



Untersuchungen der Wasserableitung

für den

Quarzporphyrtagebau Niemberg/Brachstedt

Auftraggeber:

**Mitteldeutsche Baustoffe
GmbH**
Köthener Str. 13
06193 Sennewitz

erstellt durch:

**Geologische Forschung und
Erkundung – GFE GmbH**
Köthener Straße 34
06118 Halle (Saale)

Fachbereich Hydrogeologie/Hydrologie
Telefon: 0345/5244 311
Telefax: 0345/5244 264

Bearbeiter: Dr. M. Borkert

Halle, den 6. März 2000

i. V. Scheibler
Doz. Dr. habil. Villwock
Leiter Umwelt-Geotechnik

i. A. M. Borkert
Dipl.-Geol. Scheibler
Leiter Hydrogeologie/Hydrologie



Inhaltsverzeichnis Anlagenverzeichnis

Inhaltsverzeichnis

1.	Veranlassung und Zielstellung	4
2.	Berechnung der bei Starkregen abzuführenden Wassermenge	5
2.1.	Vorbemerkungen	5
2.2.	Umrechnung Niederschlag - Zufluss	5
2.3.	Bilanzrechnung	7
3.	Abfluss im Gewässersystem	11
3.1.	Vorbemerkungen	11
3.2.	Durchflussmessungen	12
3.3.	Methodik zur Ermittlung kritischer Profile und des tolerierbaren Zuflusses	13
3.4.	Ergebnisse der Berechnung der tolerierbaren Einleitung	14
3.5.	Zusammenstellung der Ergebnisse für die Flussabschnitte	15
3.5.1.	<i>Hydraulische Abschätzung für den Abschnitt oberhalb der Einleitung</i>	15
3.5.2.	<i>Abschnitt der Gräben unterhalb der Einleitung bis zur Mündung in die Rieda</i>	16
3.5.2.	<i>Abschnitt der Rieda unterhalb der Einleitung bis oberhalb Niemberg</i>	17
3.5.3.	<i>Abschnitt der Rieda im Bereich Niemberg</i>	18
3.5.4.	<i>Abschnitt der Rieda im Bereich Eismannsdorf</i>	19
3.5.5.	<i>Abschnitt der Rieda unterhalb Eismannsdorf</i>	20
4.	Zusammenfassung der Ergebnisse	21
	Quellenverzeichnis	22



Anlagenverzeichnis

- Anlage 1: Amtliches Gutachten
Starkniederschlagshöhen in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit
(Jährlichkeit) für drei Dauerstufen im Raum Niemberg
(DWD, Geschäftsfeld Hydrometeorologie, Berlin, 2000)
- Anlage 2: Übersichtskarte mit Lage der Profile
- Anlage 3: Protokolle der Durchflussmessungen
- Anlage 4: Zusammenstellung der hydraulischen Berechnungen



1. Veranlassung und Zielstellung

Für den geplanten Quarzporphyrtagebau Niemberg liegt bereits ein hydrogeologisches Gutachten /1/ aus dem Jahr 1995 vor. Die Aussagen dieses Gutachtens sind grundsätzlich weiter gültig. Es ergeben sich lediglich relativ geringfügige Flächen reduzieren insbesondere in Folge von Änderungen bei der Verkippung des Abraumes. Diese Änderungen sind ohne Einfluss auf das Grundwasserregime. Die geplante Innenverkippung lässt lediglich einen geringfügig schnelleren Auffüllprozess erwarten.

Im bereits vorliegenden hydrogeologischen Gutachten /1/ wurde die im Mittel aus dem Tagebau abzuführende Wassermenge mit ca. 715 m³/d (8,3 l/s) berechnet. Davon sind reichlich 100 m³/d (rechnerisch 104 m³/d) als Grundwasser anzusehen. Der Rest ist Oberflächenwasser. Die 715 m³/d berücksichtigen die nur näherungsweise berechenbare Verdunstung.

In /1/ wurde weiterhin die im Monatsmittel auf Grundlage des höchsten Niederschlagsmesswertes einer 30 – jährigen Reihe anfallende Wassermenge pro Tag mit 2200 m³/d (25,5 l/s) bestimmt. Da die Regenintensität mit geringerer Regendauer abnimmt, ist in kürzeren Perioden mit deutlich höherem Wasseranfall zu rechnen. Es ist zweckmäßig, die Wasserableitung durch Nutzung von Speichermöglichkeiten auf eine vernünftige Höchstmenge zu begrenzen. Bei der Festlegung dieser Menge ist ein Kompromiss zwischen ableitbarer Menge und Speichervolumen zu finden.

Die Bemessung der Wasserableitung muss nach den mit einer hinreichenden Wahrscheinlichkeit nicht überschrittenen Höchstmenge erfolgen. Die Wassermengen resultieren deshalb aus seltenen Starkniederschlägen.

Die Berechnung der Wassermengen erfolgte in Analogie zu den ATV Richtlinien A117 und A119. Dabei ist in Abhängigkeit vom Speichervermögen eine Bilanz zu erstellen und daraus für eine zu ermittelnde kritische Regendauer die Ableitungsmenge einschließlich Grundwasserzufluss zu berechnen. Wegen des verhältnismäßig großen Speichervermögens können die in der Kanalnetz Bemessung üblichen Regenspenden kurzer Dauer nicht verwendet werden. Deshalb wurde vom DWD ein Starkniederschlagsgutachten abgefordert, welches als Anlage 1 beigelegt ist.



Neben der Ermittlung der Wassermenge ist die Berechnung der notwendigen Abmessungen der Ablaufgräben, Rohrleitungen und natürlichen Fließgewässer notwendig.

2. Berechnung der bei Starkregen abzuführenden Wassermenge

2.1. Vorbemerkungen

Die Berechnung der abzuführenden Wassermenge ist als Kompromiss zwischen Abführvermögen der Vorfluter und der verfügbaren Speicherfläche anzusehen. Die Berechnung erfolgte so, dass im ersten Schritt der Wasseranfall ohne Berücksichtigung der Speicherung berechnet wurde. Danach wurde auf der Grundlage der durchgeführten Profilermittlung und der gemessenen Durchflüsse für kritische Profile die Auswirkung auf die Rieda (Reide) für unterschiedliche Speichergrößen ermittelt. Das systematische Probieren führte letztendlich zur Ermittlung einer maximal einzuleitenden Wassermenge. Es ist zu beachten, dass diese Wassermenge nur selten abzuleiten ist, der normale Abfluss liegt um oder unter 8,3 l/s.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird hier im Abschnitt 2 die Berechnung der im Tagebau anfallenden Wassermengen („Abflussbildung“) beschrieben. Der folgende Abschnitt 3 beschreibt dann getrennt davon die Ableitung in den Gräben, Rohrleitungen und Gewässern.

2.2. Umrechnung Niederschlag - Zufluss

Der Zufluss ergibt sich aus dem Produkt der Niederschlagshöhe mit der Bezugsfläche. Als Bezugsfläche ist zum einen der eigentliche Steinbruch (freigelegter Porphyry, Versiegelungsgrad = 100 %) anzusehen. Dazu ist das Produkt des sonstigen Resteinzugsgebiets, multipliziert mit einem geschätzten Abflussbeiwert, zu addieren. Der Abflussbeiwert gibt an, wieviel % des Niederschlags von dieser Restfläche in die Entwässerung des Steinbruchs gelangt. Das Restgebiet wird anschaulich durch dem zum Steinbruch fallenden Böschungsbereich außerhalb des Steinbruchs begrenzt. Das folgende Bild 1 soll dies skizzieren. Die Steinbruchfläche ist rot dargestellt. Für die grüne Restfläche wurde angenommen, dass bei Starkregen $\frac{2}{3}$ des Niederschlags (Abflussbeiwert 67 %) der Tagebauentwässerung zufließen.

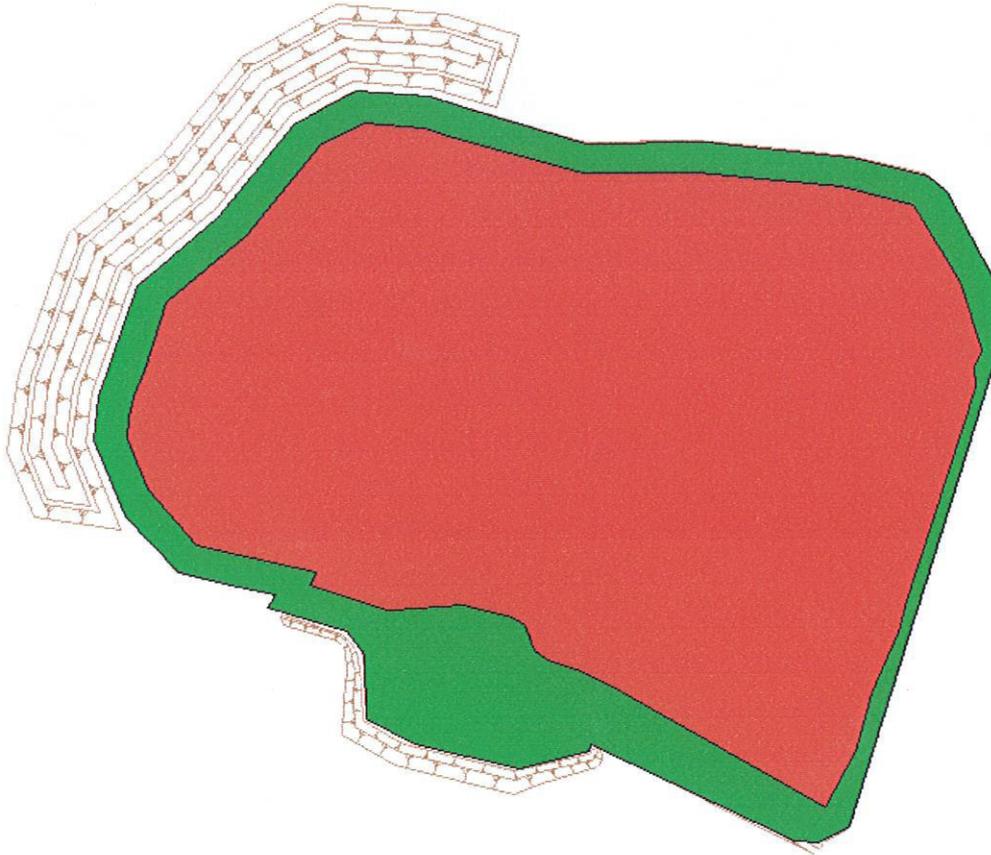


Bild 1: Skizze der berücksichtigten Fläche

Die Außenkippen gehören hier nicht zum Einzugsgebiet, da der Niederschlag zum überwiegenden Teil versickert. Da die Starkregen auf den Sommer beschränkt sind, (siehe Anlage 1), kann dies im Rahmen der Genauigkeit angenommen werden. Insgesamt ergibt sich eine Bezugsfläche von ca. 54 ha.

Die Verdunstung wurde nicht berücksichtigt, da sie bei Starkniederschlag vernachlässigbar ist. Sie liegt näherungsweise bei 1 bis 3 mm/d. Der Fehler durch diese Vernachlässigung wird dadurch ausgeglichen, dass keine Niederschlagskorrektur erfolgt. In erster Näherung liegt im Sommer der Niederschlagsmessfehler bei Starkregen in der Größenordnung der Verdunstung.



Das Starkniederschlagsgutachten erfasst wie üblich nur Zeiträume bis zu 3 Tagen. Da im zu untersuchendem Objekt auch die Entwicklung über 10 bis 20 Tage von Interesse ist, musste eine Trendberechnung erfolgen. Die potentielle Trendfunktion ergab im Rahmen der notwendigen Genauigkeit gute Ergebnisse. Für die Regendauer eines Monats ergab sich mit 145 mm ein mit den regionalen Klimadaten gut übereinstimmender Wert.

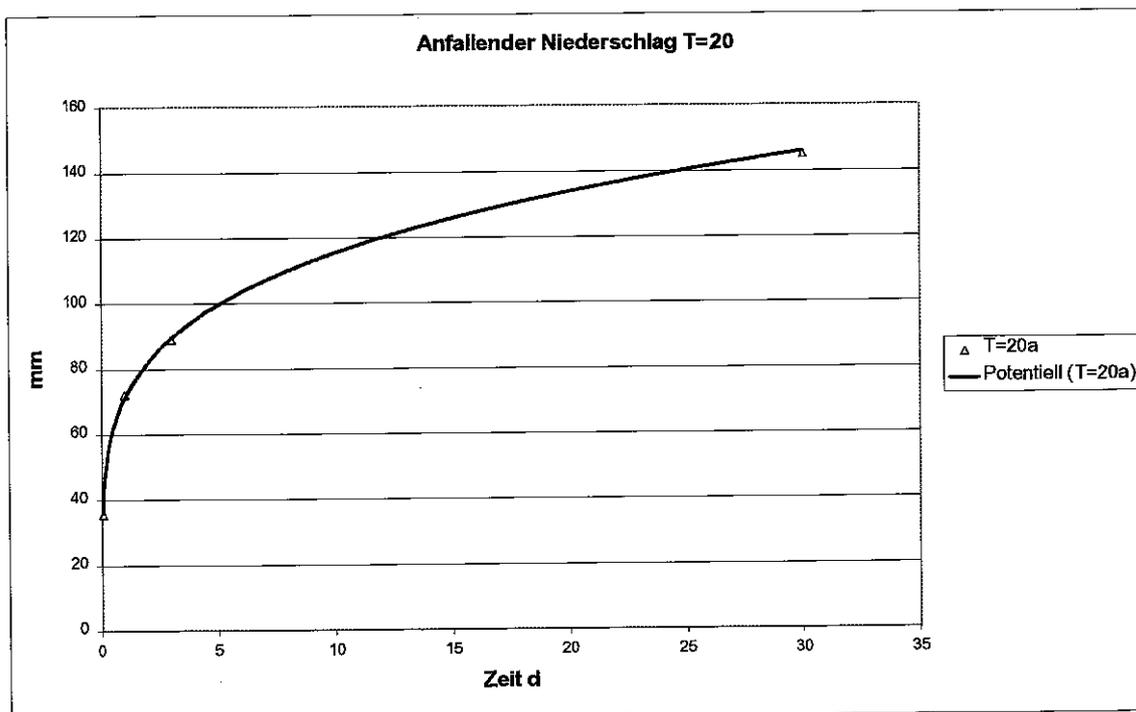


Bild 2: Niederschlagsberechnung für $T > 3$

2.3. Bilanzrechnung

Die im folgenden Abschnitt näher erläuterten hydraulischen Berechnungen ergaben, dass bei extremen Starkregen ein Abfluss von 60 l/s aus dem Steinbruch tolerierbar ist. Damit ergeben sich folgende Grunddaten:

Fläche [ha]:	54
Fläche Sohle [ha]	29,5
kontrollierter Speicher [m ³]	15000
GW-Zufluss [m ³ /d]	104
Abflussleistung [l/s]	50



Der vorgegebene Speicherinhalt von 15000 m³ ist für den Abfluss unerheblich, da im Prinzip sämtliches Wasser, welches nicht gehoben wird, auf der Tagebausohle gespeichert wird. Der Unterschied besteht lediglich für den Tagebaubetrieb, indem das Wasser, welches nicht in dem bewusst geschaffenen Speicher gesammelt werden kann, unkontrolliert auf der Tagebausohle z.B. in Form von Pfützen steht. Der Speicher würde anschaulich bei einer Tiefe von 1,5 Meter eine Fläche von 1 ha benötigen.

Bei den genannten Grunddaten ergibt sich für Starkregen mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 20 % (d.h. im Mittel einmal in fünf Jahren, T=5) folgende Tabelle:

Dauer Tage	Niederschlag		Zufluss	Zufluss		Abfluss		Füllung	W unten
	mm	mm/d	∑ m ³	m ³ /d	l/s	∑ m ³	l/s	m ³	Mm
1/24	26,4	633,6	14260	342248	3961	180	50	14080	
1	54,8	54,8	29696	29696	344	4320	50	25376	35
3	68,2	22,7	37140	12380	143	12960	50	24180	31
5	76,5	15,3	41830	8366	97	21600	50	20230	18
10	90	9,0	49640	4964	57	43200	50	6440	
Maximales Speichervolumen								25376	

Tabelle: Bilanzrechnung für T=5

Die Spalte „Füllung“ enthält das bei Abgabe von 50 l/s nicht abgeführte Wasser. Beim angenommenen Abfluss von 50 l/s würde der Speicher von 15 000 m³ nicht ausreichen, das Wasser aufzunehmen. Bei einer angenommenen Fläche der jeweils unteren Sohle von 29,5 ha würde das Wasser dort im Mittel bis 35 mm tief stehen (Spalte W unten). Da die Sohlfläche nie völlig waagerecht ist, kann aber in höheren Bereichen ein eingeschränkter Betrieb erfolgen. Bei einem Speichervolumen von ca. 25 000 m³ sind keine Störungen zu erwarten.

Es ist darauf hin zu weisen, dass der 1 – tägige Starkregen nicht unbedingt in der Periode des 3 (bzw. 5) – tägigen Extremereignisses liegen muss. Eine Kopplung der Ereignisse ist aber wahrscheinlich.



Wenn der durchschnittlich einmal pro Jahr fallende Starkregen in die Berechnung eingeht, ergibt sich folgende Tabelle:

Dauer Tage	Niederschlag		Zufluss	Zufluss		Abfluss		Füllung	W unten
	mm	mm/d	m ³	m ³ /d	l/s	m ³	l/s	m ³	mm
1/24	16	384,0	8644	207464	2401	180	50	8464	
1	34,4	34,4	18680	18680	216	4320	50	14360	
3	44,1	14,7	24126	8042	93	12960	50	11166	
5	50	10,0	27520	5504	64	21600	50	5920	
10	59	5,9	32900	3290	38	43200	50	-10300	
maximales Speichervolumen								14360	

Tabelle: Bilanzrechnung für T=1

Hier würde ein Speicherraum von 15 000 m³ ausreichen. Es ist aber sichtbar, dass der Regenwasseranfall zeitweilig wesentlich größer ist, als die auf 50 l/s beschränkte Wassermenge.

Bei einem Extremniederschlag, wie er im Mittel 1 Mal in 50 Jahren auftritt, ist selbstverständlich die im Tagebau sich sammelnde Wassermenge erheblich größer:

Dauer Tage	Niederschlag		Zufluss	Zufluss		Abfluss		Füllung	W unten
	mm	mm/d	m ³	m ³ /d	l/s	m ³	l/s	m ³	mm
1/24	41,4	993,6	22360	536648	6211	180	50	22180	24
1	83,9	83,9	45410	45410	526	4320	50	41090	88
3	102,6	34,2	55716	18572	215	12960	50	42756	94
5	114	22,8	62080	12416	144	21600	50	40480	86
10	129	12,9	70700	7070	82	43200	50	27500	42
20	148	7,4	82000	4100	47	86400		-4400	
maximales Speichervolumen								35358	

Tabelle: Bilanzrechnung für T=50

Die dargestellten Tabellen zeigen, dass wegen der Speichermöglichkeit die kritischen Starkregendauern im Bereich von mehreren Stunden bis 5 Tagen liegen. Die für die Ortsentwässerung wesentlichen Ereignisdauern von bis zu einer Stunde sind weniger bedeutsam.

Es sollte einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung überlassen bleiben, zu klären, inwieweit ein spezieller Speicherraum für das nicht sofort ableitbare Wasser notwendig ist. Die hier willkürlich angesetzten 15 000 m³ sollen nur zur Veranschaulichung der Problematik dienen.



Ohne gezielte Speicherung ergeben sich für die genannten Niederschlagswahrscheinlichkeiten folgende mittlere Überflutungshöhen H der Tagebausohle:

T [a]	H [mm]
1	49
5	86
50	145

Zum Vergleich wird die Situation für ein Wiederkehrintervall von 5 Jahren und 15000 m³ Speicher, aber nur 25 l/s Abgabe dargestellt:

Dauer Tage	Niederschlag		Zufluss m ³	Zufluss		Abfluss		Füllung m ³	W unten mm
	mm	mm/d		m ³ /d	l/s	m ³	l/s		
1/24	26,4	633,6	14260	342248	3961	90	25	14170	
1	54,8	54,8	29696	29696	344	2160	25	27536	42
3	68,2	22,7	37140	12380	143	6480	25	30660	53
5	76,5	15,3	41830	8366	97	10800	25	31030	54
10	90	9,0	49640	4964	57	21600	25	28040	44
20	107	5,4	59860	2993	35	43200		16660	6
maximales Speichervolumen								31030	

Trotz des vorhandenen Speichers dauern hier die Behinderungen der Arbeit auf der unteren Sohle sehr lange an. Eine maximale Einleitmenge von ca. 50 l/s ist zur Vermeidung von größeren Betriebsstörungen notwendig. Die Einleitung so hoher Mengen ist nur an wenigen Tagen pro Jahr erforderlich.

3. Abfluss im Gewässersystem

3.1. Vorbemerkungen

Für den Ablauf kommt nur das Flussgebiet der Rieda in Frage. Diese wird auf vielen Darstellungen im Gebiet Niemberg auch als Reide bezeichnet. Da diese Bezeichnung zu Verwechslung mit der über Braschwitz nach Südwesten fließenden Reide führt, wird hier die im Unterlauf ab Schrenz übliche Bezeichnung Rieda verwendet.

Als Einleitstelle bietet sich der an der Straße Niemberg – Plößnitz der Beginn eines vorhandenen, großzügig bemessenen Grabens an. Alternativ ist eine kürzere Anbindung über den Acker denkbar, was aber zu zeitweiligen Beeinträchtigungen führt. Die Einleitstelle ist auf folgendem Bild sichtbar:

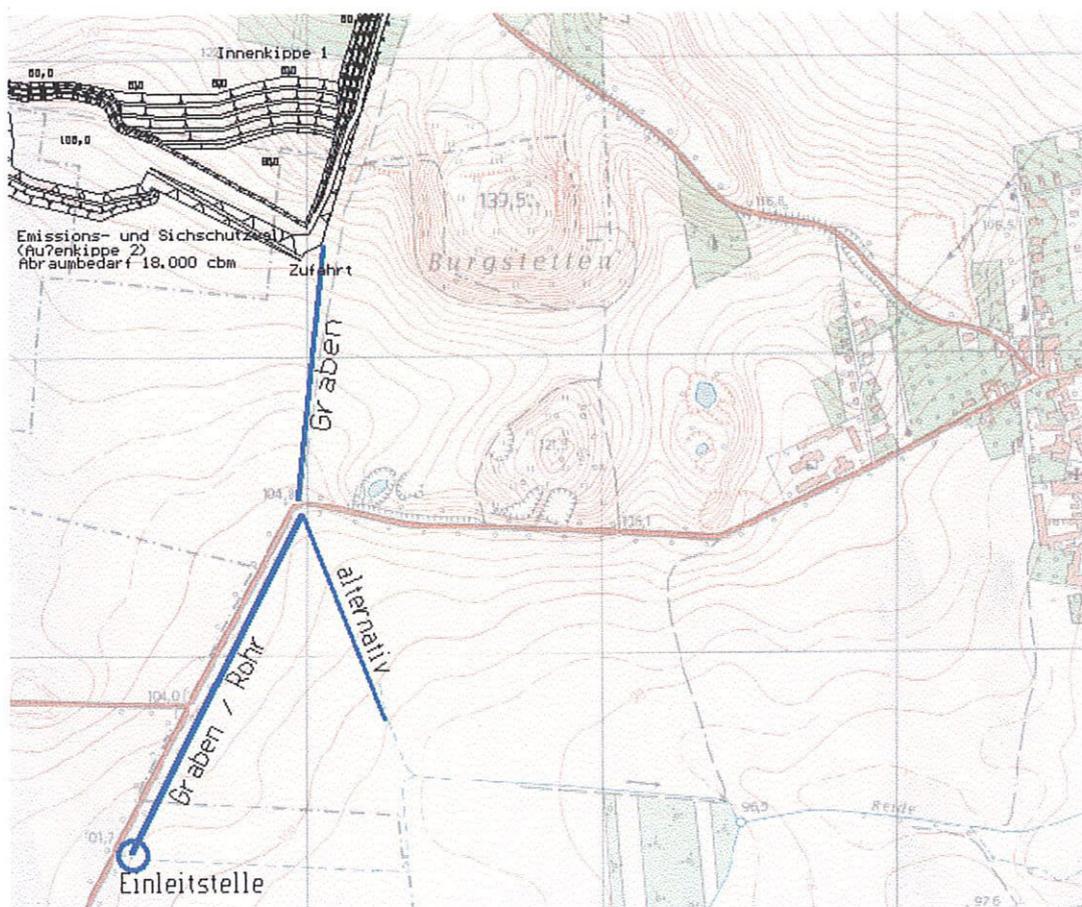


Bild 3: Zulauf zum Gewässer

Der Zulauf zur Einleitstelle ist als technische Anlage anzusehen. Eine offene Ausführung sollte wegen der besseren Wartung und Kontrollmöglichkeit bevorzugt werden.



Das vorliegende Gutachten hat nicht die Aufgabe, den Zulauf zu projektieren. Es erfolgen lediglich Untersuchungen zur Machbarkeit aus hydraulischer Sicht.

Bei der Bearbeitung des Gutachtens erfolgten folgende Feldarbeiten:

- Begehung wesentliche Gewässerabschnitte mit Schwerpunkt der Ortslagen
- Aufnahme typischer und kritischer Profile
- Durchflussmessungen

Die Lage der typischen Profile und der Durchflussmessstellen sind in der als Anlage 2 beigelegten Karte ersichtlich.

3.2. Durchflussmessungen

Die Durchflussmessung erfolgte jeweils für ein Profil oberhalb (P1) und unterhalb (P4) von Niemberg. Auf der Fließstrecke zwischen beiden Profilen befindet sich ein kleiner Zufluss.

Bei der Messung wurde das Profil über die Breite in (hier 7) fiktive Lamellen unterteilt, für die jeweils die mittlere Tiefe, die Breite sowie die Fließgeschwindigkeit unter der Oberfläche und in 40 % der Tiefe ermittelt werden (2-Punkt-Messung). Als Messgerät diente ein geeichter Mikroflügel (SEBA-M1) mit Zählgerät.

Die Auswertung der 2-Punkt-Messung erfolgte üblicherweise integrativ nach dem Verfahren von KREPS. Hier wird der Verteilung der Fließgeschwindigkeit über die Tiefe eine typische Funktion (parabelähnlich) zugrunde gelegt. Die übliche Genauigkeit liegt im Bereich von 5 bis 10%

Die Auswerteprotokolle sind als Anlage 3 dem Gutachten beigelegt. Es wurden folgende Durchflüsse ermittelt:

Profil	Breite cm	max. Tiefe cm	Fläche m ²	mittl. Tiefe cm	V cm/s	Q l/s
P1 oh. Niemberg	140	19	0.196	14.0	24.8	48.6
P4 uh. Niemberg	160	17	0.208	13.0	27.2	56.6



Bei der Bewertung der Ergebnisse ist zu beachten, dass jahreszeitlich typisch ein etwas über normaler Durchfluss vorhanden war. Der am 24.2.00 gemessene Durchfluss stammt zum überwiegenden Teil aus dem Grundwasser, daneben waren in Niemberg anteilig geringe Abwassereinleitungen zu beobachten. Oberflächenabfluss ist weitgehend auszuschließen, da am 24.2. stärkerer Regen erst nach Ende der Messungen einsetzte.

3.3. Methodik zur Ermittlung kritischer Profile und des tolerierbaren Zuflusses

Ein Profil wurde dann als kritisch angesehen, wenn eine Profilverengung zu verzeichnen war bzw. der Querschnitt in anderer Weise vermindert ist. Neben dem Querschnitt war das Fließgefälle (Energienliniengefälle) zu beachten. Ob ein Profil tatsächlich problematisch ist, kann erst durch hydraulische Berechnung ermittelt werden. Nach Vorauswahl bei der Begehung erfolgte deshalb eine hydraulische Berechnung entsprechend folgender Formel nach Manning und Strickler:

$$Q = A * v = A * M * R^{2/3} * I^{1/2} \quad (1)$$

Dabei bedeuten:

- Q = Durchfluss
- A = benetzte Querschnittsfläche
- v = mittlere Strömungsgeschwindigkeit
- R = hydraulischer Radius (nasse Fläche durch benetzten Umfang)
- I = Energienliniengefälle (ca. Wasserspiegelgefälle)
- M = Fließbeiwert (Manningbeiwert)

Der Fließbeiwert kann näherungsweise aus Tabellen (z.B. /2/, /3/) entnommen werden. Diese wurden eher im unteren Grenzbereich verwendet, da Verkräutung und Ablagerungen den Durchfluss behindern können. Eine rückwirkende Bestimmung kann bei bekanntem Profil und Durchfluss erfolgen. Deshalb wurde der Durchfluss gemessen. Falls das Wasserspiegelgefälle nicht vom Wasserstand abhängt (kein Rückstau, kein naher Profilwechsel), kann statt M und I auch das Produkt als Konstante eingehen, ohne dass das Gefälle bekannt ist.

Da die Eingangsgrößen A, R und auch teilweise I vom Durchfluss abhängen, muss bei unbekanntem Wasserstand die Berechnung iterativ erfolgen.



Für die Einschätzung der Tolerierbarkeit der bei extremen Starkregen einleitbaren Wassermenge ist zu beachten, dass in solchen Situationen von Natur aus ein höherer Durchfluss vorhanden ist, als unter normalen Verhältnissen. Deshalb wurde vorgegeben, dass an den kritischen Profilen bei Hochwasser (knapp unter Ausuferung) keine spürbare Wasserstandsänderung erfolgt. Dies dürfte bei ca. 3 cm der Fall sein, da dann unberechenbare Störeinflüsse, wie Verwirbelung und Wellenbildung größeren Einfluss besitzen.

Zusätzlich zur Berechnung für den Ausuferungsdurchfluss erfolgte zur Einschätzung an einigen Profilen die Berechnung der Wasserstandsaufhöhung bei normalen Witterungsbedingungen sowie für die maximale Einleitung unter den am 24.2. gemessenen Verhältnissen. Eine Einleitung der maximalen Menge bei niedrigeren Durchflüssen im Gewässer ist auszuschließen, da die maximale Wassermenge nur nach sehr hohen Niederschlägen eingeleitet wird. Die Rieda erhält nach Starkregen erhöhte Zuflüsse aus den bebauten Gebieten (Oppin, Niemberg) und teilweise aus von Natur aus schlecht durchlässigen Teilflächen.

3.4. Ergebnisse der Berechnung der tolerierbaren Einleitung

Die Berechnungen ergaben, dass die Rieda oberhalb von Niemberg in einem weitgehend unausgebauten Profil nur verhältnismäßig geringe Wassermengen abführen kann. Typisch ist das Profil P1. Bei Ausuferung treten allerdings kaum Schäden auf, eine eventuelle Ausuferung ist als natürlicher Prozess anzusehen.

Im Bereich der Ortslage Niemberg ab der Straße Niemberg – Hohenthurm bis unterhalb des Profils P3 ist ein großzügig dimensioniertes Gerinne vorhanden.

Als kritischster Abschnitt ist der Verlauf der Rieda östlich des Ortsteils Eismannsdorf (Profil P5) anzusehen. Dieser Abschnitt ist von Natur aus in Folge des verhältnismäßig geringen Gefälles nur zur Ableitung begrenzter Durchflüsse in der Lage. Die Situation wird zur Zeit künstlich verschlechtert, da unterhalb an einer desolaten Wegeüberführung (Profil P6) ein Rückstau erfolgt. Obwohl auf Grund des Zustandes der Brücke davon auszugehen ist, dass mit einem Abriss bzw. Neubau oder einer Generalinstandsetzung die Verhältnisse sich bessern, wurden die derzeitigen ungünstigen Verhältnisse der Berechnung des tolerierbaren Zuflusses zu Grunde gelegt. Dabei ergab sich eine Einleitungsmenge von ca. 50 l/s.



Bei noch höheren Durchflüssen (teilweise Ausuferung) sind die Auswirkungen der geplanten Regenwassereinleitung geringer, da der Anteil am Gesamtdurchfluss abnimmt.

Im folgenden Abschnitt 3.5 erfolgt eine abschnittsweise Beschreibung der Ergebnisse im Verlaufe des Fließweges vom Steinbruch flussabwärts. Die Ergebnisse für die Profile sind tabellarisch in der Anlage 4 zusammengestellt.

3.5. Zusammenstellung der Ergebnisse für die Flussabschnitte

3.5.1. Hydraulische Abschätzung für den Abschnitt oberhalb der Einleitung

Grundsätzlich sind hier bei sachgemäßer Gestaltung keine Probleme zu erwarten, da es sich bei der Ableitung um eine technische Anlage handelt, die entsprechen den anfallenden Mengen gebaut wird. Dabei ist zu trennen zwischen dem Abschnitt nördlich der Straße, der durch ein verhältnismäßig starkes Gefälle zu kennzeichnen ist und dem relativ flachen Abschnitt südlich der Straße.

Südlich der Straße wurde eine Berechnung für ein fiktives Profil PG1 mit 0,5 m Sohlbreite und einer gebietstypischen Böschungsneigung von 1/1,41 durchgeführt.

Breite [m]:	1,20
max, Tiefe [m]	0,35
Fläche [m ²]	0,312
U [m]	1,55
R [m]	0,20
V [m/s]	0,162
Q [m ³ /s]	0,050
t [m]	0,25

Sicherheitshalber sollte die Tiefe etwas größer als 0,35 m sein.

Der Manningbeiwert 12 ist typisch für ein verkrautetes Gerinne. Das Gefälle wurde 1:650 gesetzt (siehe Anlage 4.1). Sollte eine Rohrleitung verwendet werden, ist ein Durchmesser von mindestens 400 mm erforderlich. Alle 100 m müssen Schächte zur Kontrolle und Reinigung vorhanden sein.

Es ist leicht ohne Berechnung ersichtlich, das im Bereich nördlich der Straße bei einem wesentlich größeren Gefälle das Wasser problemlos ableitbar ist. Es ergeben sich allerdings hohe Fließgeschwindigkeiten, so dass das Bett rau zu halten ist. (Schüttung von Schotter o.ä.). Eine Ableitung mittels Rohrleitung würde Zusatzeinrichtungen zu Energievernichtung verlangen.



3.5.2. Abschnitt der Gräben unterhalb der Einleitung bis zur Mündung in die Rieda

Die vorhandenen Gräben sind großzügig dimensioniert. Da von Natur aus kaum Oberflächenwasser fließt, ist eine Berechnung für den bordvollen Abfluss sinnlos. Die theoretische Kapazität ist höher als die der Rieda (Reide). Selbst wenn man annimmt, dass nach Starkregen sich der natürliche Zufluss am Profil PG2 auf 10 l/s erhöht (Gesamtzufluss 60 l/s) bzw. am Profil PG3 auf 15 l/s (Gesamt 65 l/s), ist die Wassertiefe nur gering, wie folgende Tabelle zeigt.

Profil	PG2	PG3
I	0,002	0,00125
M	12	12
W [cm unter Gel.]	89	128
Fläche [m ²]	0,333	0,430
U [m]	1,69	2,04
R [m]	0,20	0,21
V [m/s]	0,182	0,150
Q [m ³ /s]	0,060	0,065
t [m]	0,23	0,24
Breite [m]:	1,42	1,81
max. Tiefe [m]	0,36	0,32

Selbst bei Verkräutung ist somit das Grabenprofil ausreichend.

Engstellen sind die vorhandenen Rohrdurchlässe. Für alte angegriffene Betondurchlässe wird ein Manningbeiwert von 50 angegeben /3/. Unter gleichen Gefälle wie im Gerinne ergeben sich bei vollem Rohrquerschnitt folgende Werte:

Durchmesser [mm]	400	500
I	0,002	0,00125
M	50	50
d [m]	0,400	0,500
Fläche [m]	0,126	0,196
R [m]	0,100	0,125
Q [m ³ /s]	0,061	0,087

Die Durchlässe wären also noch geeignet. Wegen der Versetzungsgefahr von Rohrdurchlässen ist eine regelmäßige Kontrolle und ggf. Reinigung notwendig. Zur Zeit ist der Durchlass der Nennweite 400 am Ein und Auslauf stark zugewachsen.

Sollte eine Kontrolle bei der Begehung nicht erkennbare innere Beschädigungen ergeben, ist eine Erneuerung notwendig.

Zur Vermeidung von Schwallwellen sollte die Einleitung nicht schlagartig von 0 auf 50 l/s eingestellt werden, sondern in Stufen erfolgen.

3.5.2. Abschnitt der Rieda unterhalb der Einleitung bis oberhalb Niemberg

Dieser Abschnitt weist noch relativ naturnahe Abschnitte auf. Die Sohle ist wegen Sedimentation verschlammmt. Hinweise auf Verschilfung waren nicht vorhanden. Typisch für diesen Abschnitt ist das Profil P1, welches auch als Durchflussmessstelle diente. Die hydraulische Berechnung ist in der Anlage 4.2 aufgelistet. Das folgende Bild zeigt das Profil mit dem Wasserspiegel vom 24.2.00:

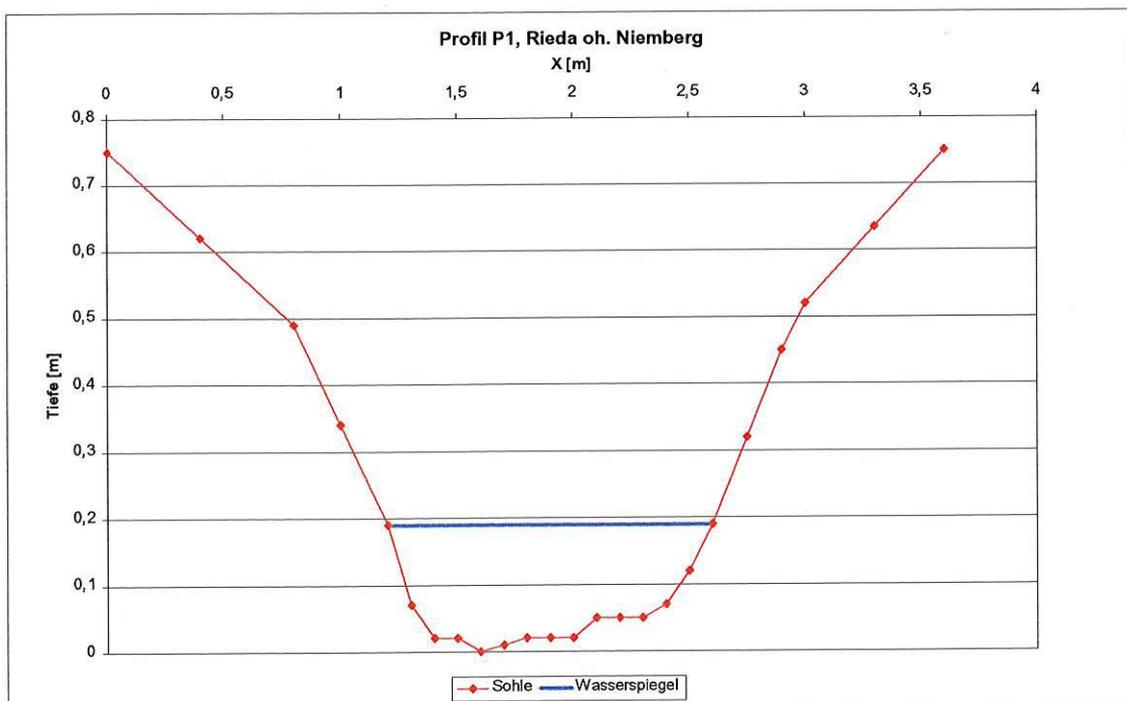


Bild 4 : Profil P1

Es erfolgte die hydraulische Berechnung für den Zustand vom 24.2.00 (identisch mit der Durchflussmessung), diesen Zustand und zusätzlich mittlere 8,3 bzw. maximale 50 l/s Einleitung sowie für knapp bordvollen Zustand mit und ohne Einleitung von 50 l/s. Dabei ergaben sich folgende wesentlichen Ergebnisse:



	normal			bordvoll	
	0 l/s	8,3 l/s	50 l/s	0 l/s	50 l/s
Einleitung	0 l/s	8,3 l/s	50 l/s	0 l/s	50 l/s
$M^*]^{1/2}$	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
W [m unter Gel.]	-0,56	-0,545	-0,475	-0,021	0,000
Fläche [m ²]	0,195	0,216	0,319	1,392	1,472
U [m]	1,51	1,56	1,78	3,89	4,01
R [m]	0,13	0,14	0,18	0,36	0,37
V [m/s]	0,248	0,260	0,308	0,489	0,497
Q [m ³ /s]	0,048	0,056	0,098	0,681	0,731
mittl. Tiefe [m]	0,14	0,15	0,20	0,40	0,41
Breite [m]:	1,40	1,44	1,61	3,48	3,60
max. Tiefe [m]	0,19	0,21	0,27	0,73	0,75

Die Berechnungen ergaben, dass im kritischen Fall eines gleichzeitigen Hochwassers der Rieda nur unbedeutende Wasserstandserhöhungen von rechnerisch 2,2 cm infolge der maximalen Einleitung von Tagebauwässern eintreten. Wenn bei Einleitung nur normale natürlich Durchflüsse vorhanden sind, ist der Anstieg der Wasserstände um ca. 8 cm erträglich. Es ist unwahrscheinlich, dass die Einleitung der Maximalmenge bei Niedrigwasser erfolgt, da sie nur nach extremen Starkregen notwendig ist. Bei mittlerer Einleitungsmenge von 8,3 l/s sind erwartungsgemäß keine Probleme vorhanden.

3.5.3. Abschnitt der Rieda im Bereich Niemberg

In diesem Abschnitt besitzt die Rieda eine deutlich höhere Profilfläche als oberhalb. Probleme sind deshalb auszuschließen. Die Ergebnisse der hydraulischen Berechnung sind in Anlage 4.3 ersichtlich. Auch die Brücken sind nicht als Engstellen anzusehen. Engstelle ist der Rohrdurchlass östlich des Ortes, der aber eine verhältnismäßig glatte Oberfläche besitzt und mit ca. 1275 l/s nahezu eine 3/4 höhere Kapazität als die oberhalb liegende Flussstrecke haben dürfte.

Durchmesser [mm]	R1200
l	0,00150
M	65
d [m]	1,200
Fläche [m]	1,131
R [m]	0,300
Q [m ³ /s]	1,276

3.5.4. Abschnitt der Rieda im Bereich Eismannsdorf

Am Profil P5 ist der Querschnitt der Rieda verhältnismäßig gering bemessen. Das typische Profil ist in folgendem Bild skizziert:

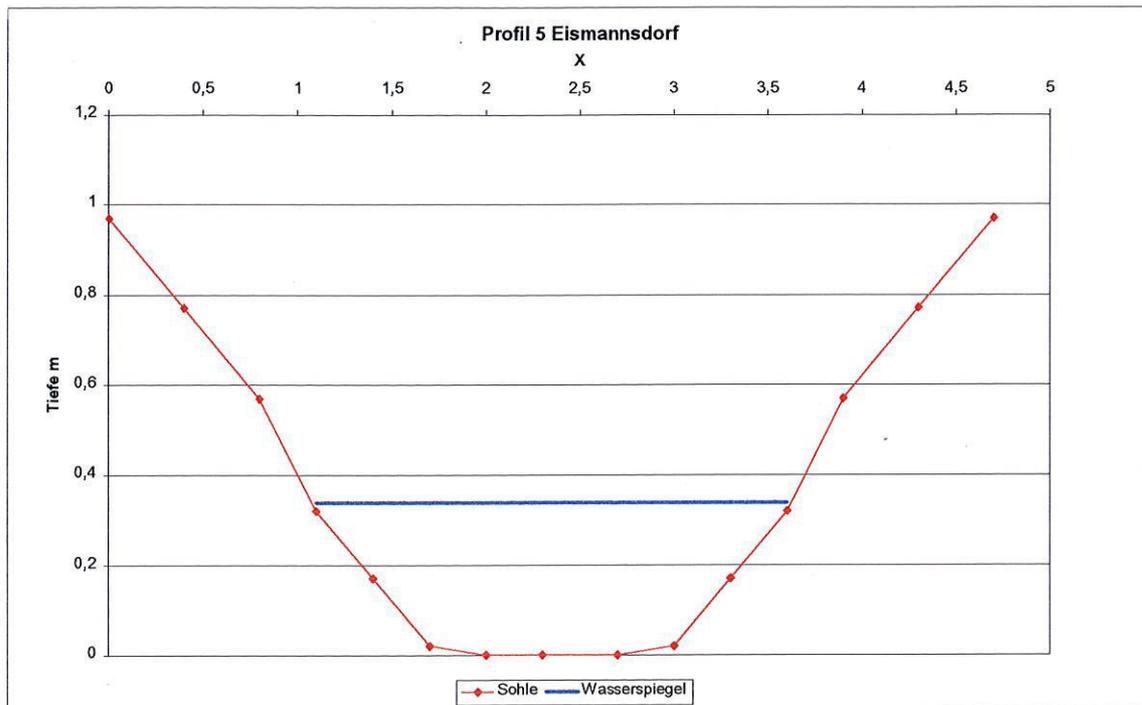


Bild 5: Typisches Profil Bereich Eismannsdorf

Hier ist auch das Gefälle verhältnismäßig gering. Diese Probleme wären durch Erneuerung des erheblich beschädigten Durchlasses am Profil P6 und/oder Entschlammung deutlich zu vermindern. Hier wird aber vom ungünstigsten Fall ausgegangen, dass diese an sich überfälligen - und nicht mit dem geplanten Steinbruch in Zusammenhang stehenden - Maßnahmen nicht erfolgen. Es ergibt sich folgende Tabelle:



	normal		bordvoll	
	0 l/s	50 l/s	0 l/s	50 l/s
Einleitung	0 l/s	50 l/s	0 l/s	50 l/s
M	22	22	22	22
I	0,00011	0,000136	0,00023	0,00023
W [m unter Gel.]	-0,63	-0,52	-0,03	0,00
Fläche [m ²]	0,640	0,922	2,695	2,850
U [m]	2,71	3,05	5,07	5,21
R [m]	0,24	0,30	0,53	0,55
V [m/s]	0,088	0,116	0,217	0,223
Q [m ³ /s]	0,057	0,107	0,586	0,636
mittl. Tiefe [m]	0,25	0,33	0,59	0,61
Breite [m]:	2,55	2,81	4,57	4,70
max. Tiefe [m]	0,34	0,45	0,94	0,97

Die Berechnungen ergaben bei nahezu bordvollem Profil eine zusätzliche Wasserstandserhöhung von ca. 3 cm infolge der maximalen Einleitmenge von 50 l/s. Bei natürlichen Abflüssen wie am 24.2.00 würde es zu 11 cm Wasserstandsanstieg kommen. Diese sind unproblematisch, da ausreichender Platz im Profil vorhanden ist. Die Erhöhung der Fließgeschwindigkeit von 9 auf 11,5 cm/s ist eher positiv, da sie der gegenwärtigen Verschlammung entgegen wirkt.

Das Profil 6 selbst ist nicht als Engstelle anzusehen, da der Fluss wesentlich tiefer in das Gelände eingeschnitten ist als im Profil 5. Es wirkt aber über die Energielinie auf das Profil 5.

Details der Berechnung sind in Anlage 4.4. ersichtlich.

3.5.5. Abschnitt der Rieda unterhalb Eismannsdorf

Unterhalb Eismannsdorf ist das Profil der Rieda wesentlich stärker eingetieft als östlich von Eismannsdorf. Da zusätzlich das Gefälle wieder steigt, erhöht sich auch dadurch die Kapazität des Flussbetts. Die hydraulische Berechnung für das Abführvermögen in Schrenz (nördlich der Dokumentationskarte in Anlage 2) ist als Anlage 4.5. beigefügt.



4. Zusammenfassung der Ergebnisse

Die durchgeführten Untersuchungen ergaben, dass im Mittel ca. 261 000 m³/a (8,3 l/s bzw. 715 m³/d) Tagebauwasser anfallen. Dabei ist in sehr nassen Perioden mit einer maximalen Monatsmenge von 68 200 m³/Monat (25,5 l/s bzw. 2 200 m³/d) zu rechnen. Diese Mengen beinhalten sowohl Niederschlags- als auch Grundwasser.

Wie das Starkniederschlagsgutachten (Anlage /1/) zeigt, fallen bei extremen Starkniederschlägen kurzzeitig wesentlich höhere Wassermengen an. So ist mit 20 % Wahrscheinlichkeit pro Jahr mit täglichen Regenmengen von 54,8 mm zu rechnen, wodurch im Tagebau ca. 340 bis 350 l/s im Tagesmittel anfallen. Kurzzeitig sind noch wesentlich höhere Regenintensitäten möglich.

Durch Nutzung der Möglichkeiten zur Wasserspeicherung kann die Einleitung der anfallenden Wassermengen auf maximal 50 l/s begrenzt werden. Das Ableitungssystem ist in Anlage 2 erkennbar. Die Einleitung erfolgt zweckmäßig in einen Graben nahe der Straße Niemberg – Plößnitz, der in die Rieda (Reide) mündet. Dieser Graben besitzt ein ausreichendes Profil, sofern die vorhandenen 2 Rohrdurchlässe in Ordnung gehalten werden.

Zwischen Steinbruch und Einleitstelle sollte eine technische Anlage als offenes künstliches Gerinne den Vorzug vor einer Rohrleitung erhalten. Der Vorteil besteht insbesondere in der ständigen Kontrollierbarkeit. Die Straße muss mit einem Rohrdurchlass ab 400 mm Durchmesser gequert werden.

Im Rahmen der Bearbeitung des Gutachtens erfolgten eine Begehung der Vorfluter, die Aufnahme wesentlicher Querprofile und Durchflussmessungen zur Bestimmung hydraulischer Parameter.

Die auf dieser Grundlage durchgeführten Berechnungen ergaben, dass die Rieda in der Lage ist, die maximalen Einleitmengen von 50 l/s (durchschnittlich 1 bis 2 mal für mehrere Tage im Jahr) schadlos abzuführen. Im Bereich der Ausuferungsgrenze ergeben sich Wasserstandsaufhöhungen bis ca. 3 cm. Das ist im Vergleich zu anderweitigen, nicht mit dem Tagebau in Zusammenhang stehenden Störeinflüssen, wie der Tendenz zur Verschlammung, vernachlässigbar.

Zur Vermeidung von Schwallwellen sollte die Ableitung der Wassermenge nicht schlagartig sondern stufenweise bis auf maximal 50 l/s erhöht werden.



Quellenverzeichnis

- /1/ Borkert, M.; Hüntze, W. und P. Hanzlik
Hydrogeologisches Gutachten für den Quarzporphyrtagebau Niemberg /
Brachstedt
GFE – GmbH, 1995.
- /2/ Preißler, H. und G. Bollrich
Technische Hydromechanik, Bd. 1
Verlag für Bauwesen, Berlin, 1980.
- /3/ Schoklitsch, A.:
Handbuch des Wasserbaus
Springer – Verlag, Wien, 1950.
- /4/ Malitz, G.
Amtliches Gutachten
Starkniederschlagshöhen in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit
(Jährlichkeit) für drei Dauerstufen im Raum Niemberg
DWD, Geschäftsfeld Hydrometeorologie, Berlin, 2000.
(Als Anlage 1 beigelegt)



Anlage 1

Amtliches Gutachten
Starkniederschlagshöhen in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit
(Jährlichkeit) für drei Dauerstufen im Raum Niemberg
(DWD, Geschäftsfeld Hydrometeorologie, Berlin, 2000)

DWD

AMTLICHES GUTACHTEN

**Starkniederschlagshöhen in Abhängigkeit von der
Wiederkehrzeit (Jährlichkeit) für drei Dauerstufen
im Raum Niemberg**

Deutscher Wetterdienst

Geschäftsfeld Hydrometeorologie
Berlin, Februar 2000



Thema des Gutachtens: **Starkniederschlagshöhen in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit (Jährlichkeit) für drei Dauerstufen im Raum Niemberg**

Auftraggeber: GFE GmbH Halle
Hydrogeologie/Hydrologie
Köthener Straße 34
06118 Halle

Auftragnehmer: DWD, Geschäftsfeld Hydrometeorologie

Gesamtzahl der Seiten: 5

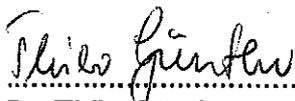
Anzahl der Tabellen: 1

Dieses Gutachten enthält Aussagen, die ausschließlich für das angegebene Bearbeitungsgebiet gelten. Eine Übertragung der Ergebnisse auf andere Anwendungen oder Nachbargebiete ist mit der Dienststelle, die dieses Gutachten erstellt hat, abzustimmen.

Wissenschaftliche Bearbeitung: Dr. Gabriele Malitz

Berlin, 16. Februar 2000

Im Auftrag


.....
Dr. Thilo Günther
Referatsleiter



Dieses Gutachten ist urheberrechtlich geschützt. Außerhalb der mit dem Auftraggeber vertraglich vereinbarten Nutzungsrechte ist eine Vervielfältigung oder Weitergabe dieses Gutachtens an Dritte sowie die Mitteilung seines Inhaltes, auch auszugsweise, nur mit vorheriger schriftlicher Genehmigung des Deutschen Wetterdienstes gestattet.

1 Grundlagen

Für zahlreiche Anwendungszwecke sind neben der Niederschlagshöhe auch Dauer, Intensität, Häufigkeit und die zeitliche Verteilung des Niederschlags von Bedeutung. Die für unterschiedliche Anwendungen definierten Starkniederschlagsereignisse können sowohl Niederschläge kurzer Dauer und hoher Intensität als auch mehrere Stunden oder Tage anhaltende Niederschläge mit großen Niederschlagshöhen sein. Eine Auswertung von Starkniederschlagsereignissen ist demnach eine statistische Behandlung von Extremwerten.

Um solche Unterlagen zur Verfügung stellen zu können, ist eine planmäßige und detaillierte Auswertung von Niederschlagsregistrierungen erforderlich. Niederschlagsmessungen sind immer mit einem systematischen Messfehler behaftet, der insbesondere durch den Windeinfluss entsteht. Der Fehler ist jedoch um so kleiner, je größer die Niederschlagsintensität ist. Die Niederschlagsaufzeichnungen zeigen gegenüber den täglich einmal durchgeführten Niederschlagsmessungen noch zusätzliche Unsicherheiten und Störanfälligkeiten. Selbst bei sorgfältiger Wartung sind bei Niederschlagsschreibern lückenlose und fehlerfreie Registrierungen im jahrelangen Dauerbetrieb nicht immer zu erhalten. Zufriedenstellende Ergebnisse für Starkniederschlagsauswertungen lassen sich andererseits nur aus weitgehend vollständigen und fehlerfreien Datenkollektiven ableiten. Daher müssen die Registrierungen besonders sorgfältig geprüft, korrigiert und ergänzt werden. Einzelheiten darüber lassen sich einer gemeinsamen Richtlinie von DWD, LAWA, DVWK und ATV (DVWK-Regeln, Heft 123 bzw. ATV-Arbeitsblatt A 136: "Niederschlag - Prüfung und Weitergabe von Niederschlagsregistrierungen", 1985) entnehmen.

Die Summenkurven der Niederschlagsschreiber nach Hellmann werden im DWD nach markanten Punkten über eine Digitalisierungsanlage erfasst. Da im Messnetz des DWD ein Niederschlagsschreiber immer durch einen zugeordneten Niederschlagsmesser ergänzt wird, werden die auftretenden Abweichungen zwischen der Niederschlagshöhe des täglich abgelesenen Niederschlagsmessers und der Summe der registrierten Niederschlagshöhe prozentual auf die einzelnen Niederschlagsereignisse verteilt. Die so digitalisierten Niederschlagswerte werden mit Hilfe entsprechender Software in äquidistante 5-min-Niederschlagswerte umgerechnet.

Für Untersuchungen von Niederschlägen kleiner Dauerstufen (Schauer) werden nur jeweils die Registrierungen der Monate Mai bis September herangezogen, da mit Sicherheit angenommen werden kann, dass extreme Kurzzeitniederschläge in der kalten Jahreszeit nicht vorkommen. Hinzu kommt, dass in früheren Jahren überwiegend unbeheizte Niederschlagsschreiber betrieben wurden und dass während der kalten Jahreszeit aufgrund der Witterung (Schnee, Eis usw.) zusätzliche systematische Messfehler bei der Niederschlagsregistrierung auftreten.

Trotz unterschiedlicher Auswerteziträume der Registrierungen müssen die statistischen Ergebnisse vergleichbar sein, so dass für jede Station Aussagen zu Starkniederschlagshöhen einer bestimmten Häufigkeit abgeleitet werden können. Dies wird

erreicht, indem die Zeitreihen miteinander verglichen und die Wichtung der einzelnen Niederschlagsereignisse ermittelt wird. Außerdem ist zu berücksichtigen, dass länger anhaltende Starkniederschläge auch in der kalten Jahreszeit auftreten. Infolgedessen reichen die Ergebnisse aus Niederschlagsregistrierungen von Mai bis September nicht aus. Es werden zusätzlich die täglichen Niederschlagsmessungen von Januar bis Dezember herangezogen.

Hierzu wurden 30-jährige Aufzeichnungen der Jahre zwischen 1951 und 1980 für rund 200 Niederschlagsschreiberstationen und fast 3000 Stationen mit täglicher Niederschlagsmessung ausgewertet. Die Vorgehensweise bei der Berechnung dieser Punktabgaben lässt sich einer gemeinsamen Richtlinie von DWD, LAWA, DVWK und ATV (DVWK-Regeln, Heft 124 bzw. ATV-Arbeitsblatt A 121: "Niederschlag - Starkregenauswertung nach Wiederkehrzeit und Dauer", 1985) entnehmen. Mit Hilfe eines ausgewählten extremwertstatistischen Analyseverfahrens wird die Bewertung der innerhalb eines Messzeitraums ausreichender Länge zufällig aufgetretenen Ereignisse vorgenommen und eine Extrapolation auf sehr seltene Niederschlagsereignisse ermöglicht. Der extremwertstatistische Ansatz geht für jede Dauerstufe D von einer jährlichen oder partiellen Serie aus, die sich aus der Reihe der gemessenen oder registrierten Niederschlagshöhe ergibt. Jeder Serie wird durch eine Regressionsrechnung die theoretische Verteilungsfunktion $h_N(D;T) = u(D) + w(D) \cdot \ln T$ angepasst, wobei T die Wiederkehrzeit (Jährlichkeit) ist. Die Verteilungsfunktion wird durch die Parameter u(D) und w(D) charakterisiert. Um eindeutige Niederschlagshöhen über alle Dauerstufen hinweg zu erhalten, wird ein doppellogarithmischer Ausgleich der Verteilungsparameter u(D) und w(D) im Dauerstufen-Bereich I (5 min bis 60 min) und im Dauerstufen-Bereich II (60 min bis 12 h) vollzogen.

Auf diesen Punktauswertungen aufbauend, wurde anschließend eine flächendeckende Regionalisierung des Starkniederschlagsgeschehens vorgenommen. Die Ergebnisse sind in Rasterdarstellungen mit einer Auflösung von etwa 8,5 mal 8,5 km pro Rasterfeld erfasst. Zur Ermittlung jedes einzelnen Rasterwertes wurden dabei die nächstgelegenen Stationsangaben auch unter Berücksichtigung der orographischen Eigenheiten (Luv/Lee) jeder Region ausgeglichen. Auf diese Weise entstanden die KOSTRA-Werte der Starkniederschlagshöhe.

2 Ergebnisse

Die in der Tabelle auf Seite 5 aufgelisteten Starkniederschlagshöhen stellen somit das Resultat einer extremwertstatistischen Analyse für den Raum Niemberg dar. Die Tabelle enthält die auftragsgemäß ermittelten Starkniederschlagshöhen (in mm) bzw. die entsprechenden Werte für die Niederschlagsspenden (in l/(s·ha)) für die drei Dauerstufen D (D = 1 h, D = 24 h, D = 72 h) und 8 Wiederkehrzeiten bzw. Jährlichkeiten T (von T = 0,5 a bis T = 100 a, was Überschreitungswahrscheinlichkeiten von zweimal pro Jahr bis einmal in 100 Jahren entspricht).

Tabelle **KOSTRA-Starkniederschlagshöhen und -spenden in Abhängigkeit von Niederschlagsdauer und Wiederkehrzeit im Raum Niemberg**

T n	0,5 2		1 1		2 0,5		5 0,2		10 0,1		20 0,05		50 0,02		100 0,01	
	hN	RN	hN	RN	hN	RN	hN	RN	hN	RN	hN	RN	hN	RN	hN	RN
1 h	11,5	31,9	16,0	44,4	20,5	56,9	26,4	73,5	31,0	86,0	35,5	98,5	41,4	115,0	45,9	127,5
24 h	25,6	3,0	34,4	4,0	43,2	5,0	54,8	6,3	63,5	7,4	72,3	8,4	83,9	9,7	92,7	10,7
72 h	33,7	1,3	44,1	1,7	54,5	2,1	68,2	2,6	78,5	3,0	88,9	3,4	102,6	4,0	113,0	4,4

T - Wiederkehrzeit (in a): mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
D - Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen
n - Überschreitungswahrscheinlichkeit pro Jahr
hN - Niederschlagshöhe (in mm)
RN - Niederschlagsspende (in l/(s·ha))

Der Tabelle ist unter anderem zu entnehmen, dass im Raum Niemberg im Mittel einmal in 10 Jahren innerhalb von 60 Minuten mit einer Niederschlagshöhe von mindestens $h_N(1h;10a) = 31$ mm zu rechnen ist. D. h., einmal in 10 Jahren fallen im Raum Niemberg innerhalb von 60 Minuten mindestens 31 Liter Niederschlag auf eine Fläche von einem Quadratmeter. Die Niederschlagsspende, die innerhalb von 60 Minuten im Mittel einmal in 10 Jahren erreicht oder überschritten wird, beträgt dort $R_N(1h;10a) = 86$ l/(s·ha). **Im Mittel einmal in 50 Jahren ist im Raum Niemberg innerhalb von 24 Stunden (einschließlich Unterbrechungen) eine Niederschlagshöhe von von mindestens 84 mm zu erwarten.**

Bei Anwendung der in dieser Tabelle aufgeführten Niederschlagshöhen und -spenden ist zu beachten, dass wegen der großen zeitlichen Variabilität des Niederschlags und aufgrund der Tatsache, dass relativ lange, 30-jährige Messreihen des Niederschlags nur bedingt repräsentativ für die Zukunft sind, bei der Angabe von Starkniederschlagshöhen ein Toleranzbereich angesetzt werden muss. Außerdem führen unvermeidbare Ungenauigkeiten bei der Mess- und Auswertemethodik sowie die Grenzen des extremwertstatistischen Ansatzes dazu, dass die Niederschlagshöhen bzw. Niederschlagsspenden mit einer gewissen Unsicherheit behaftet sind, die um so größer ist, je seltener der jeweilige Wert überschritten wird. Wenn die angegebenen Werte für Planungszwecke herangezogen werden, sollte für $R_N(D;T)$ bzw. $h_N(D;T)$ in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit (Jährlichkeit)

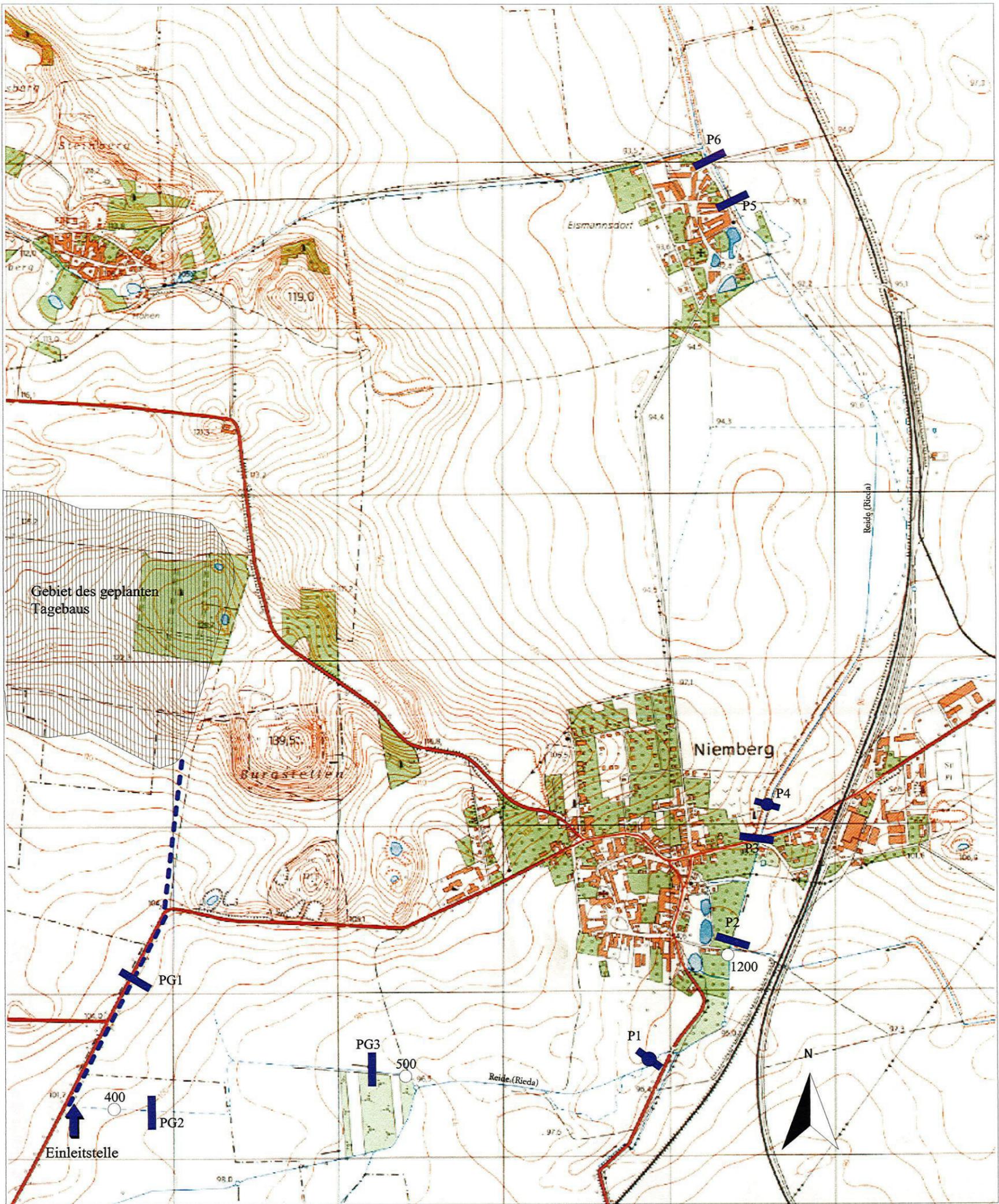
bei $0,5 a \leq T \leq 5 a$ ein Toleranzbetrag von $\pm 10 \%$,

bei $5 a < T \leq 50 a$ ein Toleranzbetrag von $\pm 15 \%$,

bei $50 a < T \leq 100 a$ ein Toleranzbetrag von $\pm 20 \%$

Berücksichtigung finden.

Die mittlere jährliche Niederschlagshöhe im Raum Niemberg beträgt 505 mm (Mittelungszeitraum 1961 bis 1990).



	Querprofil mit Bezeichnung
	Querprofil zur Durchflussmessung mit Bezeichnung
	Rohrdurchlass mit Durchmesser [mm]
	empfohlene Trasse für die Ableitung

Für:		Mitteldeutsche Baustoffe GmbH 06193 Sennewitz
Anlage 2		
		Bereich Umwelt - Geo - Technik FG Hydrogeologie/ Hydrologie
Objekt:	Untersuchungen der Wasserableitung für den Quarzporphyrtagebau Niemberg/Brachstedt	
Übersichtskarte mit Lage der Profile		
Maßstab:	ca. 1 : 12 500	
bearbeitet: Dr. M. Borkert	gezeichnet: Dr. M. Borkert / Lavie	Stand: 03/2000



Anlage 3

Protokolle der Durchflussmessungen



Anlage 4

Zusammenstellung der hydraulischen Berechnungen

Hydraulische Berechnung nach Manning - Strickler

Profil: **PG1** denkbares Profil Straßengraben

W [m u. MP]	-0,43	Fläche [m ²]	0,312	Breite [m]:	1,24
M	12	U [m]	1,55	max. Tiefe [m]	0,37
I	0,0015 (1/650)	R [m]	0,20		
Bezugspunkt MP:	Profiloberkante	V [m/s]	0,162		
M*I ^{1/2}	0,47	Q [m ³ /s]	0,050		
Tiefpunkt [m u. MP]	-0,8	t [m]	0,25		

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-0,43	0,00				
0,4	-0,4	-0,03	0,00				
0,8	-0,8	0,37	0,37	0,37	0,17	0,0633	0,5233
1,3	-0,8	0,37	0,37	0,50	0,37	0,1850	0,5000
1,7	-0,4	-0,03	0,00	0,37	0,17	0,0633	0,5233
2,1	0	-0,43	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning - Strickler

Profil: **PG2** vorhandener Graben

W	-0,891		
W [m u. MP]	12	Fläche [m ²]	0,333
I	0,002	U [m]	1,69
Bezugspunkt MP:	Profiloberkante	R [m]	0,20
M*I ^{1/2}	0,54	V [m/s]	0,182
Tiefpunkt [m u. MP]	-1,25	Q [m ³ /s]	0,060
		t [m]	0,23
		Breite [m]:	1,42
		max. Tiefe [m]:	0,36

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-0,891	0,00				
0,82	-0,8	-0,091	0,00				
1,3	-1,25	0,359	0,36	0,36	0,14	0,055	0,52
1,9	-1,25	0,359	0,36	0,60	0,36	0,215	0,60
2,45	-0,8	-0,091	0,00	0,44	0,14	0,063	0,57
3,4	0	-0,891	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning - Strickler

Profil: **PG3** vorhandener Graben

W -1,276
W [m u. MP] 12
I 0,00125
Bezugspunkt MP: Profiloberkante
M^{1/2} 0,42
Tiefpunkt [m u. MP] -1,6

Fläche [m²] 0,430 Breite [m]: 1,61
U [m] 2,04 max. Tiefe [m] 0,32
R [m] 0,21
V [m/s] 0,150
Q [m³/s] 0,065
t [m] 0,24

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-1,276	0,00				
1,5	-1,2	-0,076	0,00				
2	-1,6	0,324	0,32	0,41	0,13	0,053	0,52
3	-1,6	0,324	0,32	1,00	0,32	0,324	1,00
3,5	-1,2	-0,076	0,00	0,41	0,13	0,053	0,52
5	0	-1,276	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning - Strickler

Profil:	P1	Durchflussmessprofil oberhalb Niemberg	Zustand 2/00
W	-0,56		
M		Fläche [m²]	0,195
I		U [m]	1,51
Bezugspunkt: Profiloberkante		R [m]	0,13
M* ^{1/2}	0,97	V [m/s]	0,248
Tiefpunkt	-0,75	Q [m³/s]	0,0483
		t [m]	0,14
		Breite [m]:	1,40
		max. Tiefe [m]	0,19

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m²	benetzt U [m]
0	0	-0,56	0,00				
0,4	-0,13	-0,43	0,00				
0,8	-0,26	-0,3	0,00				
1	-0,41	-0,15	0,00				
1,2	-0,56	0	0,00				
1,3	-0,68	0,12	0,12	0,10	0,06	0,0060	0,1562
1,4	-0,73	0,17	0,17	0,10	0,15	0,0145	0,1118
1,5	-0,73	0,17	0,17	0,10	0,17	0,0170	0,1000
1,6	-0,75	0,19	0,19	0,10	0,18	0,0180	0,1020
1,7	-0,74	0,18	0,18	0,10	0,19	0,0185	0,1005
1,8	-0,73	0,17	0,17	0,10	0,18	0,0175	0,1005
1,9	-0,73	0,17	0,17	0,10	0,17	0,0170	0,1000
2	-0,73	0,17	0,17	0,10	0,17	0,0170	0,1000
2,1	-0,7	0,14	0,14	0,10	0,16	0,0155	0,1044
2,2	-0,7	0,14	0,14	0,10	0,14	0,0140	0,1000
2,3	-0,7	0,14	0,14	0,10	0,14	0,0140	0,1000
2,4	-0,68	0,12	0,12	0,10	0,13	0,0130	0,1020
2,5	-0,63	0,07	0,07	0,10	0,10	0,0095	0,1118
2,6	-0,56	0	0,00	0,10	0,04	0,0035	0,1221
2,75	-0,43	-0,13	0,00				
2,9	-0,3	-0,26	0,00				
3	-0,23	-0,33	0,00				
3,3	-0,115	-0,445	0,00				
3,6	0	-0,56	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning - Strickler

Profil:	P1	Durchflussmessprofil oberhalb Niemberg	Zustand 2/00 + 50l/s
W	-0,475		
M		Fläche [m ²]	0,319
I		U [m]	1,78
Bezugspunkt: Profiloberkante		R [m]	0,18
M* ^{1/2}	0,97	V [m/s]	0,308
Tiefpunkt	-0,75	Q [m ³ /s]	0,0983
max Tiefe		t [m]	0,20
		Breite [m]:	1,61
		max. Tiefe [m]	0,27

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-0,4753	0,00				
0,4	-0,13	-0,3453	0,00				
0,8	-0,26	-0,2153	0,00				
1	-0,41	-0,0653	0,00				
1,2	-0,56	0,0347	0,08	0,11	0,02	0,0027	0,1412
1,3	-0,68	0,2047	0,20	0,10	0,14	0,0145	0,1562
1,4	-0,73	0,2547	0,25	0,10	0,23	0,0230	0,1118
1,5	-0,73	0,2547	0,25	0,10	0,25	0,0255	0,1000
1,6	-0,75	0,2747	0,27	0,10	0,26	0,0265	0,1020
1,7	-0,74	0,2647	0,26	0,10	0,27	0,0270	0,1005
1,8	-0,73	0,2547	0,25	0,10	0,26	0,0260	0,1005
1,9	-0,73	0,2547	0,25	0,10	0,25	0,0255	0,1000
2	-0,73	0,2547	0,25	0,10	0,25	0,0255	0,1000
2,1	-0,7	0,2247	0,22	0,10	0,24	0,0240	0,1044
2,2	-0,7	0,2247	0,22	0,10	0,22	0,0225	0,1000
2,3	-0,7	0,2247	0,22	0,10	0,22	0,0225	0,1000
2,4	-0,68	0,2047	0,20	0,10	0,21	0,0215	0,1020
2,5	-0,63	0,1547	0,15	0,10	0,18	0,0180	0,1118
2,6	-0,56	0,0847	0,08	0,10	0,12	0,0120	0,1221
2,75	-0,43	-0,0453	0,00	0,10	0,03	0,0027	0,1293
2,9	-0,3	-0,1753	0,00				
3	-0,23	-0,2453	0,00				
3,3	-0,115	-0,3603	0,00				
3,6	0	-0,4753	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning - Strickler

Profil:	P1	Durchflussmessprofil oberhalb Niemberg	Zustand 2/00 + 8/s
W	-0,545		
M		Fläche [m ²]	0,217
l		U [m]	1,56
Bezugspunkt: Profioberkante		R [m]	0,14
M ^{*l} ^{1/2}	0,97	V [m/s]	0,260
Tiefpunkt	-0,75	Q [m ³ /s]	0,0563
		t [m]	0,15
		Breite [m]:	1,44
		max. Tiefe [m]:	0,21
			0,0563

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-0,5446	0,00				
0,4	-0,13	-0,4146	0,00				
0,8	-0,26	-0,2846	0,00				
1	-0,41	-0,1346	0,00				
1,2	-0,56	0,0154	0,02	0,02	0,00	0,0000	0,0257
1,3	-0,68	0,1354	0,14	0,10	0,08	0,0075	0,1562
1,4	-0,73	0,1854	0,19	0,10	0,16	0,0160	0,1118
1,5	-0,73	0,1854	0,19	0,10	0,19	0,0185	0,1000
1,6	-0,75	0,2054	0,21	0,10	0,20	0,0195	0,1020
1,7	-0,74	0,1954	0,20	0,10	0,20	0,0200	0,1005
1,8	-0,73	0,1854	0,19	0,10	0,19	0,0190	0,1005
1,9	-0,73	0,1854	0,19	0,10	0,19	0,0185	0,1000
2	-0,73	0,1854	0,19	0,10	0,19	0,0185	0,1000
2,1	-0,7	0,1554	0,16	0,10	0,17	0,0170	0,1044
2,2	-0,7	0,1554	0,16	0,10	0,16	0,0155	0,1000
2,3	-0,7	0,1554	0,16	0,10	0,16	0,0155	0,1000
2,4	-0,68	0,1354	0,14	0,10	0,15	0,0145	0,1020
2,5	-0,63	0,0854	0,09	0,10	0,11	0,0110	0,1118
2,6	-0,56	0,0154	0,02	0,10	0,05	0,0050	0,1221
2,75	-0,43	-0,1146	0,00	0,02	0,00	0,0000	0,0235
2,9	-0,3	-0,2446	0,00				
3	-0,23	-0,3146	0,00				
3,3	-0,115	-0,4296	0,00				
3,6	0	-0,5446	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning - Strickler

Profil:	P1	Durchflussmessprofil oberhalb Niemberg	bordvoll minus 50/s
W	-0,021		
M		Fläche [m ²]	1,392
I		U [m]	3,89
Bezugspunkt: Profioberkante		R [m]	0,36
M* ^{1/2}	0,97	V [m/s]	0,489
Tiefpunkt	-0,75	Q [m ³ /s]	0,681
		t [m]	0,40
		Breite [m]:	3,48
		max. Tiefe [m]	0,73
			0,681

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-0,021	0,00				
0,4	-0,13	0,109	0,11	0,34	0,05	0,0153	0,3527
0,8	-0,26	0,239	0,24	0,40	0,17	0,0696	0,4206
1	-0,41	0,389	0,39	0,20	0,31	0,0628	0,2500
1,2	-0,56	0,539	0,54	0,20	0,46	0,0928	0,2500
1,3	-0,68	0,659	0,66	0,10	0,60	0,0599	0,1562
1,4	-0,73	0,709	0,71	0,10	0,68	0,0684	0,1118
1,5	-0,73	0,709	0,71	0,10	0,71	0,0709	0,1000
1,6	-0,75	0,729	0,73	0,10	0,72	0,0719	0,1020
1,7	-0,74	0,719	0,72	0,10	0,72	0,0724	0,1005
1,8	-0,73	0,709	0,71	0,10	0,71	0,0714	0,1005
1,9	-0,73	0,709	0,71	0,10	0,71	0,0709	0,1000
2	-0,73	0,709	0,71	0,10	0,71	0,0709	0,1000
2,1	-0,7	0,679	0,68	0,10	0,69	0,0694	0,1044
2,2	-0,7	0,679	0,68	0,10	0,68	0,0679	0,1000
2,3	-0,7	0,679	0,68	0,10	0,68	0,0679	0,1000
2,4	-0,68	0,659	0,66	0,10	0,67	0,0669	0,1020
2,5	-0,63	0,609	0,61	0,10	0,63	0,0634	0,1118
2,6	-0,56	0,539	0,54	0,10	0,57	0,0574	0,1221
2,75	-0,43	0,409	0,41	0,15	0,47	0,0711	0,1985
2,9	-0,3	0,279	0,28	0,15	0,34	0,0516	0,1985
3	-0,23	0,209	0,21	0,10	0,24	0,0244	0,1221
3,3	-0,115	0,094	0,09	0,30	0,15	0,0455	0,3213
3,6	0	-0,021	0,00	0,25	0,04	0,0094	0,2626



Hydraulische Berechnung nach Manning - Strickler

Profil:	P1	Durchflussmessprofil oberhalb Niemberg	Kapazität
W	0		
M		Fläche [m ²]	1,472
I		U [m]	4,01
Bezugspunkt: Profiloberkante		R [m]	0,37
M ^{*1/2}	0,97	V [m/s]	0,497
Tiefpunkt	-0,75	Q [m ³ /s]	0,731
		t [m]	0,41
		Breite [m]:	3,60
		max. Tiefe [m]	0,75

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	0	0,00				
0,4	-0,13	0,13	0,13	0,40	0,07	0,0260	0,4206
0,8	-0,26	0,26	0,26	0,40	0,20	0,0780	0,4206
1	-0,41	0,41	0,41	0,20	0,34	0,0670	0,2500
1,2	-0,56	0,56	0,56	0,20	0,49	0,0970	0,2500
1,3	-0,68	0,68	0,68	0,10	0,62	0,0620	0,1562
1,4	-0,73	0,73	0,73	0,10	0,71	0,0705	0,1118
1,5	-0,73	0,73	0,73	0,10	0,73	0,0730	0,1000
1,6	-0,75	0,75	0,75	0,10	0,74	0,0740	0,1020
1,7	-0,74	0,74	0,74	0,10	0,75	0,0745	0,1005
1,8	-0,73	0,73	0,73	0,10	0,74	0,0735	0,1005
1,9	-0,73	0,73	0,73	0,10	0,73	0,0730	0,1000
2	-0,73	0,73	0,73	0,10	0,73	0,0730	0,1000
2,1	-0,7	0,7	0,70	0,10	0,72	0,0715	0,1044
2,2	-0,7	0,7	0,70	0,10	0,70	0,0700	0,1000
2,3	-0,7	0,7	0,70	0,10	0,70	0,0700	0,1000
2,4	-0,68	0,68	0,68	0,10	0,69	0,0690	0,1020
2,5	-0,63	0,63	0,63	0,10	0,66	0,0655	0,1118
2,6	-0,56	0,56	0,56	0,10	0,60	0,0595	0,1221
2,75	-0,43	0,43	0,43	0,15	0,50	0,0743	0,1985
2,9	-0,3	0,3	0,30	0,15	0,37	0,0548	0,1985
3	-0,23	0,23	0,23	0,10	0,27	0,0265	0,1221
3,3	-0,115	0,115	0,12	0,30	0,17	0,0518	0,3213
3,6	0	0	0,00	0,30	0,06	0,0173	0,3213



Hydraulische Berechnung nach Manning/Strickler

Profil:	P2	östlich Niemberg	Zustand 2/00
W	-1,5		
M	22	Fläche [m ²]	0,264
I	0,001	0,0005	U [m]
Bezugspunkt: Profioberkante		R [m]	0,15
M*I ^{1/2}	0,70	V [m/s]	0,198
Tiefpunkt	-1,7	Q [m ³ /s]	0,0523
max Tiefe		t [m]	0,17
		Breite [m]:	1,60
		max. Tiefe [m]	0,20
			0,0565

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0,0	0,00	-1,5	0,00				
0,9	-0,65	-0,85	0,00				
1,8	-1,30	-0,2	0,00				
2,0	-1,50	0	0,00				
2,2	-1,68	0,18	0,18	0,20	0,09	0,0180	0,2691
2,5	-1,70	0,2	0,20	0,30	0,19	0,0570	0,3007
3,4	-1,68	0,18	0,18	0,90	0,19	0,1710	0,9002
3,6	-1,50	0	0,00	0,20	0,09	0,0180	0,2691
4,5	-0,75	-0,75	0,00				
5,3	0	-1,5	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning/Strickler

Profil:	P2	östlich Niemberg	Kapazität bei vollem Rohr oberhalb
W	-0,5		
M	22	Fläche [m ²]	3,018
I	0,0008	0,0005	U [m]
Bezugspunkt: Profiloberkante			R [m]
M ^{*1/2}	0,62		V [m/s]
Tiefpunkt	-1,7		Q [m ³ /s]
max Tiefe			t [m]
			Breite [m]: 4,04
			max. Tiefe [m]: 1,20

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl. ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0,0	0,00	-0,5	0,00				
0,9	-0,65	0,15	0,15	0,21	0,02	0,0036	0,2562
1,8	-1,30	0,8	0,80	0,90	0,48	0,4275	1,1102
2,0	-1,50	1	1,00	0,20	0,90	0,1800	0,2828
2,2	-1,68	1,18	1,18	0,20	1,09	0,2180	0,2691
2,5	-1,70	1,2	1,20	0,30	1,19	0,3570	0,3007
3,4	-1,68	1,18	1,18	0,90	1,19	1,0710	0,9002
3,6	-1,50	1	1,00	0,20	1,09	0,2180	0,2691
4,5	-0,75	0,25	0,25	0,85	0,63	0,5313	1,1336
5,3	0	-0,5	0,00	0,28	0,04	0,0118	0,3779

Die Kapazität des Profils ist höher, Q wird aber durch den Durchlass NW 1000 oberhalb begrenzt.



Hydraulische Berechnung nach Manning/Strickler

Profil:	P3	Brücke Niemberg	Kapazität	Durchlass halbrund	
W	1,4	M Sohle:	22	M Mauer	75
M	54,7	Fläche [m ²]	1,960	Breite [m]:	1,50
l	0,001	U [m]	5,22	max. Tiefe [m]	1,40
Bezugspunkt: Sohle		R [m]	0,38	Sohlbreite:	2,00
M* ^{1/2}	1,73	V [m/s]	0,900		
frei [m]	0,10	Q [m ³ /s]	1,764		
		t [m]	1,31		

Entfernung [m]	oben [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0,0	0,00	0	0,00				
0,1	0,30	0,3	0,30	0,10	0,15	0,0150	0,4162
0,4	1,00	1	1,00	0,30	0,65	0,1950	1,0616
0,75	1,40	1,4	-1,00	0,35	1,20	0,4200	0,8815
1,0	1,50	1,4	-1,00		1,40	0,3500	0,2500
1,25	1,40	1,4	-1,00		1,40	0,3500	0,2500
1,6	1,00	1	1,00	0,35	1,20	0,4200	0,8815
1,9	0,30	0,3	0,30	0,30	0,65	0,1950	1,0616
2,0	0,00	0	0,00	0,10	0,15	0,0150	0,4162



Hydraulische Berechnung nach Manning/Strickler

Profil:	P4	Durchflussmessprofil uh. Niemberg	Zustand 2/01
W	-1,4		
M		Fläche [m ²]	0,207
I		U [m]	1,69
Bezugspunkt: Profilloberkante		R [m]	0,12
M ^{*1/2}	1,09	V [m/s]	0,269
Tiefpunkt	-1,57	Q [m ³ /s]	0,0557
		t [m]	0,13
		Breite [m]:	1,60
		max. Tiefe [m]	0,17

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-1,4	0,00				
0,75	-0,7	-0,7	0,00				
1,5	-1,4	0	0,00				
1,65	-1,5	0,1	0,10	0,15	0,05	0,0075	0,1803
1,8	-1,5	0,1	0,10	0,15	0,10	0,0150	0,1500
1,9	-1,51	0,11	0,11	0,10	0,11	0,0105	0,1005
2	-1,55	0,15	0,15	0,10	0,13	0,0130	0,1077
2,1	-1,56	0,16	0,16	0,10	0,16	0,0155	0,1005
2,2	-1,56	0,16	0,16	0,10	0,16	0,0160	0,1000
2,3	-1,57	0,17	0,17	0,10	0,17	0,0165	0,1005
2,4	-1,57	0,17	0,17	0,10	0,17	0,0170	0,1000
2,5	-1,57	0,17	0,17	0,10	0,17	0,0170	0,1000
2,6	-1,57	0,17	0,17	0,10	0,17	0,0170	0,1000
2,7	-1,57	0,17	0,17	0,10	0,17	0,0170	0,1000
2,8	-1,55	0,15	0,15	0,10	0,16	0,0160	0,1020
2,95	-1,52	0,12	0,12	0,15	0,14	0,0203	0,1530
3,1	-1,4	0	0,00	0,15	0,06	0,0090	0,1921
4,1	-0,55	-0,85	0,00				
5,1	0,3	-1,7	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning/Strickler

Profil:	Profil:	P4	Durchflussmessprofil uh. Niemberg		Zustand 2/00 + 50/s
W	-1,318		Fläche [m²]	0,339	Breite [m]: 1,78
M			U [m]	1,93	max. Tiefe [m] 0,25
I			R [m]	0,18	
Bezugspunkt: Profilloberkante			V [m/s]	0,341	
M*I ^{1/2}	1,09		Q [m³/s]	0,116	0,116
Tiefpunkt	-1,57		t [m]	0,19	

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m²	benetzt U [m]
0	0	-1,318	0,00				
0,75	-0,7	-0,618	0,00				
1,5	-1,4	0,062	0,08	0,09	0,00	0,0004	0,1202
1,65	-1,5	0,182	0,18	0,15	0,13	0,0198	0,1803
1,8	-1,5	0,182	0,18	0,15	0,18	0,0273	0,1500
1,9	-1,51	0,192	0,19	0,10	0,19	0,0187	0,1005
2	-1,55	0,232	0,23	0,10	0,21	0,0212	0,1077
2,1	-1,56	0,242	0,24	0,10	0,24	0,0237	0,1005
2,2	-1,56	0,242	0,24	0,10	0,24	0,0242	0,1000
2,3	-1,57	0,252	0,25	0,10	0,25	0,0247	0,1005
2,4	-1,57	0,252	0,25	0,10	0,25	0,0252	0,1000
2,5	-1,57	0,252	0,25	0,10	0,25	0,0252	0,1000
2,6	-1,57	0,252	0,25	0,10	0,25	0,0252	0,1000
2,7	-1,57	0,252	0,25	0,10	0,25	0,0252	0,1000
2,8	-1,55	0,232	0,23	0,10	0,24	0,0242	0,1020
2,95	-1,52	0,202	0,20	0,15	0,22	0,0326	0,1530
3,1	-1,4	0,082	0,08	0,15	0,14	0,0213	0,1921
4,1	-0,55	-0,768	0,00	0,10	0,00	0,0004	0,1266
5,1	0,3	-1,618	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning/Strickler

Profil:	P4	Durchflussmessprofil uh. Niemberg	
		volle Kapazität	
W	-0,2	Fläche [m ²]	3,665
M	22	U [m]	5,30
I	0,0016	R [m]	0,69
Bezugspunkt: Profilloberkante		V [m/s]	0,688
M*I ^{1/2}	0,88	Q [m ³ /s]	2,523
Tiefpunkt	-1,57	t [m]	0,85
		Breite [m]:	4,30
		max. Tiefe [m]	1,37

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-0,2	0,00				
0,75	-0,7	0,5	0,50	0,54	0,18	0,0957	0,7328
1,5	-1,4	1,2	1,20	0,75	0,85	0,6375	1,0259
1,65	-1,5	1,3	1,30	0,15	1,25	0,1875	0,1803
1,8	-1,5	1,3	1,30	0,15	1,30	0,1950	0,1500
1,9	-1,51	1,31	1,31	0,10	1,31	0,1305	0,1005
2	-1,55	1,35	1,35	0,10	1,33	0,1330	0,1077
2,1	-1,56	1,36	1,36	0,10	1,36	0,1355	0,1005
2,2	-1,56	1,36	1,36	0,10	1,36	0,1360	0,1000
2,3	-1,57	1,37	1,37	0,10	1,37	0,1365	0,1005
2,4	-1,57	1,37	1,37	0,10	1,37	0,1370	0,1000
2,5	-1,57	1,37	1,37	0,10	1,37	0,1370	0,1000
2,6	-1,57	1,37	1,37	0,10	1,37	0,1370	0,1000
2,7	-1,57	1,37	1,37	0,10	1,37	0,1370	0,1000
2,8	-1,55	1,35	1,35	0,10	1,36	0,1360	0,1020
2,95	-1,52	1,32	1,32	0,15	1,34	0,2003	0,1530
3,1	-1,4	1,2	1,20	0,15	1,26	0,1890	0,1921
4,1	-0,55	0,35	0,35	1,00	0,78	0,7750	1,3124
5,1	0,3	-0,5	0,00	0,41	0,07	0,0297	0,5404



Hydraulische Berechnungen nach Manning/Strickler

Profil:	P5	östlich Eismannsdorf	Zustand 2/00
W	-0,63	Fläche [m ²]	0,640
M	22	U [m]	2,71
I	0,00011	R [m]	0,24
Bezugspunkt: Profiloberkante		V [m/s]	0,088
M*I ^{1/2}	0,23	Q [m ³ /s]	0,0565
Tiefpunkt	-0,97	t [m]	0,25
		Breite [m]:	2,55
		max. Tiefe [m]:	0,34

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-0,63	0,00				
0,4	-0,2	-0,43	0,00				
0,8	-0,4	-0,23	0,00				
1,1	-0,65	0,02	0,02	0,02	0,00	0,0000	0,0312
1,4	-0,8	0,17	0,17	0,30	0,10	0,0285	0,3354
1,7	-0,95	0,32	0,32	0,30	0,25	0,0735	0,3354
2	-0,97	0,34	0,34	0,30	0,33	0,0990	0,3007
2,3	-0,97	0,34	0,34	0,30	0,34	0,1020	0,3000
2,7	-0,97	0,34	0,34	0,40	0,34	0,1360	0,4000
3	-0,95	0,32	0,32	0,30	0,33	0,0990	0,3007
3,3	-0,8	0,17	0,17	0,30	0,25	0,0735	0,3354
3,6	-0,65	0,02	0,02	0,30	0,10	0,0285	0,3354
3,9	-0,4	-0,23	0,00	0,02	0,00	0,0000	0,0312
4,3	-0,2	-0,43	0,00				
4,7	0	-0,63	0,00				



Hydraulische Berechnungen nach Manning/Strickler

Profil:	Profil	P5	östlich Eismannsdorf		Zustand 2/00 + 50l/s	
W	-0,5212		Fläche [m ²]	0,922	Breite [m]:	2,81
M	22		U [m]	3,05	max. Tiefe [m]	0,45
I	0,00014		R [m]	0,30		
Bezugspunkt: Profiloberkante			V [m/s]	0,116		
M*I ^{1/2}	0,26		Q [m ³ /s]	0,1065		
Tiefpunkt	-0,97		t [m]	0,33		
max Tiefe						

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl. ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-0,5212	0,00				
0,4	-0,2	-0,3212	0,00				
0,8	-0,4	-0,1212	0,00				
1,1	-0,65	0,1288	0,13	0,15	0,03	0,0051	0,2012
1,4	-0,8	0,2788	0,28	0,30	0,20	0,0611	0,3354
1,7	-0,95	0,4288	0,43	0,30	0,35	0,1061	0,3354
2	-0,97	0,4488	0,45	0,30	0,44	0,1316	0,3007
2,3	-0,97	0,4488	0,45	0,30	0,45	0,1346	0,3000
2,7	-0,97	0,4488	0,45	0,40	0,45	0,1795	0,4000
3	-0,95	0,4288	0,43	0,30	0,44	0,1316	0,3007
3,3	-0,8	0,2788	0,28	0,30	0,35	0,1061	0,3354
3,6	-0,65	0,1288	0,13	0,30	0,20	0,0611	0,3354
3,9	-0,4	-0,1212	0,00	0,15	0,03	0,0051	0,2012
4,3	-0,2	-0,3212	0,00				
4,7	0	-0,5212	0,00				



Hydraulische Berechnungen nach Manning/Strickler

Profil:	Profil	P5	östlich Eismannsdorf	bordvoll minus 50l/s
W	-0,03154			
M		22	Fläche [m ²]	2,695
I	0,00023		U [m]	5,07
Bezugspunkt: Profiloberkante			R [m]	0,53
M* ^{1/2}	0,33		V [m/s]	0,217
Tiefpunkt	-0,97		Q [m ³ /s]	0,586
max Tiefe			t [m]	0,59
			Breite [m]:	4,57
			max. Tiefe [m]	0,94

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-0,03154	0,00				
0,4	-0,2	0,16846	0,17	0,34	0,07	0,0239	0,3767
0,8	-0,4	0,36846	0,37	0,40	0,27	0,1074	0,4472
1,1	-0,65	0,61846	0,62	0,30	0,49	0,1480	0,3905
1,4	-0,8	0,76846	0,77	0,30	0,69	0,2080	0,3354
1,7	-0,95	0,91846	0,92	0,30	0,84	0,2530	0,3354
2	-0,97	0,93846	0,94	0,30	0,93	0,2785	0,3007
2,3	-0,97	0,93846	0,94	0,30	0,94	0,2815	0,3000
2,7	-0,97	0,93846	0,94	0,40	0,94	0,3754	0,4000
3	-0,95	0,91846	0,92	0,30	0,93	0,2785	0,3007
3,3	-0,8	0,76846	0,77	0,30	0,84	0,2530	0,3354
3,6	-0,65	0,61846	0,62	0,30	0,69	0,2080	0,3354
3,9	-0,4	0,36846	0,37	0,30	0,49	0,1480	0,3905
4,3	-0,2	0,16846	0,17	0,40	0,27	0,1074	0,4472
4,7	0	-0,03154	0,00	0,34	0,07	0,0239	0,3767



Hydraulische Berechnungen nach Manning/Strickler

Profil:	Profil	P5	östlich Eismannsdorf		bordvoll	
W		0				
M		22	Fläche [m²]	2,850	Breite [m]:	4,70
I		0,00023	U [m]	5,21	max. Tiefe [m]	0,97
Bezugspunkt: Profiloberkante			R [m]	0,55		
M*I ^{1/2}		0,33	V [m/s]	0,223		
Tiefpunkt		-0,97	Q [m³/s]	0,636		
max Tiefe			t [m]	0,61		

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m²	benetzt U [m]
0	0	0	0,00				
0,4	-0,2	0,2	0,20	0,40	0,10	0,0400	0,4472
0,8	-0,4	0,4	0,40	0,40	0,30	0,1200	0,4472
1,1	-0,65	0,65	0,65	0,30	0,53	0,1575	0,3905
1,4	-0,8	0,8	0,80	0,30	0,73	0,2175	0,3354
1,7	-0,95	0,95	0,95	0,30	0,88	0,2625	0,3354
2	-0,97	0,97	0,97	0,30	0,96	0,2880	0,3007
2,3	-0,97	0,97	0,97	0,30	0,97	0,2910	0,3000
2,7	-0,97	0,97	0,97	0,40	0,97	0,3880	0,4000
3	-0,95	0,95	0,95	0,30	0,96	0,2880	0,3007
3,3	-0,8	0,8	0,80	0,30	0,88	0,2625	0,3354
3,6	-0,65	0,65	0,65	0,30	0,73	0,2175	0,3354
3,9	-0,4	0,4	0,40	0,30	0,53	0,1575	0,3905
4,3	-0,2	0,2	0,20	0,40	0,30	0,1200	0,4472
4,7	0	0	0,00	0,40	0,10	0,0400	0,4472



Hydraulische Berechnungen nach Manning/Strickler

Profil:	P6	uh. Brücke Eismannsdorf	Zustand 2/00
W	-1,6		
M		Fläche [m ²]	0,210
l		U [m]	1,52
Bezugspunkt: Profiloberkante		R [m]	0,14
M* ^{1/2}	0,87	V [m/s]	0,231
Tiefpunkt	-1,8	Q [m ³ /s]	0,0485
		t [m]	0,15
		Breite [m]:	1,40
		max. Tiefe [m]	0,20

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-1,6	0,00				
0,8	-0,8	-0,8	0,00				
1,6	-1,6	0	0,00				
1,8	-1,8	0,2	0,20	0,20	0,10	0,0200	0,2828
2,5	-1,8	0,2	0,20	0,70	0,20	0,1400	0,7000
3	-1,6	0	0,00	0,50	0,10	0,0500	0,5385
3,75	-0,8	-0,8	0,00				
4,5	0	-1,6	0,00				



Hydraulische Berechnungen nach Manning/Strickler

Profil: **P6** uh. Brücke Eismannsdorf Zustand 2/00 + 50l/s

W	-1,495				
M		Fläche [m ²]	0,358	Breite [m]:	1,60
l		0,0005 U [m]	1,81	max. Tiefe [m]	0,31
Bezugspunkt: Profioberkante		R [m]	0,20		
M* ^{1/2}	0,87	V [m/s]	0,293		
Tiefpunkt	-1,8	Q [m ³ /s]	0,1052	0,1065	
		t [m]	0,22		

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-1,495	0,00				
0,8	-0,8	-0,695	0,00				
1,6	-1,6	0,105	0,11	0,11	0,01	0,0007	0,1485
1,8	-1,8	0,305	0,31	0,20	0,21	0,0410	0,2828
2,5	-1,8	0,305	0,31	0,70	0,31	0,2135	0,7000
3	-1,6	0,105	0,11	0,50	0,21	0,1025	0,5385
3,75	-0,8	-0,695	0,00	0,10	0,01	0,0007	0,1439
4,5	0	-1,495	0,00				



Hydraulische Berechnungen nach Manning/Strickler

Profil: P6 Brücke Eismannsdorf bordvoll P5 minus 50/s

W	-1,019				
M		Fläche [m ²]	1,261	Breite [m]:	2,53
I		0,0005 U [m]	3,14	max. Tiefe [m]	0,78
Bezugspunkt: Profiloberkante		R [m]	0,40		
M*) ^{1/2}	0,87	V [m/s]	0,471		
Tiefpunkt	-1,8	Q [m ³ /s]	0,594	0,586	
		t [m]	0,50		

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-1,019	0,00				
0,8	-0,8	-0,219	0,00				
1,6	-1,6	0,581	0,58	0,58	0,21	0,1226	0,8217
1,8	-1,8	0,781	0,78	0,20	0,68	0,1362	0,2828
2,5	-1,8	0,781	0,78	0,70	0,78	0,5467	0,7000
3	-1,6	0,581	0,58	0,50	0,68	0,3405	0,5385
3,75	-0,8	-0,219	0,00	0,54	0,21	0,1149	0,7964
4,5	0	-1,019	0,00				



Hydraulische Berechnungen nach Manning/Strickler

Profil:	6 Brücke Eismannsdorf	bordvoll an P5	
W	-0,988	Fläche [m ²]	1,344
M		Breite [m]:	2,59
I		0,0005 U [m]	3,23
Bezugspunkt: Profiloberkante		R [m]	0,42
M ^{*I} ^{1/2}	0,87	V [m/s]	0,483
Tiefpunkt	-1,8	Q [m ³ /s]	0,6488
		t [m]	0,52
			0,636

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0	0	-0,988	0,00				
0,8	-0,8	-0,188	0,00				
1,6	-1,6	0,612	0,61	0,61	0,23	0,1433	0,8655
1,8	-1,8	0,812	0,81	0,20	0,71	0,1424	0,2828
2,5	-1,8	0,812	0,81	0,70	0,81	0,5684	0,7000
3	-1,6	0,612	0,61	0,50	0,71	0,3560	0,5385
3,75	-0,8	-0,188	0,00	0,57	0,23	0,1343	0,8389
4,5	0	-0,988	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning-Strickler

Profil:	Schrenz		Zustand 2/00	
W	-1,3		Fläche [m ²]	0,306
M	22		Breite [m]:	1,90
I	0,001	0,0005	U [m]	2,04
Bezugspunkt: Profiloberkante			max. Tiefe [m]	0,18
M*I ^{1/2}	0,70		R [m]	0,15
Tiefpunkt	-1,48		V [m/s]	0,197
max Tiefe			Q [m ³ /s]	0,0601
			t [m]	0,16

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0,0	0,00	-1,3	0,00				
0,3	-0,65	-0,65	0,00				
0,6	-1,30	0	0,00				
0,8	-1,48	0,18	0,18	0,20	0,09	0,018	0,27
1,2	-1,48	0,18	0,18	0,40	0,18	0,072	0,40
1,9	-1,48	0,18	0,18	0,70	0,18	0,126	0,70
2,3	-1,48	0,18	0,18	0,40	0,18	0,072	0,40
2,5	-1,30	0	0,00	0,20	0,09	0,018	0,27
2,8	-0,65	-0,65	0,00				
3,1	0	-1,3	0,00				



Hydraulische Berechnung nach Manning-Strickler

Profil:	Schrenz	Kapazität	
W	-0,05	Fläche [m ²]	3,389
M	25	U [m]	4,79
I	0,001	R [m]	0,71
Bezugspunkt: Profiloberkante		V [m/s]	0,628
M*I ^{1/2}	0,79	Q [m ³ /s]	2,13
Tiefpunkt	-1,48	t [m]	1,11
max Tiefe		Breite [m]:	3,05
		max. Tiefe [m]	1,43

Entfernung [m]	Sohle [m]	Tiefe [m]	ben. Tiefe [m]	benetzt B [m]	mittl ben. T [m]	ben. Fläche m ²	benetzt U [m]
0,0	0,00	-0,05	0,00				
0,3	-0,65	0,6	0,60	0,28	0,28	0,077	0,66
0,6	-1,30	1,25	1,25	0,30	0,93	0,278	0,72
0,8	-1,48	1,43	1,43	0,20	1,34	0,268	0,27
1,2	-1,48	1,43	1,43	0,40	1,43	0,572	0,40
1,9	-1,48	1,43	1,43	0,70	1,43	1,001	0,70
2,3	-1,48	1,43	1,43	0,40	1,43	0,572	0,40
2,5	-1,30	1,25	1,25	0,20	1,34	0,268	0,27
2,8	-0,65	0,6	0,60	0,30	0,93	0,278	0,72
3,1	0	-0,05	0,00	0,28	0,28	0,077	0,66

