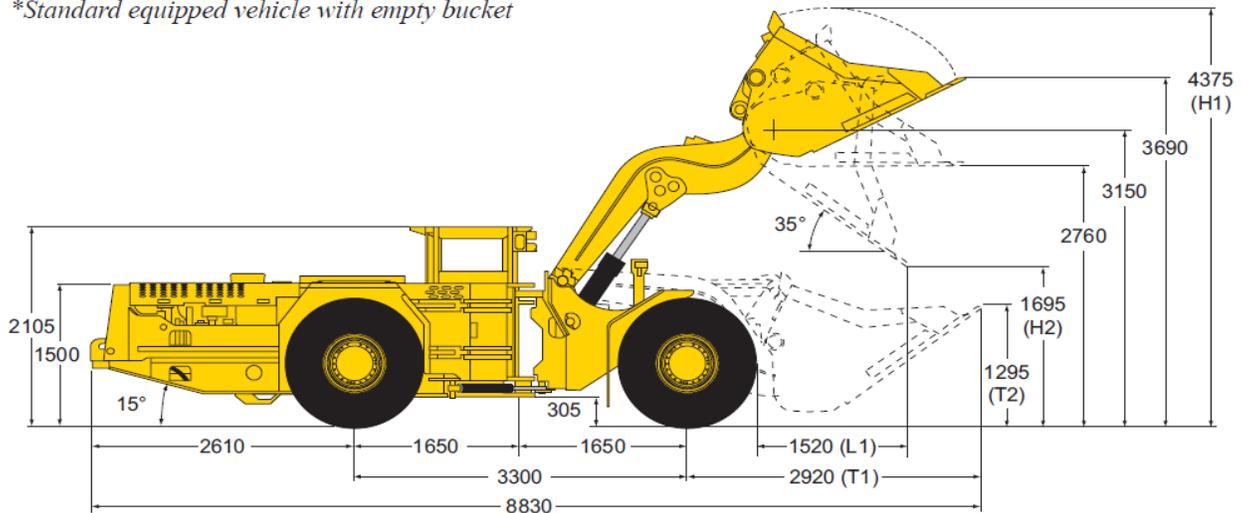


Abb. 10.2 Spezifikationen des Radladers

69,14 m³ – Volumen des Ausbruchmaterials

3,4m³ – Schaufelinhalt des Radladers → 69,14 / (3,4,0,75) = 27,11 = 28 Schaufeln → für zwei Radlader folgt
⇒ 14 Schaufeln für eine Maschine

0,75-Füllfaktor

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist 5km / h → 83,33m / min

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist 8,9km / h → 148,33m / min

T₁ = 0,5 min – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

5km/h → 50m für 35,97sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 50m für 20,24sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit- leerer Radlader

T_{50m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(35,97+20,24+0,5).14=793,94sek=13,23min

5km/h → 100m für 71,94sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 100m für 40,49sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit-leerer Radlader

T_{100m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(71,94+40,49+0,5).14=1581,02sek=26,35min

5km/h → 150m für 107,91sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 150m für 60,43sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit-leerer Radlader

T_{150m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(107,91+60,43+0,5).14=2363,76sek=39,40min

5km/h → 200m für 143,88sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 200m für 80,97sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit-leerer Radlader

T_{200m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(143,88+80,97+0,5).14=3154,90sek=52,58min

5km/h → 300m für 215,83sek=T_{Rückfahrzeit} -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 300m für 121,46sek=T_{Anfahrzeit} -Anfahrzeit-leerer Radlader

T_{300m}=(T_{Rückfahrzeit} +T_{Anfahrzeit} +T₁).14=(215,83+121,46+0,5).14=4729,06sek=78,82min

5km/h → 400m für 287,77sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 400m für 161,94sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit- leerer Radlader

$$T_{400m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 14 = (287,77 + 161,94 + 0,5) \cdot 14 = 6302,94 \text{sek} = 105,05 \text{min}$$

5km/h → 500m für 359,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 500m für 202,43sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit- leerer Radlader

$$T_{500m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 14 = (359,71 + 202,43 + 0,5) \cdot 14 = 7876,96 \text{sek} = 131,28 \text{min}$$

10.2.3 Schuttern mit Radlader Volvo L220F für f=5

I. Variante

65,38 m^3 – Volumen des Aushubmaterials

0,75 – Füllfaktor

9,0 m^3 – Schaufelinhalt des Radladers → $65,38 / (9,0 \cdot 0,75) = 9,67 \rightarrow 10$ Schaufeln

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist $7 \text{km/h} \rightarrow 116,67 \text{m/min}$

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist $12 \text{km/h} \rightarrow 200 \text{m/min}$

$T_1 = 0,5 \text{min}$ – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

7km/h → 50m für 25,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 50m für 15,02sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 10 = 411,4 \text{sek} = 6,86 \text{min}$$

7km/h → 100m für 51,43sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 100m für 30,03sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 10 = 818,60 \text{sek} = 13,64 \text{min}$$

7km/h → 150m für 77,14sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 150m für 45,05sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 10 = 1225,90 \text{sek} = 20,43 \text{min}$$

7km/h → 200m für 102,85sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 200m für 60,06sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 10 = 1633,1 \text{sek} = 27,22 \text{min}$$

7km/h → 300m für 154,28sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 300m für 90,09sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{300m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 10 = 2447,70 \text{sek} = 40,80 \text{min}$$

7km/h → 400m für 205,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 400m für 120,12sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit- leerer Radlader

$$T_{400m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 10 = 3262,30 \text{sek} = 54,37 \text{min}$$

7km/h → 500m für 257,14sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 500m für 150,15sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{500m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 10 = 4076,90 \text{sek} = 67,95 \text{min}$$

Die Dauer des Schutterns des Aushubmaterials ist mit zwei Radlader Volvo L220F vom Portal errechnet:

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 10 = 411,4 \text{sek} = 6,86 \text{min}$$

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 10 = 818,60 \text{sek} = 13,64 \text{min}$$

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 10 = 1225,90 \text{sek} = 20,43 \text{min}$$

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 10 = 1633,1 \text{sek} = 27,22 \text{min}$$

$$T_{300m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 40,80 / 2 = 20,40 \text{min}$$

$$T_{400m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 54,37 / 2 = 27,19 \text{min}$$

$$T_{500m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 67,95 / 2 = 33,98 \text{min}$$

10.2.4 Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei f=5

II. Variante

65,38 m³ – Volumen des Ausbruchmaterials

3,4m³ – Schaufelinhalt des Radladers → 65,38 / (3,4 · 0,75) = 25,64 = 26 Schaufeln → für zwei Radlader folgt

⇒ 13 Schaufeln für eine Maschine

0,75 – Füllfaktor

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist 5km/h → 83,33m/min

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist 8,9km/h → 148,33m/min

$T_1 = 0,5 \text{min}$ -Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

Die Dauer des Schutterns des Ausbruchmaterials ist für verschiedene Abstände vom Portal errechnet.

5km/h → 50m für 35,97sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 50m für 20,24sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (35,97 + 20,24 + 0,5) \cdot 13 = 737,23 \text{sek} = 12,29 \text{min}$$

5km/h → 100m für 71,94sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 100m für 40,49sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (71,94 + 40,49 + 0,5) \cdot 13 = 1468,09 \text{sek} = 24,47 \text{min}$$

5km/h → 150m für 107,91sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 150m für 60,43sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (107,91 + 60,43 + 0,5) \cdot 13 = 2194,92 \text{sek} = 36,58 \text{min}$$

5km/h → 200m für 143,88sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 200m für 80,97sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (143,88 + 80,97 + 0,5) \cdot 13 = 2929,55 \text{sek} = 48,83 \text{min}$

5km/h → 300m für 215,83sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 300m für 121,46sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$T_{300m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (215,83 + 121,46 + 0,5) \cdot 13 = 4391,27 \text{sek} = 73,19 \text{min}$

5km/h → 400m für 287,77sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 400m für 161,94sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$T_{400m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (287,77 + 161,94 + 0,5) \cdot 13 = 5852,73 \text{sek} = 97,55 \text{min}$

5km/h → 500m für 359,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 500m für 202,43sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$T_{500m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 13 = (359,71 + 202,43 + 0,5) \cdot 13 = 7314,32 \text{sek} = 121,91 \text{min}$

10.2.5 Schuttern mit Radlader Volvo L220F für f=7

I. Variante

60,95 m³ – Volumen des Aushubmaterials

9,0m³ – Schaufelinhalt des Radladers → 60,95 / (9,0,0,75) = 9,03 = 10 Schaufeln

0,75 – Füllfaktor

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist 7km/h → 116,67m/min

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist 12km/h → 200m/min

$T_1 = 0,5 \text{min}$ – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

7km/h → 50m für 25,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 50m für 15,02sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 10 = 411,4 \text{sek} = 6,86 \text{min}$

7km/h → 100m für 51,43sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 100m für 30,03sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 10 = 818,60 \text{sek} = 13,64 \text{min}$

7km/h → 150m für 77,14sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 150m für 45,05sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 10 = 1225,90 \text{sek} = 20,43 \text{min}$

7km/h → 200m für 102,85sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 200m für 60,06sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 10 = 1633,1 \text{sek} = 27,22 \text{min}$

7km/h → 300m für 154,28sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 300m für 90,09sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$T_{300m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 10 = 2447,70 \text{sek} = 40,80 \text{min}$

7km/h → 400m für 205,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 400m für 120,12sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{400m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 10 = 3262,30\text{sek} = 54,37\text{min}$$

7km/h → 500m für 257,14sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

12km/h → 500m für 150,15sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{500m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 10 = 4076,90\text{sek} = 67,95\text{min}$$

Die Dauer des Schutterns des Aushubmaterials ist mit zwei Radlader Volvo L220F vom Portal errechnet:

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (25,72 + 15,02 + 0,4) \cdot 10 = 411,4\text{sek} = 6,86\text{min}$$

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (51,43 + 30,03 + 0,4) \cdot 10 = 818,60\text{sek} = 13,64\text{min}$$

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (77,14 + 45,05 + 0,4) \cdot 10 = 1225,90\text{sek} = 20,43\text{min}$$

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10 = (102,85 + 60,06 + 0,4) \cdot 10 = 1633,1\text{sek} = 27,22\text{min}$$

$$T_{300m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((154,28 + 90,09 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 40,80 / 2 = 20,40\text{min}$$

$$T_{400m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((205,71 + 120,12 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 54,37 / 2 = 27,19\text{min}$$

$$T_{500m,2\text{Radlader}} = ((T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 10) / 2 = ((257,14 + 150,15 + 0,4) \cdot 10) / 2 = 67,95 / 2 = 33,98\text{min}$$

10.2.6 Schuttern mit Radlader Scooptram ST710 bei f=7

II. Variante

60,95 m³ – Volumen des Aushubmaterials

3,4m³ – Schaufelinhalt des Radladers → 60,95 / (3,4 · 0,75) = 23,90 = 24 Schaufeln → für zwei Radlader folgt
 ⇒ 12,5 Schaufeln für eine Maschine

0,75 – Füllfaktor

Die Geschwindigkeit des beladenen Radladers ist 5km / h → 83,33m / min

Die Geschwindigkeit des leeren Radladers ist 8,9km / h → 148,33m / min

T₁ = 0,5 min – Zeit für Ladung und Entladung der Schaufel

5km/h → 50m für 35,97sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 50m für 20,24sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{50m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 12 = (35,97 + 20,24 + 0,5) \cdot 12 = 680,52\text{sek} = 11,34\text{min}$$

5km/h → 100m für 71,94sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 100m für 40,49sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{100m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 12 = (71,94 + 40,49 + 0,5) \cdot 12 = 1355,16\text{sek} = 22,59\text{min}$$

5km/h → 150m für 107,91sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 150m für 60,43sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{150m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 12 = (107,91 + 60,43 + 0,5) \cdot 12 = 2026,08\text{sek} = 33,77\text{min}$$

5km/h → 200m für 143,88sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit- beladener Radlader

8,9km/h → 200m für 80,97sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{200m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 12 = (143,88 + 80,97 + 0,5) \cdot 12 = 2704,20\text{sek} = 45,07\text{min}$$

5km/h → 300m für 215,83sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 300m für 121,46sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{300m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 12 = (215,83 + 121,46 + 0,5) \cdot 12 = 4053,48\text{sek} = 67,56\text{min}$$

5km/h → 400m für 287,77sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 400m für 161,94sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{400m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 12 = (287,77 + 161,94 + 0,5) \cdot 12 = 5402,52\text{sek} = 90,04\text{min}$$

5km/h → 500m für 359,71sek= $T_{\text{Rückfahrzeit}}$ -Rückfahrzeit-beladener Radlader

8,9km/h → 500m für 202,43sek= $T_{\text{Anfahrzeit}}$ -Anfahrzeit-leerer Radlader

$$T_{500m} = (T_{\text{Rückfahrzeit}} + T_{\text{Anfahrzeit}} + T_1) \cdot 12 = (359,71 + 202,43 + 0,5) \cdot 12 = 6751,68\text{sek} = 112,53\text{min}$$

Die folgenden Tabellen sind eine Zusammenfassung der Dauer des Schutterns, die oben errechnet wurden.

Bei f=2:

Tabelle 10.2

	I. Variante – 1 Stk. Volvo L220F			II. Variante – 2 Stk. Volvo L220F		III. Variante – 2 Stk. Scooptram ST710	
Abstand	Volumen des Ausbruchmaterials	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer
L [m]	W [m³]	n	T [min]	N	T [min]	n	T [min]
50	69,14	11	7,54	11	7,54	14	13,23
100	69,14	11	15,01	11	15,01	14	26,35
150	69,14	11	22,48	11	22,48	14	39,40
200	69,14	11	29,94	11	29,94	14	52,58
300	69,14	11	44,88	5,5	22,44	14	78,82
400	69,14	11	59,81	5,5	29,91	14	105,05
500	69,14	11	74,74	5,5	37,37	14	131,28

Bei $f=5$:

Tabelle 10.3

	I. Variante – 1 Stk. Volvo L220F			II. Variante – 2 Stk. Volvo L220F		III. Variante – 2 Stk. Scooptram ST710	
Abstand	Volumen des Ausbruchmaterials	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer
L [m]	W [m³]	n	T [min]	N	T [min]	n	T [min]
50	65,38	10	6,86	10	6,17	13	12,29
100	65,38	10	13,64	10	12,28	13	24,47
150	65,38	10	20,43	10	18,39	13	36,58
200	65,38	10	27,22	10	24,50	13	48,83
300	65,38	10	40,80	5	18,36	13	73,19
400	65,38	10	54,37	5	24,47	13	97,55
500	65,38,	10	67,95	5	30,58	13	121,91

Bei f=7:

Tabelle 10.4

	I. Variante – 1 Stk. Volvo L220F			II. Variante – 2 Stk. Volvo L220F		III. Variante – 2 Stk. Scooptram ST710	
Abstand	Volumen des Ausbruchmaterials	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer	Anzahl der Schaufeln für eine Maschine	Zeitdauer
L [m]	W [m³]	n	T [min]	N	T [min]	n	T [min]
50	62,43	10	6,86	10	6,86	12	11,34
100	62,43	10	13,64	10	13,64	12	22,59
150	62,43	10	20,43	10	20,43	12	33,77
200	62,43	10	27,22	10	27,22	12	45,07
300	62,43	10	40,80	5	20,40	12	67,56
400	62,43	10	54,37	5	27,19	12	90,04
500	62,43	10	67,95	5	33,98	12	112,53

Nach den Berechnungen entscheiden wir das Schüttern der gesprengten Gesteinsmasse mit zwei Radladern Typ Volvo L220F durchgeführt zu werden. So ist die Zeitdauer am kürzesten und die Bauzeit wird reduziert. Die beiden Maschinen können in einer Tunnelnische aneinander vorbeifahren.

10.3 Bestimmung der Dauer eines Arbeitszyklus bei $f=2$

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **50m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 44,44 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{50m} = 7,54 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{\text{Gesamt}} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 44,44 + 45 + 20 + 10 + 10 + 7,54 = 176,98 \text{ min} = 2h57 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 2h57 \text{ min} = 3h3 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=2$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 50m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	■						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min	■						
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	66,00m	44,44min	■	■					
4	Lade- und Sprengdauer	30 Stz.	45min		■	■				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min			■				
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min			■				
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min			■				
8	Dauer des Schutterns	69,14 m ³	7,54min				■			
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	3h3min					■	■	■

➤ Bestimmen des Arbeitszyklus im Abstand **100m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 44,44 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{100m} = 15,01 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 44,44 + 45 + 20 + 10 + 10 + 15,01 = 184,45 \text{ min} = 3h 5 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h 5 \text{ min} = 2h 55 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=2$

No	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 100m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	█						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min	█						
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	66,00m	44,44min		█					
4	Lade- und Sprengdauer	30 Stz.	45min			█				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				█			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					█		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						█	
8	Dauer des Schutterns	69,14 m³	15,01min							█
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h55min							█

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **150m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 44,44 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{150m} = 22,48 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{\text{Gesamt}} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 44,44 + 45 + 20 + 10 + 10 + 22,48 = 191,92 \text{ min} = 3h12 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h12 \text{ min} = 2h48 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=2$

№	Art der Bauarbeit Abstand vom Tunnelportal 150m	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
				1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	█						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		█					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	66,00m	44,44min		█					
4	Lade- und Sprengdauer	30 Stz.	45min			█				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				█			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					█		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						█	
8	Dauer des Schutterns	69,14 m ³	22,48min							█
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h48min							█

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **200m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 44,44 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{200m} = 29,94 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 44,44 + 45 + 20 + 10 + 10 + 29,94 = 199,38 \text{ min} = 3h20 \text{ min} < 6h$$

$$T_{unvorgesehenen \text{ Arbeiten}} = 6h - 3h20 = 2h40 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=2$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 200m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	■						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		■					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	66,00m	44,44min		■					
4	Lade- und Sprengdauer	30 Stz.	45min			■				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				■			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					■		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						■	
8	Dauer des Schutterns	69,14 m ³	29,94min							■
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h40min							■

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **300m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 44,44 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{300m} = 22,44 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 44,44 + 45 + 20 + 10 + 10 + 22,44 = 193,76 \text{ min} = 3h12 \text{ min} < 6h$$

$$T_{unvorgesehenen \text{ Arbeiten}} = 6h - 3h12 \text{ min} = 2h48 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=2$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 300m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	■						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min	■						
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	66,00m	44,44min	■	■					
4	Lade- und Sprengdauer	30 Stz.	45min		■	■				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min			■				
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min				■			
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min					■		
8	Dauer des Schutterns	69,14 m ³	22,44min						■	
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h48min							■

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **400m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 44,44 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{400m} = 29,91 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 44,44 + 45 + 20 + 10 + 10 + 29,91 = 199,35 \text{ min} = 3h 20 \text{ min} < 6h$$

$$T_{unvorgesesehenen \text{ Arbeiten}} = 6h - 3h 20 \text{ min} = 2h 40 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=2$

No	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 400m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	█						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		█					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	66,00m	44,44min		█					
4	Lade- und Sprengdauer	30 Stz.	45min			█				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				█			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					█		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						█	
8	Dauer des Schutterns	69,14 m ³	29,91min							█
9	Dauer der unvorgesesehenen Arbeiten	-	2h40min							█

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **500m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 44,44 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{500m} = 37,37 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 44,44 + 45 + 20 + 10 + 10 + 37,37 = 206,81 \text{ min} = 3h27 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h27 \text{ min} = 2h33 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=2$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 500m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	■						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min	■						
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	66.00m	44,44min		■					
4	Lade- und Sprengdauer	30 Stz.	45min			■				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				■			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					■		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						■	
8	Dauer des Schutterns	69.14 m ³	37,37min							■
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h33min							■

10.4 Bestimmung der Dauer eines Arbeitszyklus bei $f=5$

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **50m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 63,70 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{50m} = 6,86 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{\text{Gesamt}} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 63,70 + 45 + 20 + 10 + 10 + 6,86 = 195,56 \text{ min} = 3h16 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h16 \text{ min} = 2h44 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=5$

№	Art der Bauarbeit Abstand vom Tunnelportal 50m	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
				1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	■						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		■					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	94,60m	63,70min		■					
4	Lade- und Sprengdauer	43 Stz.	45min			■				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				■			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					■		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						■	
8	Dauer des Schutterns	65,38m ³	6,86min							■
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h44min						■	■

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **100m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 63,70 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{100m} = 13,64 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{\text{Gesamt}} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 63,70 + 45 + 20 + 10 + 10 + 13,64 = 202,34 \text{ min} = 3h 23 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h 23 \text{ min} = 2h 37 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=5$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 100m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	■						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		■					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	94,60m	63,70min		■	■				
4	Lade- und Sprengdauer	43 Stz	45min			■	■			
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				■	■		
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					■	■	
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						■	■
8	Dauer des Schutterns	65,38m ³	13,64min							■
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h37min							■

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **150m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 63,70 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{150m} = 20,43 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 63,70 + 45 + 20 + 10 + 10 + 20,43 = 209,13 \text{ min} = 3h29 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h29 \text{ min} = 2h31 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=5$

№	Art der Bauarbeit Abstand vom Tunnelportal 150m	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
				1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	█						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		█					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	94,60m	63,70min		█					
4	Lade- und Sprengdauer	43 Stz	45min			█				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				█			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					█		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						█	
8	Dauer des Schutterns	65,38m ³	20,43min							█
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h31min							█

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **200m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 63,70 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{200m} = 27,22 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 63,70 + 45 + 20 + 10 + 10 + 27,22 = 215,92 \text{ min} = 3h36 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h36 \text{ min} = 2h24 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=5$

№	Art der Bauarbeit Abstand vom Tunnelportal 200m	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
				1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	■						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		■					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	94,60m	63,70min		■					
4	Lade- und Sprengdauer	43 Stz.	45min			■				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				■			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					■		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						■	
8	Dauer des Schutterns	65,38m ³	27,22min							■
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h24min							■

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **300m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 63,70 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{300m} = 20,40 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 63,70 + 45 + 20 + 10 + 10 + 20,40 = 209,10 \text{ min} = 3h 29 \text{ min} < 6h$$

$$T_{unvorgesehenen \text{ Arbeiten}} = 6h - 3h 29 \text{ min} = 2h 31 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=5$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 300m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	█						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		█					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	94,60m	63,70min		█	█				
4	Lade- und Sprengdauer	43 Stz	45min			█	█			
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				█			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					█		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						█	
8	Dauer des Schutterns	65,38m ³	20,40min						█	
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h31min						█	█

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **400m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 63,70 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{400m} = 27,19 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{\text{Gesamt}} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 63,70 + 45 + 20 + 10 + 10 + 27,19 = 215,89 \text{ min} = 3h36 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h36 \text{ min} = 2h24 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=5$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 400m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	█						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		█					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	94,60m	63,70min		█	█				
4	Lade- und Sprengdauer	43 Stz.	45min			█	█			
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				█			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					█		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						█	
8	Dauer des Schutterns	65,38m ³	27,19min							█
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h24min							█

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **500m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 63,70 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{500m} = 33,98 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{\text{Gesamt}} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 63,70 + 45 + 20 + 10 + 10 + 33,98 = 222,68 \text{ min} = 3h43 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h43 \text{ min} = 2h17 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=5$

№	Art der Bauarbeit Abstand vom Tunnelportal 500m	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
				1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	█						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min	█						
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	94,60m	63,70min		█					
4	Lade- und Sprengdauer	43 Stz	45min			█				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				█			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					█		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						█	
8	Dauer des Schutterns	65,38m ³	33,98min							█
9	Dauer der unvorgesesehenen Arbeiten	-	2h17min							█

10.5 Bestimmung der Dauer eines Arbeitszyklus bei $f=7$

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **50m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 82,20 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{50m} = 6,86 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{\text{Gesamt}} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 82,20 + 45 + 20 + 10 + 10 + 6,86 = 214,06 \text{ min} = 3h 34 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h 34 \text{ min} = 2h 26 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=7$

№	Art der Bauarbeit Abstand vom Tunnelportal 50m	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
				1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min							
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min							
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	121,90m	82,20min							
4	Lade- und Sprengdauer	53 Stz.	45min							
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min							
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min							
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min							
8	Dauer des Schutterns	62,43m ³	6,86min							
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h 26min							

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **100m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 82,20 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{100m} = 13,64 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 82,20 + 45 + 20 + 10 + 10 + 13,64 = 220,84 \text{ min} = 3h41 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h41 \text{ min} = 2h19 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=7$

№	Art der Bauarbeit Abstand vom Tunnelportal 100m	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
				1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min							
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min							
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	121.90m	82.20min							
4	Lade- und Sprengdauer	53 Stz.	45min							
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min							
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min							
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min							
8	Dauer des Schutterns	62.43m ³	13.64min							
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h19min							

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **150m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 82,20 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Zeitdauer zum Schüttern $T_{150m} = 20,43 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 82,20 + 45 + 20 + 10 + 10 + 20,43 = 227,63 \text{ min} = 3h 48 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h 48 \text{ min} = 2h 12 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=7$

No	Art der Bauarbeit Abstand vom Tunnelportal 150m	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
				1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min							
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min							
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	121.90m	82.20min							
4	Lade- und Sprengdauer	53 Stz.	45min							
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min							
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min							
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min							
8	Dauer des Schütterns	62.43m ³	20.43min							
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h12min							

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **200m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 82,20 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{200m} = 27,22 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 82,20 + 45 + 20 + 10 + 10 + 27,22 = 234,42 \text{ min} = 3h55 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h55 \text{ min} = 2h5 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=7$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 200m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	█						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		█					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	121,90m	82,20min		█	█				
4	Lade- und Sprengdauer	53 Stz.	45min			█	█			
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				█			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					█		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						█	
8	Dauer des Schutterns	62,43m ³	27,22min							█
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h5min							█

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **300m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 82,20 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{300m} = 20,40 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{\text{Gesamt}} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 82,20 + 45 + 20 + 10 + 10 + 20,40 = 227,6 \text{ min} = 3h48 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h48 \text{ min} = 2h12 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=7$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 300m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	█						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		█					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	121,90m ³	82,20min		█	█				
4	Lade- und Sprengdauer	53 Stz.	45min			█	█			
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				█			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					█		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						█	
8	Dauer des Schutterns	62,43m ³	20,40min						█	
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h12min						█	█

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **400m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 82,20 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{400m} = 27,19 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{\text{Gesamt}} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 82,20 + 45 + 20 + 10 + 10 + 27,19 = 234,39 \text{ min} = 3h54 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 3h54 \text{ min} = 2h6 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=7$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 400m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min	█						
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min		█					
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	121,90m	82,20min		█	█				
4	Lade- und Sprengdauer	53 Stz.	45min			█				
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min				█			
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min					█		
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min						█	
8	Dauer des Schutterns	62,43m ³	27,19min							█
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	2h6min							█

➤ Bestimmung des Arbeitszyklus im Abstand **500m** vom Portal

- Dauer der Reinigung des Orts $T_1 = 30 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung der Bohrmaschine $T_2 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bohrung der Sprenglöcher $T_3 = 82,20 \text{ min}$
- Lade- und Sprengdauer $T_4 = 45 \text{ min}$
- Dauer der Bewetterung der Baugrube $T_5 = 20 \text{ min}$
- Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs $T_6 = 10 \text{ min}$
- Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges $T_7 = 10 \text{ min}$
- Dauer des Schutterns $T_{500m} = 33,98 \text{ min}$

Dauer für einen Arbeitszyklus pro Tag $T_{AT} = 6h$

$$T_{AT} = 6h - \text{Annahme}$$

$$T_{Gesamt} = \sum_1^8 T_i = 30 + 10 + 82,20 + 45 + 20 + 10 + 10 + 33,98 = 241,18 \text{ min} = 4h1 \text{ min} < 6h$$

$$T_{\text{unvorgesehenen Arbeiten}} = 6h - 4h1 \text{ min} = 1h59 \text{ min}$$

Bauzeitplan der Aushubarbeiten für $f=7$

№	Art der Bauarbeit	Volumen der Arbeit	Zeitdauer min	Stunden						
	Abstand vom Tunnelportal 500m			1	2	3	4	5	6	
1	Dauer der Reinigung des Orts	-	30min							
2	Dauer der Bewegung der Bohrmaschine	-	10min							
3	Dauer der Bohrung der Sprenglöcher	121.90m	82,20min							
4	Lade- und Sprengdauer	53 Stz.	45min							
5	Dauer der Bewetterung der Baugrube	-	20min							
6	Dauer der Sichtprüfung und des Einbruchs	-	10min							
7	Dauer der Bewegung des Transportfahrzeuges	-	10min							
8	Dauer des Schutterns	62.43m ³	33.98min							
9	Dauer der unvorgesehenen Arbeiten	-	1h59min							

Aus den oberen Diagrammen (Bauzeitpläne) der Aushubarbeiten ist ersichtlich, dass die Dauer des Schutterns beim Abstand 150m und 300m vom Portal fast gleich sind. Es ist so, weil die Aushubmasse nach 250m Abstand vom Eingang mit zwei Radlader transportiert wird.

11. Bauverfahrenstechnik zur Ausführung der notwendigen Bauarbeiten

Die Bauverfahrenstechnik ist ein wesentlicher Teil, der die Zeitdauer für die Baufertigstellung in einem hohen Grade bestimmt. Der Tunnelbau besteht aus zwei nacheinander folgenden Haupttätigkeiten – Baugruben- und Auskleidungsarbeiten. Die Arbeitszyklen werden nach einem regelmäßigen Zyklus (Zeitintervall) wiederholt. Der Zyklus der Baugrubenarbeiten umfasst Bohr- und Sprengarbeiten, Bewetterung, Reinigung der Baugrube von Lockergestein, Lade- und Förderarbeiten und Nebenarbeiten. Zum Zyklus der Auskleidungsarbeiten zählen noch Bewehrungsarbeiten, Transport und Montage der Verschalung und Betonarbeiten.

Der Bau beginnt mit der Trassierung und den geodätischen Arbeiten. Mit der Hilfe dieser werden die Höhen und die Koordinaten der Ausrüstung auf das Terrain übertragen. Alle geodätischen Arbeiten werden auf dem Gebiet der Anlage durchgeführt und es wird ein geodätisches Netz aufgebaut. Anschließend wird zu der unterirdischen Trassierung übergehen. Die geodätischen Arbeiten werden auch zur Umfangsbemessung der durchgeführten Bauarbeiten und zum Aufsicht während des Baus und Betriebs benutzt.

Am Bauanfang werden der Eingang und der Ausgang des Freispiegelstollens mit Portalen gestaltet und das Gesteinsmassiv wird befestigt. Zu diesem Zweck werden Anker und Spritzbeton mit einer Dicke von 10 cm eingesetzt. Auf diese Weise wird das Gesteinsmassiv vor Abrutschen und vor Absturz geschützt und die Arbeitssicherheit am Tunnelportal der Baustelle wird sichergestellt.

Die Tunnelherstellung wird mit Sprengarbeiten bis zum fertigen Profil durchgeführt. Die gesamte Ortsbrust (Kalotte und Strosse) wird in einem hergestellt. Die verwendeten Sprengstoffe sind pulverförmige Ammoniten („Ammonit E“). Sie sind unempfindlich gegen Schläge, deswegen sind sie nicht leicht entflammbar. Ihr Hauptbestandteil ist Ammoniumnitrat. Das Entflammen erfolgt mit Verzögerung mittels elektrischen Zündern. Bei denen wird eine Zeitzündermischung mit Verzögerungsintervall von 100 Millisekunden gewählt. In der folgenden Tabelle (Tabelle 11.1) sind die technischen Daten des Sprengstoffes angegeben

Tabelle 11.1

I. Anwendungsbereich
Der Sprengstoff „Ammonit E” ist für Sprengarbeiten in offenen und unterirdischen Baustellen vorgesehen, die ungefährlich in Bezug auf Gas und Staub sind.
II. Klassifizierung
Gemäß BDS 14361-94, bezieht sich der Sprengstoff „Ammonit E” auf industriellen Sprengstoffe Klasse II.
Gemäß den Arbeitsschutzvorschriften bei Sprengstoffarbeiten – 1997, bezieht sich die Gefahrenklasse des Sprengstoffs „Ammonit E” bei jeder Art von Tätigkeiten auf Klasse II.
Nach dem Europäischen Übereinkommen über die internationale Beförderung gefährlicher Güter auf die Straße (ADN), bezieht sich der Sprengstoff „Ammonit E” auf Klasse 1, Unterklasse 1.1, Vereinbarkeitsgruppe D-(1.1D).

III. Physikalisch-chemische und explosive Merkmale		
	Merkmale	Anforderungen
1	Aussehen	Homogene Mischung mit heller Farbe, ohne Nebenzusätze
2	Feuchtigkeit, %, nicht mehr als	0,5
3	Patrondichte, kg/m ³	980-1080
4	Durchmesser der Patronen und Ladung, mm	28,0±1.0 32,0±1.0 38,0±1.0
5	Patronenmasse, für den entsprechenden Durchmesser	150,0±7,5 170±8,0 200±10,0
6	Chemische Stabilität bei 75°C, nicht weniger als	48

7	Sättigungsbestand, Siebrest 0,200 mm, % nicht mehr als	45
8	Leistungsfähigkeit, cm ³ , nicht weniger als	340
9	Brisanz, mm, nicht weniger als	14
10	Kritischer Durchmesser, mm, nicht weniger als	11
11	Detonationswelle, cm, nicht weniger als	4
12	Detonationsgeschwindigkeit, m/s, nicht weniger als	3600
13	Schlagempfindlichkeit, mit Vorrichtung 1 bei Schlagkraft 2,5 kg.m, %	0
14	Detonationsfähigkeit	Volle Detonation
15	Giftgase in bedingter CO, l/kg, nicht mehr als	60
16	Theoretische Daten: - Sauerstoffbilanz, % - Volumen der gasförmigen Explosionsprodukten - Explosionswärme, kJ/kg - Temperatur der Explosion, °C	0,26 1111 4235 2711

Nach der Bohrung der Sprenglöcher, gemäß dem Ausweis der Bohr- und Sprengarbeiten, wird **die Ladung** von einem zugelassenen Spezialisten durchgeführt. Die Ladung der Löcher erfolgt nach ihrer Reinigung von Gesteinsstaub. Sie werden durchgeblasen und falls sie Wasser enthalten - abgetrocknet.

Der Sprengimpuls wird von einer Sprengkapsel auf den Sprengstoff durch eine aktive Patrone übertragen. Nach der Ladung werden die Löcher manuell durch eine Verdämmung aus fettem Lehm und Sand im Verhältnis 1:3 verstopft. Dann wird die Leitung hinausgeführt. Die Dichtung lässt die ungenutzten Abgase von den Bohrlöchern nicht entweichen. Die Sprengpatronen werden in den Lochboden gesteckt. Danach wird der Restteil des Loches verdämmt.

Für die ordnungsgemäße Reihenfolge beim Stecken der Patrone ist ein zugelassener Fachmann verantwortlich. Während der Ladung und des Verdämmens sind die Leitungen der elektrischen Zünder kurzgeschlossen. Vor dem Sprengen gibt der Fachmann die festgesetzten Signale. Zum Sprengen wird eine Einzelschusszündmaschine eingesetzt.

Zum **Bohren der Sprenglöcher** wird aufgrund der Querschnittsabmessung des Tunnels, der Bohrwagen „Rocket Boomer M2 C“ (Abb. 11.1), der mit zwei schweren Bohrarmen ausgestattet ist, eingesetzt.

Rocket Boomer M2 C

Typical min. drift width 3.2 m

Coverage

10 - 45 m²



Abb. 11.1 Bohrwagen „Rocket Boomer M2 C“

Die Parameter sind:

- Breite - 2210 mm
- Höhe - 3010 mm
- Länge – 13610 mm
- Gewicht - 19600 kg
- Radius des Tunnels – 3800/6250 mm



Abb. 11.2 zweiarmige Bohrmaschine „Rocket Boomer M2 C”

Gleichzeitig mit den Bohr- und Sprengarbeiten wird die Gesteinsmasse gefördert. Anschließend werden die Stützkonstruktionen aufgebaut und die Auskleidungen durchgeführt.

Die Stützkonstruktion hat die Aufgabe, die Zerstörung des unterirdischen Stollens unter dem Gebirgsdruck zu verhindern und ihn vor Einbruch zu schützen. Die Stützkonstruktion ist ein Bestandteil der künftigen Auskleidung. In Abhängigkeit von dem Gesteinstyp (nach Protodjankov) existieren verschiedene Arten von Ausbaukonstruktionen. Bei $f=2$ (Lockerstein) wird die Stützkonstruktion nach der „Neuen Österreichischen Tunnelbauweise” bemessen. Die Stützkonstruktion ist ein die Auskleidung ersetzendes Tragelement. Zuerst wird man die Stahlrahmen mit Profil I10 im Abstand von 1m montieren und dann wird der Spritzbeton aufgebracht. Dieser wird mit Stahldrahtgewebe SIDEFIT 2D – $\Phi 8$ (Abb. 11.3) bewehrt. Der Längs- und Querabstand zwischen den Rippen des Stahldrahtgewebes beträgt 150mm. Die folgenden Angaben sind von „Stahl Industrie” AD erhalten worden.

Production Range			
		FROM	TO
DIAMETER OF LINE REBARS	(mm)	Ø8	Ø25
DIAMETER OF CROSS REBARS	(mm)	Ø6	Ø16
LENGTH OF MESH	(m)	1.0	12.0
WIDTH OF MESH	(m)	1.0	3.6
DISTANCE BETWEEN OPPOSITE LINE REBARS	(m)	-	3.2
SPACE BETWEEN LINE REBARS	(mm)	from 75mm and up with stable or variable pitch	
SPACE BETWEEN CROSS REBARS	(mm)	from 75mm and up with stable or variable pitch	
EDGE LENGTH	(mm)	according to request	

Abb. 11.3 Daten der Stahlgitter

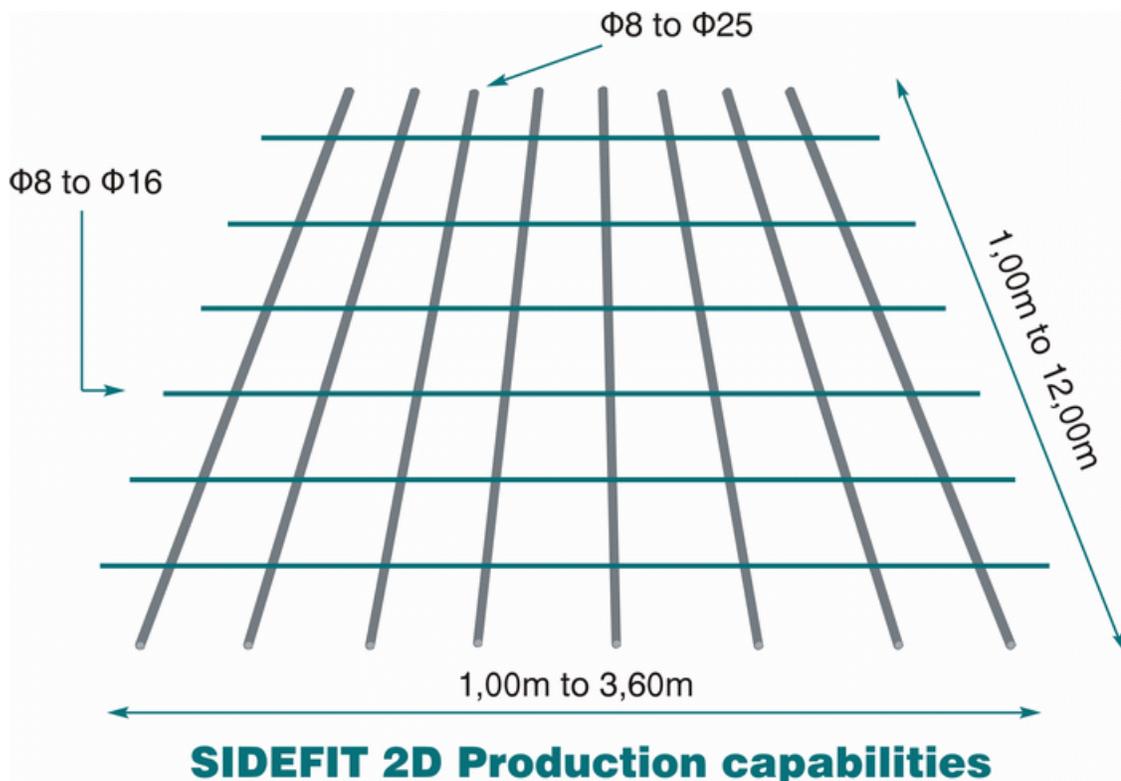
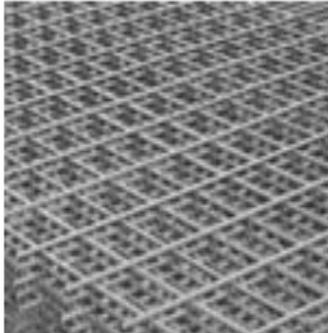


Abb 11.4 Aussicht der Stahlgitter

SIDEFIT

500 2D

In SIDEFIT 2D mesh the main reinforcement is welded in both directions of the mesh ($\varnothing 8$ - $\varnothing 25$ in one direction and $\varnothing 8$ - $\varnothing 16$ in the other).



SIDEFIT 2D Special Mesh Reinforcement can be used in all cases of reinforcing grids for surface structures with the use of a single mesh sheet. It is possible to create complex shapes depending on the weight of the sheet.

The selection of the position and the number of bars of the structure to be reinforced is done by adhering strictly to the needs of the design.

ADVANTAGES

- Cost savings, due to the minimization of the time required for fitting, as the minimum possible sheets, without the need for tie wire, are used.
- Strict adherence to design, due to the use of the required bar diameters at secured distances in both directions.
- Exceptional rigidity of the reinforcing grid due to its monolithic construction, with spot welding technology in total conformity with the provisions of the Steel Technology Regulations.
- A high level of industrialization, as in most cases it is placed with minimal human intervention.

Abb. 11.5 Beschreibung der Stahlgitter

Bei $f=5$ haben wir einen kombinierten Ausbau von Ankern und Spritzbeton. Sie werden Friktionsankern der Firma DSI (Dywidag-Systems International – Abb. 11.7) benutzt. Die Vorrichtung zum Festziehen ist eine flache Platte, 200/200 mm.



Abb. 11.6 Charakteristik eines Friktionsankers



Friction Bolt

Physical Properties

33mm Bolt		
Yield Strength	410MPa	31kN
Ultimate Tensile Strength of Tube	520MPa	105kN
Friction Bolt Diameter	33mm	
Hole Diameter Range	33.75 ± 0.75mm	
Mass per Metre	1.5kg	

39mm Bolt		
Yield Strength	410MPa	26kN
Ultimate Tensile Strength of Tube	520MPa	112kN
Friction Bolt Diameter	39mm	
Hole Diameter Range	39.5 ± 0.75mm	
Mass per Metre	1.75kg	

46mm Bolt		
Yield Strength	410MPa	136kN
Ultimate Tensile Strength of Tube	520MPa	152kN
Friction Bolt Diameter	46mm	
Hole Diameter Range	46 ± 0.75mm	
Mass per Metre	2.839kg	

Abb. 11.7 Beschreibung eines Friktionsankers

Wegen der Gesteinsfestigkeit bei $f=7$ besteht die Stützkonstruktion in diesem Fall aus Spritzbeton. Der Spritzbeton wird auf das Gebirge durch Förderung unter Druck aufgetragen und danach verdichtet.

Der Tunnelausbruch wird zweiseitig ausgeführt, d.h. von den beiden Portalen wird gleichzeitig gegraben. Dies wirkt sich deutlich auf die Fristen für den Ausbruch aus und erleichtert die Arbeit, obwohl so mehr Personal auf der Baustelle benötigt wird.

Die Abfuhr des Ausbruchmaterials wird mittels eines schienenlosen Transports durchgeführt. Die Lade- und Förderarbeiten spielen eine wichtige Rolle für die Ausführungsfristen der Bauarbeiten. Um die Reifenabnutzung der Transportmittel zu verhindern, werden 20-30 cm Kies auf dem Tunnelboden aufgebracht. Die Gesteinsmasse wird mit zwei Radladern Volvo L220F (Abb. 11.8) gefördert. Diese transportieren die gesprengte Gesteinsmasse nach jedem Abschlag aus dem Tunnel ab. Damit die beiden Maschinen aneinander vorbeifahren können, wird je 250 Meter eine Tunnelnische errichtet. Die Tunnelnische wird auch zur Wendung der mit Ausbruchmaterial vollen Lastkraftwagen benutzt, damit dieser im Vorwärtsgang bis zum Tunnelausgang fahren kann.



Abb. 11.8 Radlader Volvo L220F

L220F Spezifikationen

L220F	Spezifikationen
Motor	Volvo D12D LB E3
... Maximale Leistung bei 1/s, (1/min)	26,3 (1600)
... SAE J1995 brutto, kW (PS)	261 (355)
... ISO 9249, SAE J1349 netto, kW (PS)	259 (352)
Bereifung	29.5 R25, 875/65 R29
Reißkraft, kN	224,5*
Kipplast, voller Lenkeinschlag, kg	20 750*
Schaufelkapazität, m ³	4,5–14,0
Greifer-Querschnittsfläche, m ²	1,7–4,0
Einsatzgewicht, t	31,0-35,0
* Schaufel: 5,4 m ³ gerade Kante mit Anschraubmessern, Bereifung: 29.5 R25 L4, Standardausleger	

Abb. 11.9 Technische Daten des Radlader Volvo L220F

Nachdem die Stützkonstruktionen fertig sind, wird **der Tunnel betoniert**. Die Auskleidungen sind aus Spritzbeton. Das Betonieren erfolgt mit einer Spritzeinheit, die mit fertiger Mischung beladen wird. Anschließend wird im letzten Moment der Beschleuniger vor dem Betonspritzen hinzugefügt. Der Spritzbeton setzt sich aus Sand und Schotter im Verhältnis 40% zu 60 % zusammen. Der Beschleuniger gewährleistet die Betonerhärtung in 2÷4 min. Das Betonieren wird mit MEYCO Roadrunner durchgeführt.



The Chemical Company

MEYCO® Roadrunner - Technical Specifications

April 2009

Dimensions	Minimum transport (driving) measurements	12 x 2.5 x 3.5	m
	Width with delivery line (spraying)	2.85	m
	Filling height concrete hopper	1400	mm
	Weight with empty accelerator tanks	22 000	kg
Power	Single source for all components	150	kW
	Power Take Off from truck or mains supply through electric motor.		
Spraying manipulator	Max. spraying height	up to 17	m
	Parallel spraying length at 7 m height	up to 8.40	m
	Parallel spraying length at 11 m height	up to 9.20	m
	Parallel spraying length at 14 m height	up to 5.25	m
	Max. spraying width	up to 30	m
Performance	Concrete pump max. theor. at constant 50 bar	30	m ³ /h
	Dosing pump max. at 8 bar	20	litre/min.
Chassis	For example: Roadworthy Mercedes-Benz Actros. Type 3241-B, 8 x 4/4 with PTO		
	Total axle load – max. permissible	32200	kg
	Front axles – max. permissible	2 x 7500	kg
	Rear axles – max. permissible	2 x 10000	kg
Air compressor	Power	75	kW
	Capacity	11.5	m ³ /min.
	Pressure	7	bar
Accessories	E-cable standard length at 400V (3 x 95/50mm ²)	100	m
	E-cable standard length at 690V (3 x 70/35mm ²)	140	m
	MEYCO® delivery and nozzle system	100/80	mm
	Admixture tank(s)	up to 2000	litre
	Working lights	2 x 1500 + 500	W
	Water storage tank	400	litre
	Water pump pressure	12	bar
	Water pump volume	1000	litre/h
	Hose reel + nozzle for hopper cleaning	5	m
	High pressure water cleaner	10-155	bar
	Hose and spraying pistol	20	m
Release oil tank	40	litre	
Hose reel + pistol (release oil/curing agent)	20	m	

Strictly subject to technical modifications !



Abb. 11.10 Charakteristik der Maschine MEYCO Roadrunner

Spraying range of MEYCO Maxima manipulator:

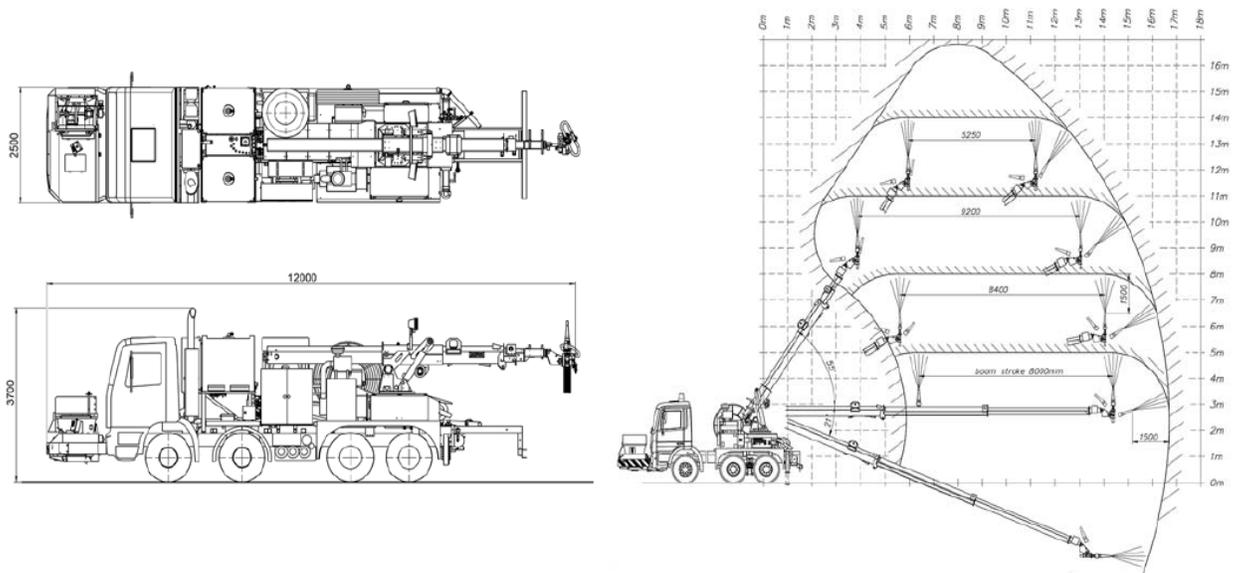


Abb. 11.11 MEYCO Roadrunner – Maschine für die Auflegung des Spritzbetons

Bewetterung und Tunnelbeleuchtung sind auch vorgesehen. Die Bewetterung wird mittels einem Absaugschema ausgeführt, bei dem der Ventilator die schmutzige Luft vom Stollen saugt und durch die Abluftanlage - Rohre $\Phi 400\text{mm}$, entfernt. Die Stromversorgung erfolgt von der am nächsten liegenden Stromleitung.

Bei den geologischen Voruntersuchungen wurde festgestellt, dass das Gesteinsmassiv trocken ist und wenig unterirdisches Grundwasser (0,5l/sec) enthält. Damit die Gefahr vom nassen Gesteinsmassiv und die Schwierigkeiten bei den Bauarbeiten verhindert werden können, wird ein trapezförmiger Drainagegraben im Tunnelboden aufgebaut. Darin wird ein Dränagerohr mit Perforationen $\Phi 200$ gelegt, das das Grundwasser vom Gesteinsmassiv aufnehmen wird. Am Drainagegraben wird eine Isolation –Geomembran- verlegt, die das Wassereindringen begrenzt. Das Dränagesystem wird komplett unter dem Tunnelboden folgendermaßen aufgebaut: Stollenreinigung, Geotextilverlegen am Boden und an den Wänden, Dränagerohrmontage, die Geotextilien werden am oberen Rinnensteinteil zum Schutz befestigt. Aufgrund der komplizierten Form wird der Tunnelboden anschließend bis zum kompletten Profil nach den Profilrahmen (Schalungsmodelle) betoniert. Der Tunnelboden wird betoniert, weil dieser während der Bauarbeiten stark beansprucht wurde. Das Profil zwi-

schen dem Boden und den Wänden ist gerundet. Das erschwert seinen Aufbau, aber erleichtert die statische Leistung. Nach dem Stabilisieren des Gesteinsmassivs durch die Ausbaukonstruktion werden die Auskleidungsarbeiten des Tunnels bis zu seinem kompletten Profil durchgeführt. Der Spritzbeton wird mit Stahldrahtgewebe SIDEFIT 2D – $\Phi 8$ (Abb. 11.3) bewährt.

12. Analyse und Zusammenfassung der Umweltschutzmaßnahmen

Der Umweltschutz verlangt viele Maßnahmen in jeder Etappe des Bauprozesses (von der Planung bis zur Fertigstellung) und auch während der Betriebszeit. Diese Maßnahmen sollen eine ungefährliche gesunde und ökologische Umwelt für alle sicherstellen, die die Baustelle besuchen oder dort arbeiten, aber auch eine eventuelle und negative Wirkung auf die Umwelt infolge der Bautätigkeiten reduzieren.

12.1. Gewöhnliche Verschmutzungsquellen

Die größten Luftverschmutzungsquellen während des Bauprozesses sind Folgende:

- ungeeignete (unnötige) Baumaterialien
- Bohr- und Sprengarbeiten des Tunnelbaus
- Aufbau der behelfsmäßigen, technologischen Straßen
- Nutzung der Bau- und Transportmaschinen zum Aufbau

Nach dem Bauende fallen diese Luftverschmutzungsquellen aus.

12.2 Reinigungsmaßnahmen an:

➤ Luft

Eine der Umweltschutzmaßnahmen ist die Luftreinigung während des Bauprozesses. Die Hauptquellen der Luftverschmutzung mit großen Staubkonzentrationen sind Schutter-, Bohr- und Sprengarbeiten und andere. Die intensive Nutzung der Transport- und Baumaschinen mit dem Betriebsstoff Diesel führt zur Konzentrationserhöhung der Giftgase in der Luft. Um die Gefahr für die Umwelt zu reduzieren, sollen entsprechende Belüftungs- und Entstaubungsmaßnahmen bei der technischen Planung mit Hilfe der technischen Mitteln und Technologien verwendet werden, die in solchen Fällen anzuwenden sind, wie z.B.:

- Sonderwagen zur Berieselung der behelfsmäßigen Straßen während der Trockenheit und des intensiven Transportvorgangs.
- Während der Sprengarbeiten kann Staubablösung wirksam mittels Berieselung reduziert werden.
- Aufsicht über die Lade- und Transportmaschinen zur Emissionsminderung der Giftgasen aus den Auspuffen. Die Nutzung der modernen Regulierungsanlagen für Verbrennungsmotoren wird zu einer Emissionsminderung bis zu 20-30% führen.

Während der Bauprozesse kann die verschmutzte Luftmenge nicht exakt in der Vorplanung angegeben werden, so auch die Konzentration und die Einwirkungsdauer auf die Umwelt.

Durch die Bauarbeiten kann eine Überschreitung der Staubkonzentrationen erwartet werden. Die kann bei der Durchführung der folgenden, technologischen Bauarbeiten passieren:

- Beim Tunnelvortrieb, bei der enormen Staubkonzentrationen über eine Entstaubungsanlage geschickt werden, die unmittelbar nach den unterirdischen Sprengungen bis zu einer maximalen Dauer von 30 min. nach der Sprengung entstehen.

Wegen der örtlich begrenzten Quelle wird keine wesentliche Wirkung auf die Luftsauberkeit und die Umwelt erwartet.

Infolge der veränderten Luftkonzentrationen sind die Auswirkungen auf die Umwelt während der Bauarbeiten Folgende:

- Verschmutzung infolge einer Staubniederschlags auf dem Pflanzen- und Waldbewuchs in der unmittelbaren Nähe der Baustellen.
- Unbequemlichkeit der Bewohner im Gebiet: Vögel, Säugetiere, Reptilien, Amphibien und Haustiere in der Landwirtschaft, vor allem wegen der Sprengungen, des Lärms von Transportmitteln und der Vibrationen der Bautechnik.

Nach der Fertigstellung des Tunnels und während seines Betriebs sind die oben beschriebenen negativen Auswirkungen nicht mehr vorhanden.

➤ **Menge des Abwassers**

Die wesentliche Wasserverschmutzung ergibt sich aus der erhöhten Konzentration von unlöslichen Partikeln (wegen Bohrarbeiten, Berieselung auf den unterirdischen, behelfsmäßigen Straßen und anderen technologischen Prozesse). Ein Auslauf von Maschinenöl ist möglich bei einer defekten Mechanisierung und keiner täglichen Aufsicht des technischen Zustandes der Bautechnik für Grabungs-, Lade-, Förder- und Betonarbeiten.

Während der Bauzeit wird das Grundwasser beim Tunnelgraben in Richtung von oben nach unten durch Schwerkraft gesammelt. Beim Tunnelgraben in Richtung von unten nach oben

wird es gepumpt. Zu diesem Zweck wird ein Entwässerungsgraben auf dem Tunnelboden mit Querschnittsgröße 0,2 m² gebaut.

➤ **Menge des Abfalls**

Während der Bauarbeiten entstehen zusätzlich Bauabfälle von Ausbau-, Beton- und anderen Bauarbeiten. Deswegen werden in den Voruntersuchungen, die keinen Teil unseres Projekts sind, die Abfalldeponie und die erwartete Abfallmenge bestimmt.

Der Abfall muss gesammelt und transportiert wie folgend werden:

- Überflüssige und unbrauchbare Erd- und Gesteinsmassen, auch die Bauabfälle von den einzelnen Baustellen, werden mit Transportmitteln bis zu der entsprechenden Abfalldeponie auf den Straßen transportiert.
- Während der Bauarbeiten und dem Betrieb ist es notwendig eine Zwischendeponie für den Abfall zu bestimmen, wohin er mit Transportmitteln transportiert wird.
- Treibstoffe und Schmiermittel sind ausschließlich in Behältern zu sammeln, die speziell mit der entsprechenden Isolation gegen Boden- und Wasserverschmutzung ausgerüstet sind. In der technischen Planung müssen die Zyklen und die Route zum Transport und Recycling bestimmt werden.
- Im technischen Plan wird die vorläufige Deponie für Metallabfälle und auch ihre Beförderung und Recycling bestimmt.
- Die Beförderung der gefährlichen Abfälle erfolgt nur in geschlossenen Metallcontainern.
- Die Verstreuung und die Bodenverschmutzung mit gefährlichen Abfällen ist zu verhindern.

Bei der technischen Planung ist die Angabe der entsprechenden Maßnahmen für die Entsorgung aller Abfälle notwendig – Sammeln, Transportierung, Aufbewahren.

Vor der Inbetriebnahme müssen alle vorläufigen Abfallsammelstellen und Anlagen für inerte Materialien und Bauabfälle beseitigt werden.

➤ **Gefährliche Stoffe**

Die Sprengstoffe werden in Lager für explosionsgefährliche Stoffe aufbewahrt, deren Standort und Zugangsregeln streng festgelegt sind. Dies ist aufgrund der vorhandenen Lebensgefahr unbedingt einzuhalten. Außerdem sind Feuer und Vorfälle zu verhindern. Die Sprengstoffe sind explosions- und feuergefährlich.

➤ **Lärm während der Bauprozesse**

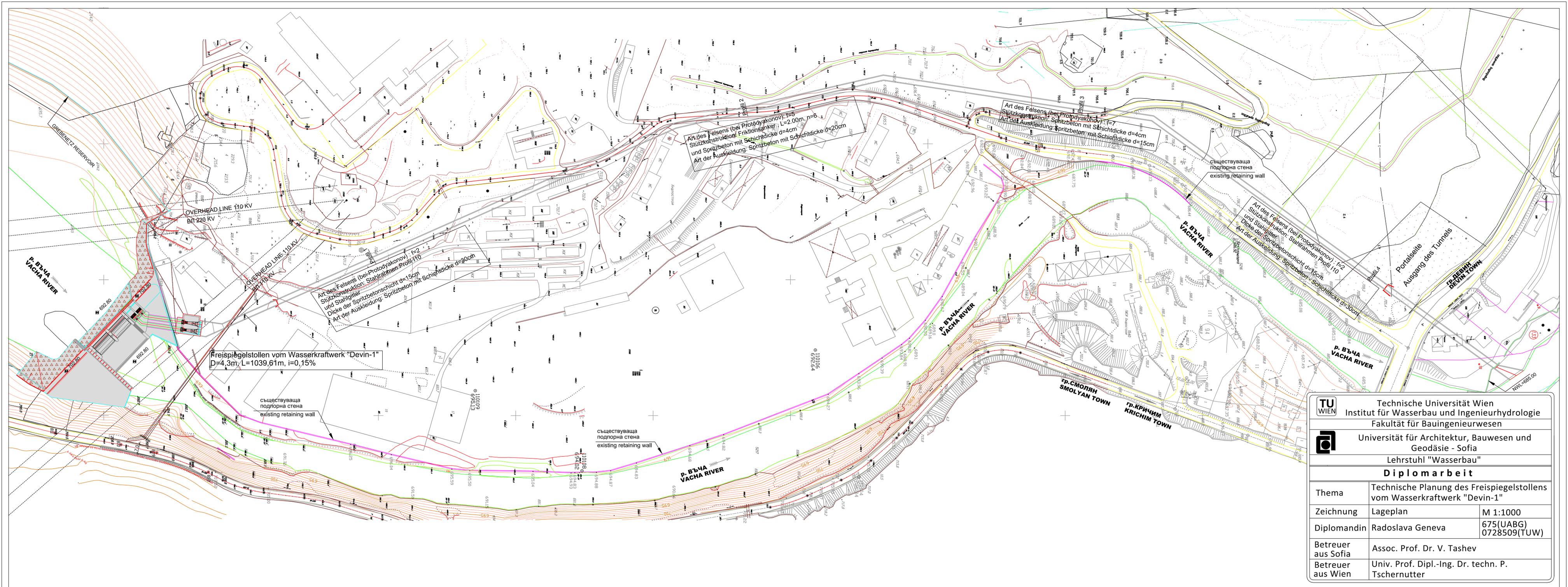
Die Bohr- und Sprengarbeiten und die Schwerlastbeförderung sind die Lärmhauptquellen in der Nähe der Baustelle, die die Bauprozesse verlangen.

Die Haupt- und Nebenbaustellen werden keine negative Auswirkung auf die akustische Umgebung ausüben. Sie sind von Städten und Dörfern weit entfernt und der entstandene Lärm wird völlig von der spezifischen Relief aufgenommen. Der Lärm hat nur als Faktor für die Arbeitsumgebung wesentliche Bedeutung.

Nach der Bauperiode übt der Anlagenbetrieb keine negative Auswirkung auf die Luft, das Wasser, die Flora, die Fauna, das Relief und das Klima aus. Im Fall einer Erhöhung des Grundwasserniveaus, das infolge von Rissen in der Auskleidung geschehen ist, sind keine Lebens- oder Umweltgefahr vorhanden.

Literaturverzeichnis

1. Geogiev, Lubomir (1989) - „Hydrotechnische Tunnels” ,
2. Verlag: Leuchtende Fackel (2007) - Verordnung №2 für Projektion den Gebäuden und Anlagen in der seismischen Regionen
3. Marinov, E., Kazakov, B., Maradjieva, M., Minkov,I. (2003) – “Hydraulik”
4. G. Gochev, Tranka K., Dukov E., Nikolov A. (2007) – Die Leitung des Stahlbetons
5. <http://www.dsiminingproducts.com>
6. <http://www.normet.fi>
7. <http://www.minproekt.com>
8. <http://www.stomana.bg>
9. <http://www.volvo.com>
10. <http://www.atlascopco.bg/bgus/>
11. <http://www.explotech.ch>



Art des Felsens (bei Protodyakonov): f=5
 Stützkonstruktion: Friktionsanker, L=2.00m, n=6
 und Spritzbeton mit Schichtdicke d=4cm
 Art der Auskleidung: Spritzbeton mit Schichtdicke d=20cm

Art des Felsens (bei Protodyakonov): f=7
 Stützkonstruktion: Spritzbeton mit Schichtdicke d=4cm
 Art der Auskleidung: Spritzbeton mit Schichtdicke d=15cm

Art des Felsens (bei Protodyakonov): f=2
 Stützkonstruktion: Stahlrahmen Profil 110
 und Stahlgitter
 Dicke der Spritzbetonschicht d=15cm
 Art der Auskleidung: Spritzbeton mit Schichtdicke d=30cm

Art des Felsens (bei Protodyakonov): f=2
 Stützkonstruktion: Stahlrahmen Profil 110
 und Stahlgitter
 Dicke der Spritzbetonschicht d=15cm
 Art der Auskleidung: Spritzbeton - Schichtdicke d=30cm

Freispiegelstollen vom Wasserkraftwerk "Devin-1"
 D=4,3m L=1039,61m, i=0,15%

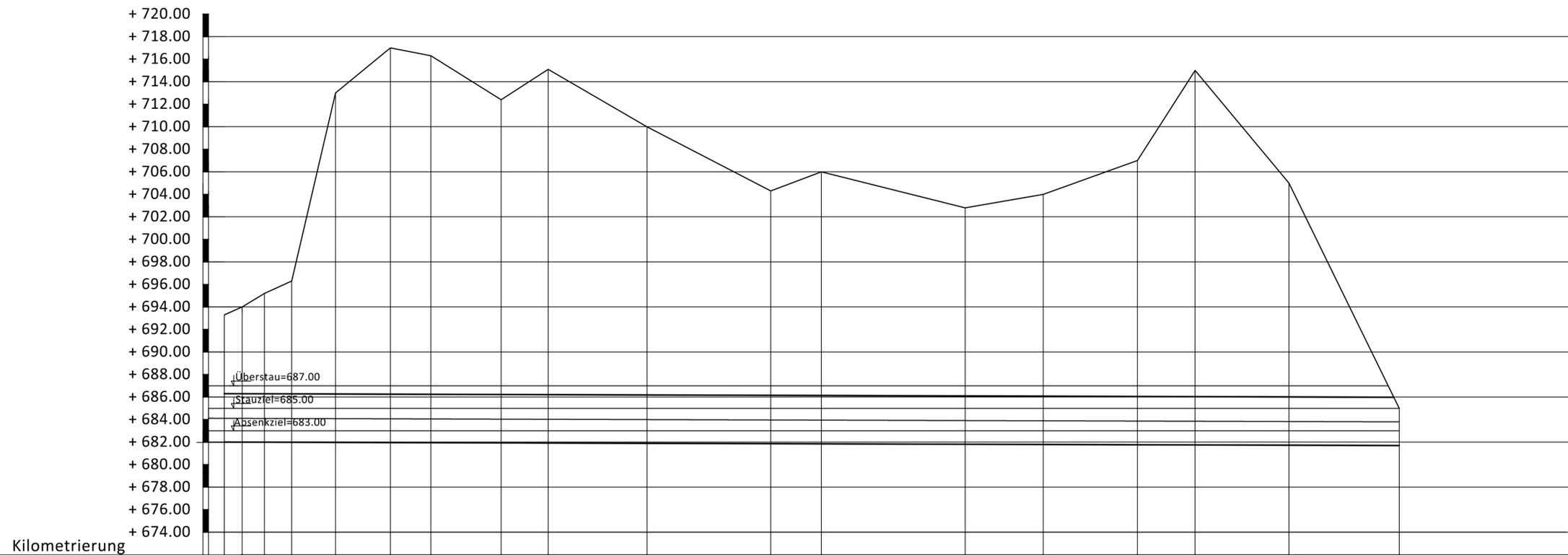
TU WIEN Technische Universität Wien
 Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie
 Fakultät für Bauingenieurwesen
Университет за Архитектура, Бauenwesen und Geodäsie - Sofia
 Lehrstuhl "Wasserbau"

Diplomarbeit

Thema	Technische Planung des Freispiegelstollens vom Wasserkraftwerk "Devin-1"	
Zeichnung	Lageplan	M 1:1000
Diplomandin	Radoslava Geneva	675(UABG) 0728509(TUW)
Betreuer aus Sofia	Assoc. Prof. Dr. V. Tashev	
Betreuer aus Wien	Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. P. Tschernutter	

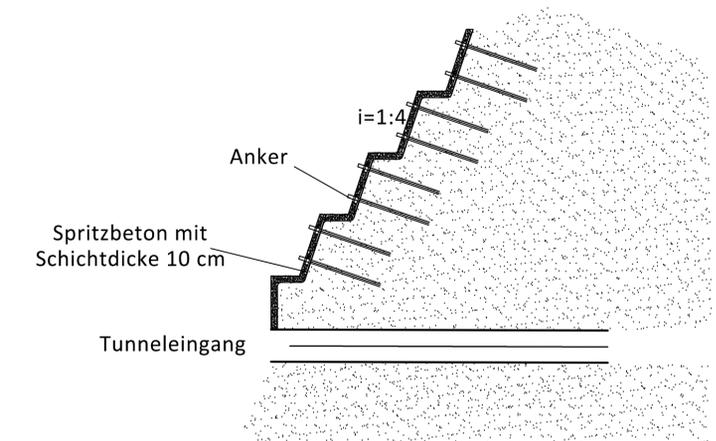
Längsschnitt

M_h - 1:5000 ; M_v - 1:500



Kilometrierung																						
Punktnummer		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18			
Abstand zwischen Punkten		15.91	18.68	24.42	39.19	49.00	36.16	62.77	42.03	88.23	110.59	45.14	128.51	69.79	80.00	51.5	83.85	93.84				
Höhen	Höhe der Bezuglinie	693.30	694.00	695.20	696.30	713.00	717.00	716.60	712.40	715.10	710.00	704.30	706.00	703.20	704.00	707.00	715.00	705.00	685.00			
	Höhe der Tunnelachse	684.11	684.10	684.10	684.09	684.08	684.07	684.05	684.04	684.03	684.00	683.97	683.95	683.91	683.89	683.87	683.85	683.82	683.80			
	Höhe des Tunnelbodens	681.96	681.95	681.95	681.94	681.93	681.92	681.90	681.89	681.88	681.85	681.82	681.80	681.76	681.74	681.72	681.70	681.67	681.65			
Koeffizient der Festigkeit bei Protodyakonov		f=2 L=180 m				f=5 L=313 m				f=7 L=250.37 m				f=2 L=216.24 m								
Art der Stützkonstruktion		Stahlrahmen und Spritzbeton mit Schichtdicke d=15cm				Friktionsanker und Spritzbeton mit Schichtdicke d=4 cm				Spritzbeton mit Schichtdicke d=4 cm				Stahlrahmen und Spritzbeton mit Schichtdicke d=15cm								
Art der Auskleidung		Bewehrtem Spritzbeton mit Schichtdicke d=30 cm				Bewehrtem Spritzbeton mit Schichtdicke d=20 cm				Bewehrtem Spritzbeton mit Schichtdicke d=15 cm				Bewehrtem Spritzbeton mit Schichtdicke d=30 cm								
Neigung/Länge		i=0.15% L=1039.61 m																				
Stationierung		0.00	0+15.91	0+34.59	0+59.01	0+98.20	0+147.20	0+183.36	0+246.13	0+288.16	0+376.39	0+489.98	0+532.12	0+660.63	0+730.42	0+810.42	0+861.92	0+945.77	0+1039.61			
Richtung der Achse		L=377.70 m						L=155.73 m				L=198.30 m				L=307.88 m						

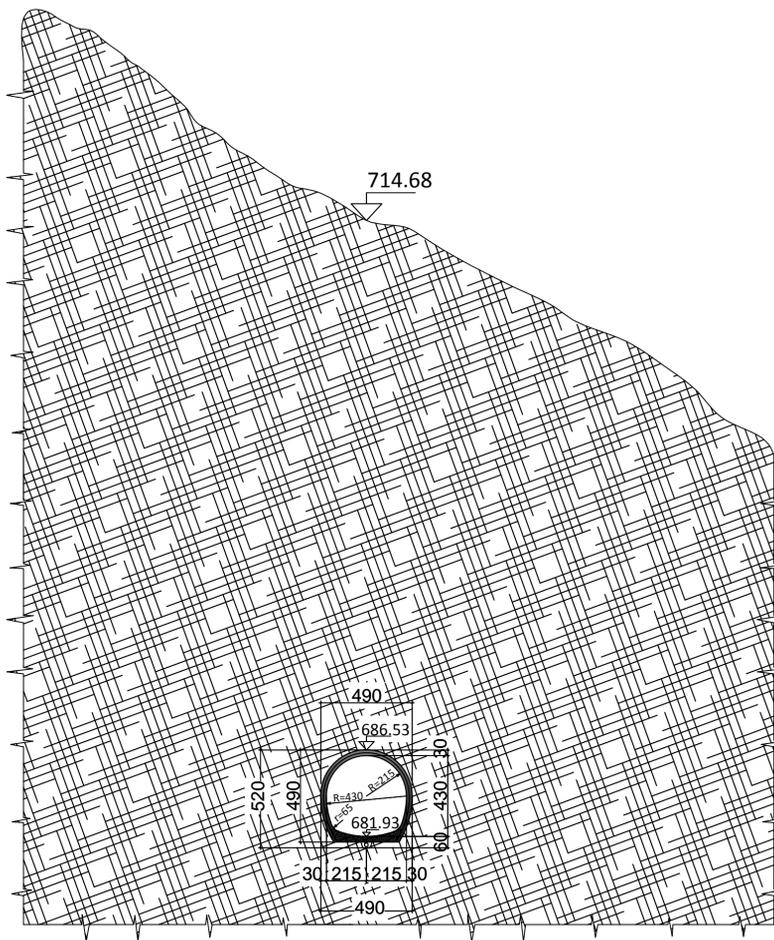
Schema zur Verfestigung des Felsmassivs am Tunnelportal



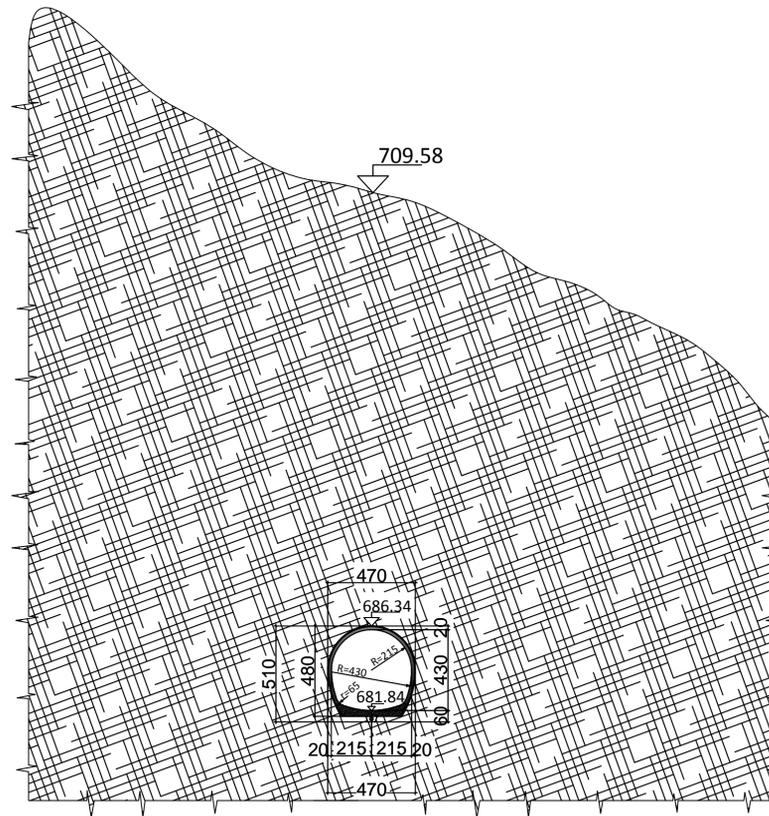
TU WIEN	Technische Universität Wien Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie Fakultät für Bauingenieurwesen	
	Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie - Sofia	
Lehrstuhl "Wasserbau"		
Diplomarbeit		
Thema	Technische Planung des Freispiegelstollens vom Wasserkraftwerk "Devin-1"	
Zeichnung	Längsschnitt	M _h 1:5000 M _v 1:500
Diplomandin	Radoslava Geneva	675(UABG) 0728509(TUW)
Betreuer aus Sofia	Assoc. Prof. Dr. V. Tashev	
Betreuer aus Wien	Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. P. Tschernutter	

Querschnitte des Geländes

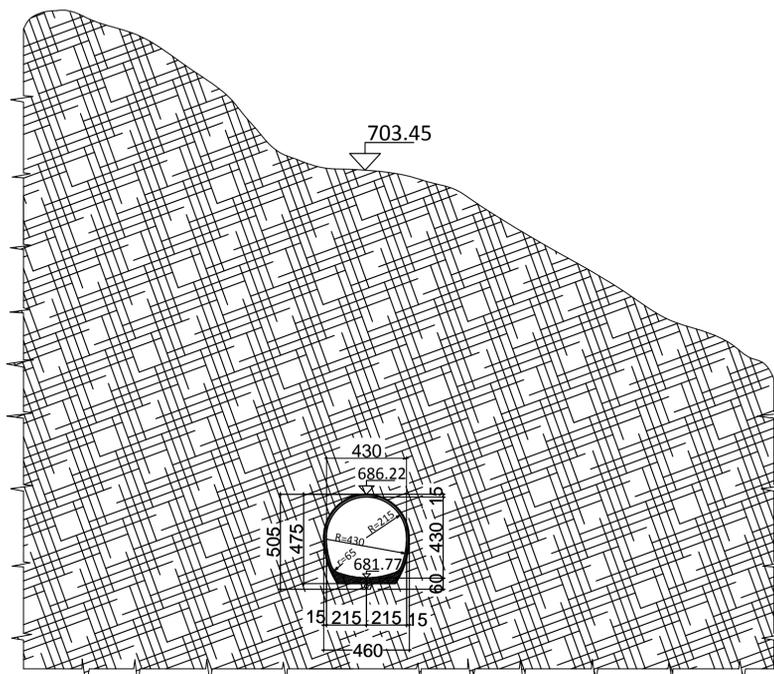
Profil 1
0+120.00



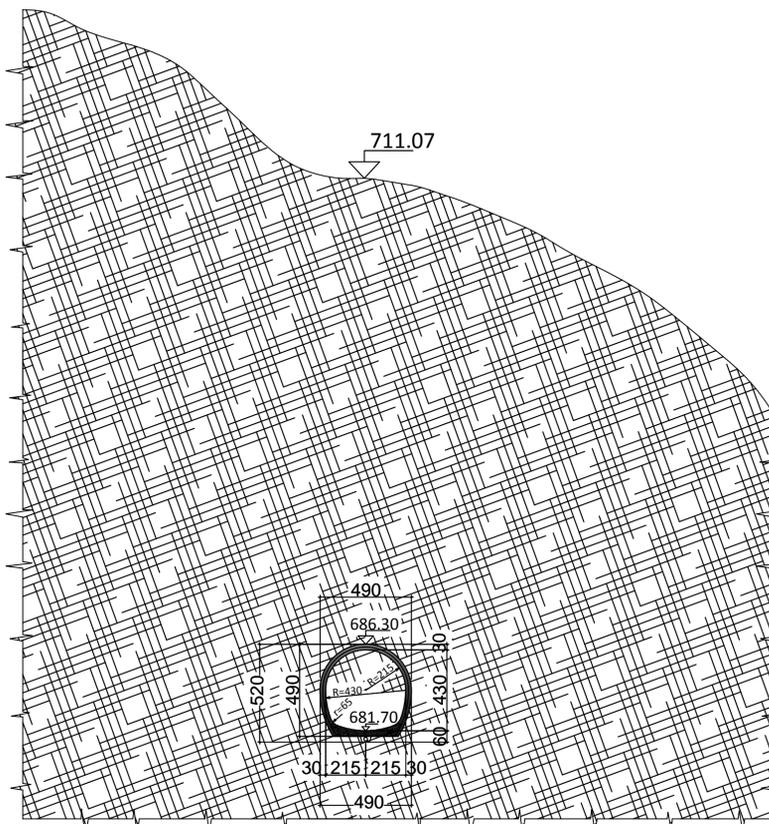
Profil 2
0+400.00



Profil 3
0+650.00

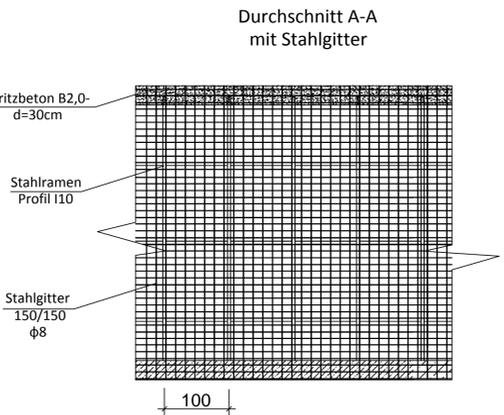
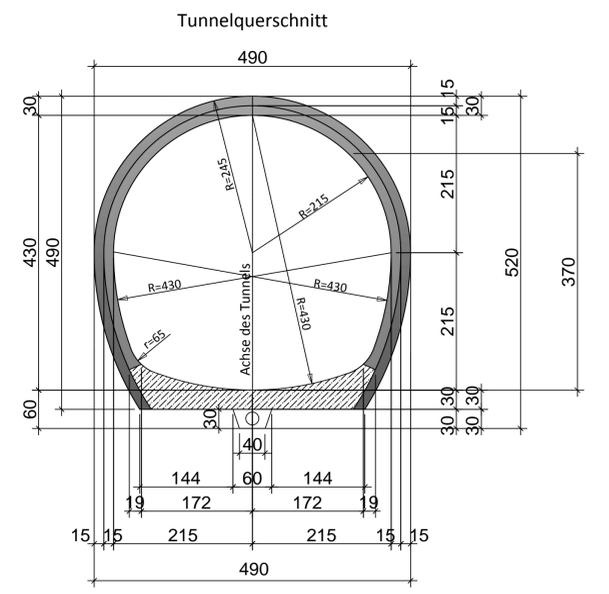
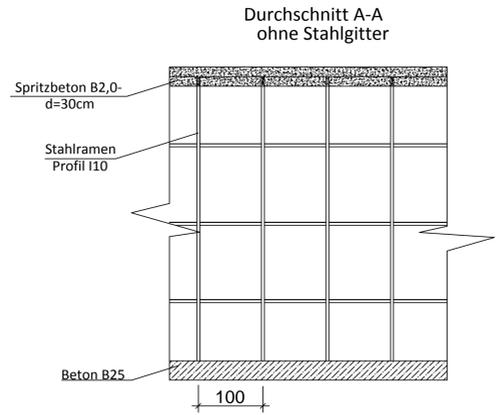
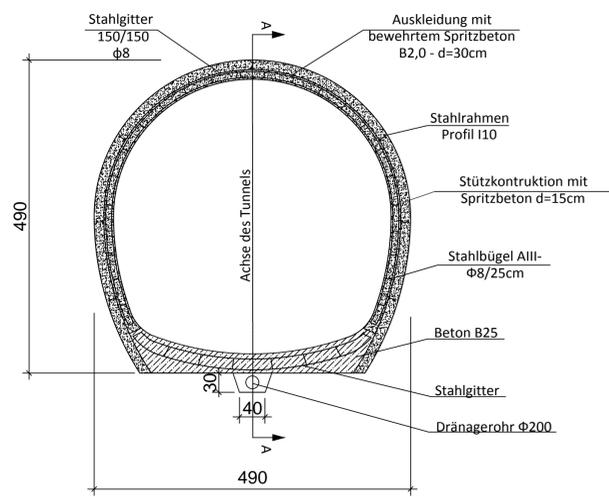


Profil 4
0+900.00

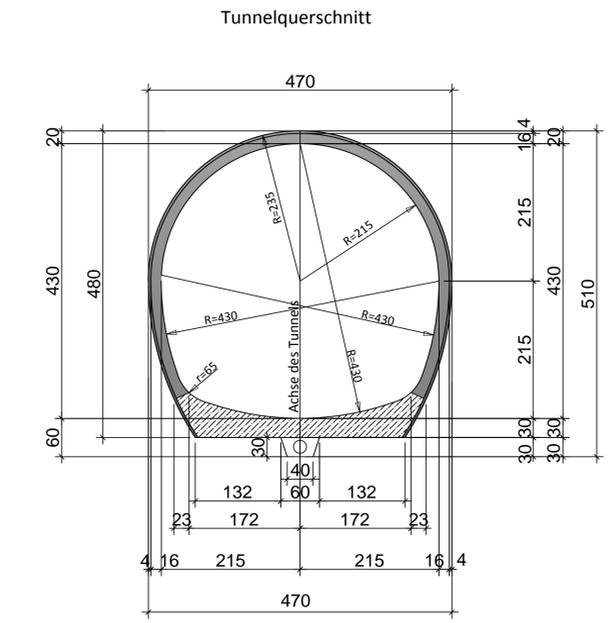
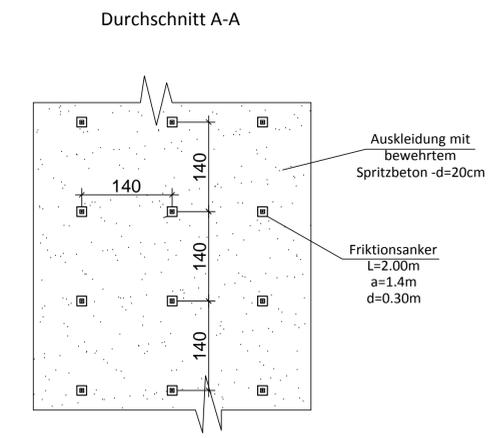
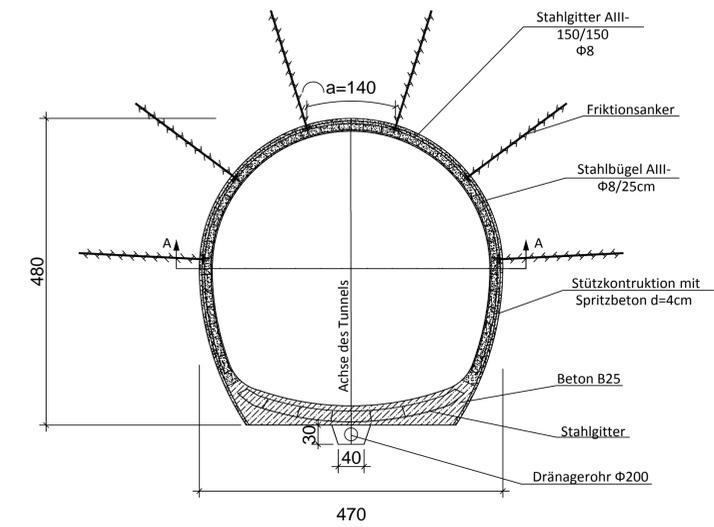


	Technische Universität Wien Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie Fakultät für Bauingenieurwesen	
	 Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie - Sofia Lehrstuhl "Wasserbau"	
Diplomarbeit		
Thema	Technische Planung des Freispiegelstollens vom Wasserkraftwerk "Devin-1"	
Zeichnung	Querschnitt des Geländes	M 1:200
Diplomandin	Radoslava Geneva	675(UABG) 0728509(TUW)
Betreuer aus Sofia	Assoc. Prof. Dr. V. Tashev	
Betreuer aus Wien	Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. P. Tschernutter	

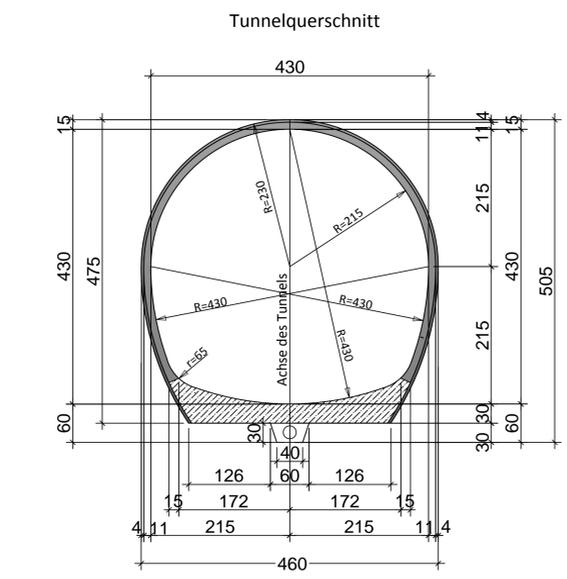
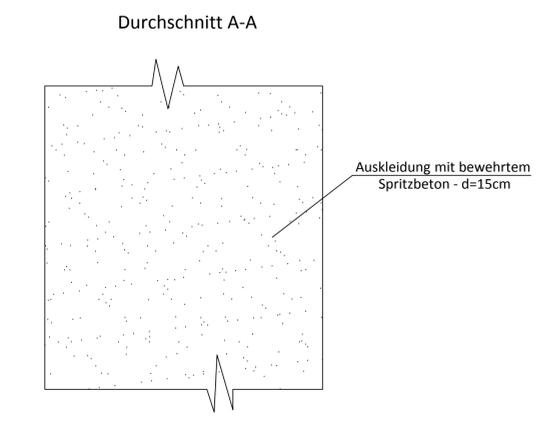
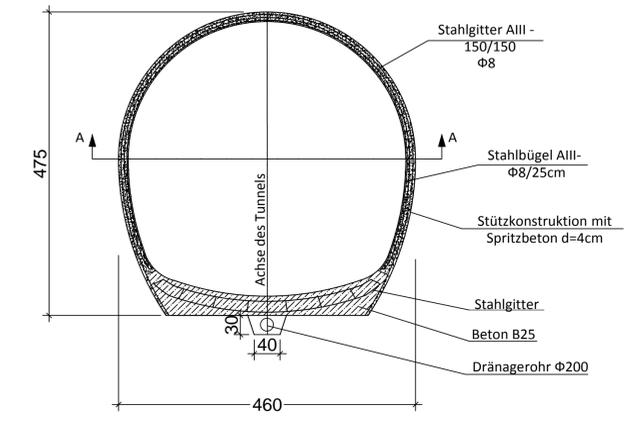
Stützkonstruktion mit Stahlrahmen und Spritzbeton für f=2



Stützkonstruktion mit Anker und Spritzbeton für f=5

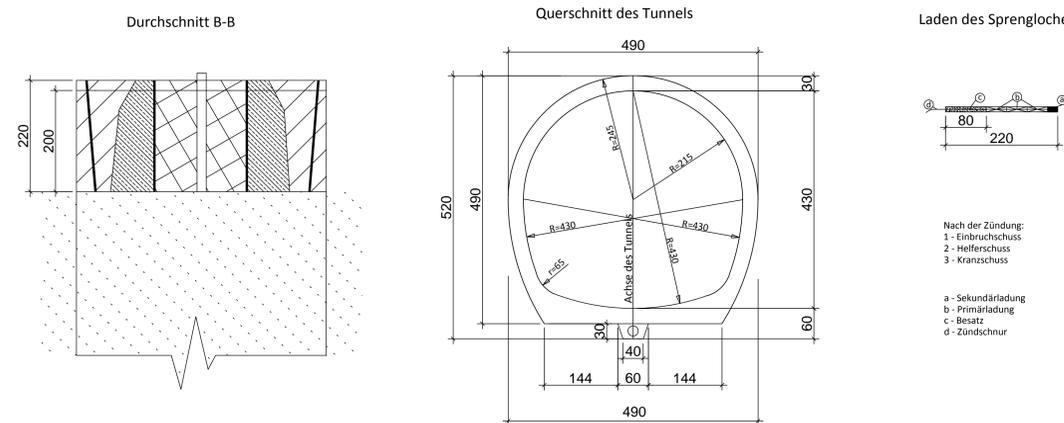
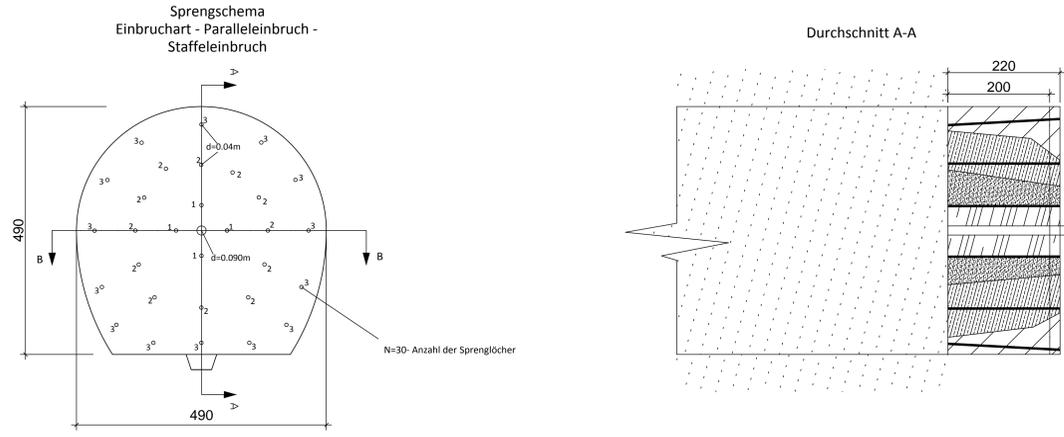


Stützkonstruktion mit Spritzbeton für f=7



 Technische Universität Wien Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie Fakultät für Bauingenieurwesen	
 Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie - Sofia Lehrstuhl "Wasserbau"	
Diplomarbeit	
Thema	Technische Planung des Freispiegelstollens vom Wasserkraftwerk "Devin-1"
Zeichnung	Auskleidung M 1:50
Diplomandin	Radoslava Geneva 675(UABG) 0728509(TUW)
Betreuer aus Sofia	Assoc. Prof. Dr. V. Tashev
Betreuer aus Wien	Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. P. Tschernutter

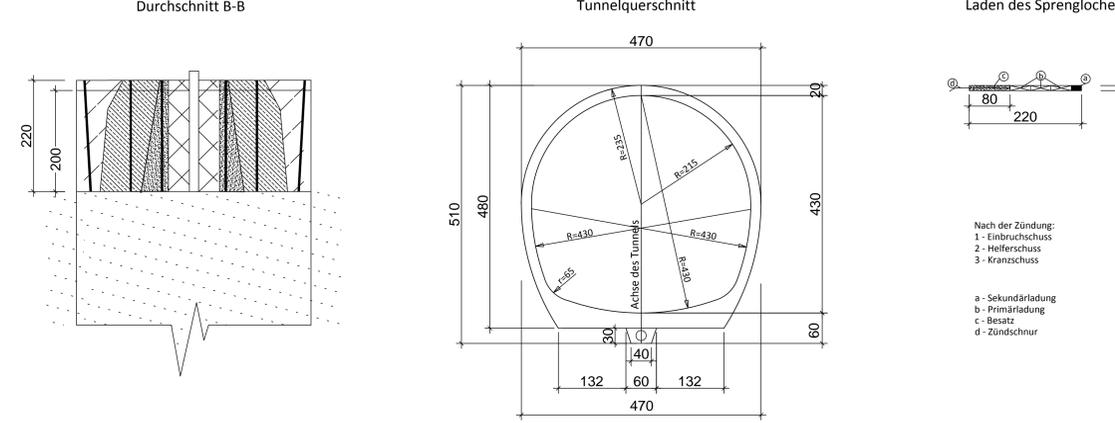
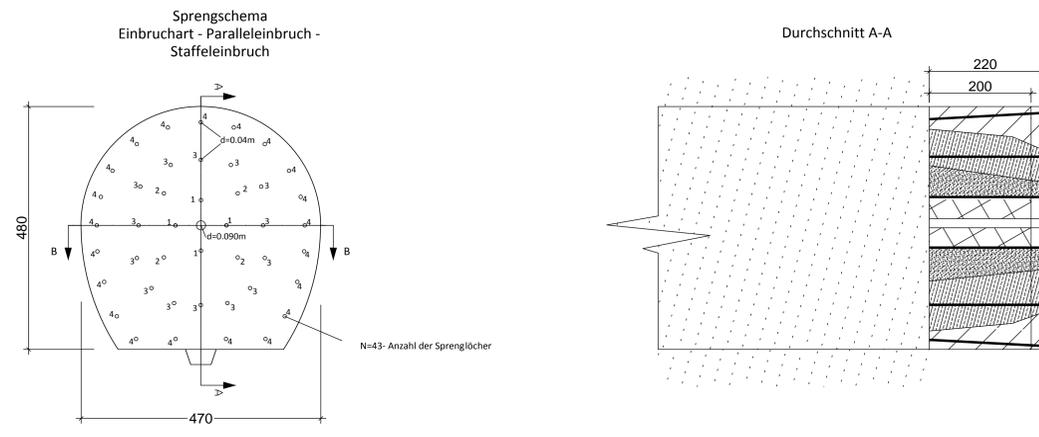
Sprengplan für f=2 mit Sprengstoff - "Ammonit E"



Ausweis der Bohr- und Sprengvortrieb für f=2

No	Bezeichnung	Maßeinheit	Größe
1	Ausbruchfläche F	m ²	20,45
2	Anzahl der Sprenglöcher N	Stz.	30
3	Art des Sprengstoffes	-	Ammonit E
4	Durchmesser der Sprenglöcher	mm	40
5	Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher	-	0,95
6	Relativer Sprengstoffbedarf q	kg/m ³	0,84
7	Länge des Sprengloches L	m	2,2
8	Sprengstoffbedarf für 1 m ³ -q	kg/m ³	0,59
9	Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag - Q	kg	34,36
10	Gesamte Länge der Sprenglöcher - L	m	66,00
11	Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten P _B	m/h	30,94
12	Volumen des Ausbruchmaterial für 1 Abschlag	m ³	40,90
13	Spezifische Länge des Sprengloches	m ³ /m ³	1,61

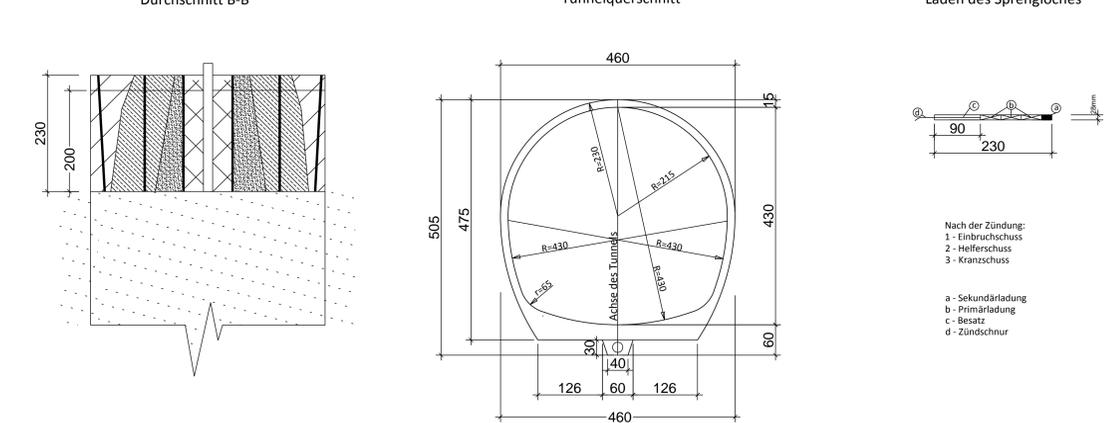
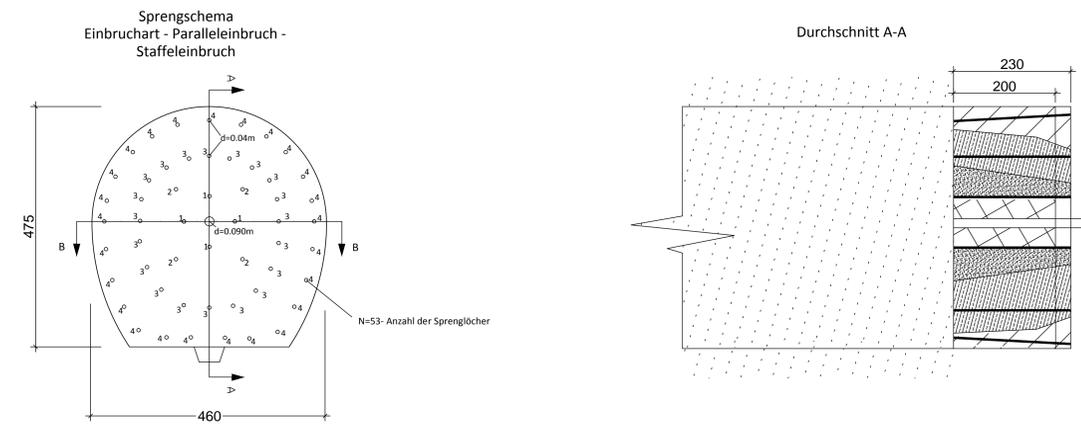
Sprengplan für f=5 mit Sprengstoff - "Ammonit E"



Ausweis der Bohr- und Sprengvortrieb für f=5

No	Bezeichnung	Maßeinheit	Größe
1	Ausbruchfläche F	m ²	19,17
2	Anzahl der Sprenglöcher N	Stz.	43
3	Art des Sprengstoffes	-	Ammonit E
4	Durchmesser der Sprenglöcher	mm	40
5	Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher	-	0,90
6	Relativer Sprengstoffbedarf q	kg/m ³	1,225
7	Länge des Sprengloches L	m	2,2
8	Sprengstoffbedarf für 1 m ³ -q	kg/m ³	0,55
9	Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag - Q	kg	46,97
10	Gesamte Länge der Sprenglöcher - L	m	94,60
11	Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten P _B	m/h	30,94
12	Volumen des Ausbruchmaterial für 1 Abschlag	m ³	38,34
13	Spezifische Länge des Sprengloches	m ³ /m ³	2,47

Sprengplan für f=7 mit Sprengstoff - "Ammonit E"



Ausweis der Bohr- und Sprengvortrieb für f=7

No	Bezeichnung	Maßeinheit	Größe
1	Ausbruchfläche F	m ²	18,15
2	Anzahl der Sprenglöcher N	Stz.	53
3	Art des Sprengstoffes	-	Ammonit E
4	Durchmesser der Sprenglöcher	mm	40
5	Anwendungskoeffizient der Sprenglöcher	-	0,85
6	Relativer Sprengstoffbedarf q	kg/m ³	1,47
7	Länge des Sprengloches L	m	2,3
8	Sprengstoffbedarf für 1 m ³ -q	kg/m ³	0,52
9	Sprengstoffbedarf für 1 Abschlag - Q	kg	54,54
10	Gesamte Länge der Sprenglöcher - L	m	121,90
11	Leistungsfähigkeit der Bohrarbeiten P _B	m/h	30,94
12	Volumen des Ausbruchmaterial für 1 Abschlag	m ³	37,10
13	Spezifische Länge des Sprengloches	m ³ /m ³	3,29

TU WIEN Technische Universität Wien
 Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie
 Fakultät für Bauingenieurwesen
 Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie - Sofia
 Lehrstuhl "Wasserbau"
Diplomarbeit

Thema	Technische Planung des Freispiegelstollens vom Wasserkraftwerk "Devin-1"	
Zeichnung	Bohr- und Sprengarbeiten M 1:50	
Diplomandin	Radoslava Geneva	675(UABG) 0728509(TUW)
Betreuer aus Sofia	Assoc. Prof. Dr. V. Tashev	
Betreuer aus Wien	Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. P. Tschernutter	

INHALTSVERZEICHNIS:

Plan Nr.	Bezeichnung	Maßstab
1.	Lageplan	1:1000
2.	Längsschnitt	1:5000/500
3.	Querschnitt des Geländes	1:200
4.	Auskleidung	1:50
5.	Bohr- und Sprengarbeiten	1:50