



Gemeinde Twist

Landkreis Emsland

Entwässerungskonzept

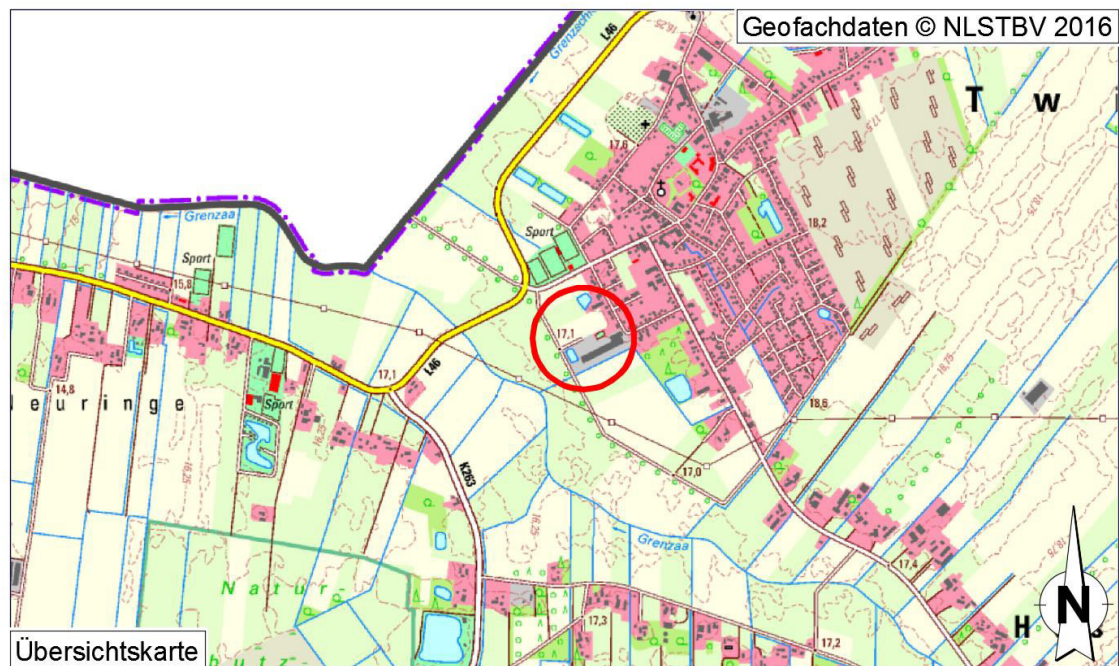
für

die Oberflächenentwässerung der Flächen innerhalb des

Bebauungsplanes Nr. 90

„Koppelweg“

in der Gemeinde Twist, Landkreis Emsland



Aufgestellt:

Twist, 26.09.2017

Bearbeitet:

Papenburg, 26.09.2017

Ing.-Büro W. Grote GmbH

VERZEICHNIS DER ANLAGEN

Anlage 1	Erläuterungsbericht	
Anlage 2	Übersichtskarte	M. 1:25.000
Anlage 3	Hydraulischer Lageplan	M.1:500
Anlage 4	Drossel-/ Auslaufbauwerk	M. 1:50
Anlage 5	Versickerungsuntersuchung	

Erläuterungsbericht

zum

Entwässerungskonzept

für

die Oberflächenentwässerung der Flächen innerhalb des

Bebauungsplanes Nr. 90

„Koppelweg“

in der Gemeinde Twist, Landkreis Emsland

Inhaltsverzeichnis

1. Allgemeines	3
2. Gegenwärtiger Zustand.....	3
3. Geplante Entwässerungsmaßnahmen	4
3.1 <i>Vorhandener Teich (Funktion als Regenrückhaltebecken)</i>	<i>5</i>
3.2 <i>Drosselbauwerk</i>	<i>6</i>
4. Hydraulische Berechnung	7
4.1 <i>Regenspenden und Regenhöhen</i>	<i>7</i>
4.2 <i>Ermittlung des undurchlässigen Flächenanteils A_u.....</i>	<i>8</i>
4.2.1 <i>Abflussbeiwerte.....</i>	<i>8</i>
4.2.2 <i>Berechnung A_u.....</i>	<i>9</i>
4.3 <i>Ermittlung der zulässigen Drosselabflussmenge</i>	<i>9</i>
4.3.1 <i>Allgemeines</i>	<i>9</i>
4.3.2 <i>Ermittlung des natürlichen vorhandenen Oberflächenabflusses Q_{nat}</i>	<i>10</i>
4.3.3 <i>Ermittlung der Abflussleistung der Drosselöffnung</i>	<i>11</i>
4.4 <i>Erforderliches Stauvolumens $V_{(s,erf.)}$</i>	<i>13</i>
4.5 <i>Vorhandenes Stauvolumen $V_{(s,vorh)}$.....</i>	<i>15</i>
5. Landschaftspflegerischer Beitrag	15

1. Allgemeines

Die Gemeinde Twist beabsichtigt die Aufstellung des Bebauungsplanes Nr. 90 „Koppelweg“. Der Bebauungsplan überplant ein Gebiet, in dem sich vorhandene Wohngebäude, ein Gewerbebetrieb sowie Ackerflächen befinden. Dem Bebauungsplan wird ein Entwässerungskonzept beigefügt, um sicherzustellen, dass die Entwässerung des Bebauungsplangebietes möglich ist.

Die Entwässerung der Flächen des Bebauungsplanes Nr. 90 „Koppelweg“ wird in drei Bereichen geregelt (siehe Hydraulischer Lageplan Anlage 3). Bereich 1 entwässert über die bestehende Regenwasserkanalisation in den südöstlich anliegenden Graben „Westlicher Hauptvorfluter Twist“ (Gew. II. O.). Im zweiten Bereich wird anfallendes Oberflächenwasser in den anstehenden Untergrund versickert. Die Entwässerung im Bereich 3 wird über einen im Bestand vorhandenen Teich geregelt. Der Teich dient dabei als ein Regenrückhaltebecken. Vom Teich wird das Oberflächenwasser über ein Drosselbauwerk in den westlich anliegenden Straßenseitengraben des Koppelweges geleitet, welcher wiederum in den Westlichen Hauptvorfluter Twist einleitet.

2. Gegenwärtiger Zustand

Das Bebauungsplangebiet Nr. 90 „Koppelweg“ liegt westlich des Ortskerns der Gemeinde Twist, Landkreis Emsland. Es umfasst eine Gesamtgröße von rd. 4,87 ha und ist teilweise bebaut. Bei der vorhandenen Bebauung handelt es sich um Wohngebäude und einen Gewerbebetrieb. Die unbebaute Fläche stellt sich im Bestand als Ackerland dar. Nördlich, westlich und südlich wird das Plangebiet von Ackerflächen eingegrenzt. In östlicher Richtung befinden sich private Wohnhäuser. Die Geländeoberkanten innerhalb des Bebauungsplangebietes liegen in etwa zwischen NN +16,50 m und NN + 18,00 m.

Für das Plangebiet wurde im Februar 2017 eine Versickerungsuntersuchung durchgeführt. Aus dieser ergeben sich die vorliegenden Bodenverhältnisse sowie Grundwasserstände. Die Ergebnisse der Versickerungsuntersuchung zeigen, dass eine Versickerung des Oberflächenwassers in der Bestandssituation nur für den nordöstlichen Teilbereich des Bebauungsplanes (Bereich B 2) möglich ist. In den übrigen Bereichen ist keine Versickerung möglich, da aufgrund des vorliegenden mittleren Grundwasserhöchststandes bei ca. NN + 16,15 m der Grundwasserflurabstand von 1,0 m nicht eingehalten werden kann.

Das Bebauungsplangebiet ist in die folgenden drei Bereiche aufgeteilt:

Bereich B 1

Der Bereich B 1 liegt im südöstlichen Bereich des Bebauungsplanes Nr. 90 „Koppelweg“ und umfasst eine Gesamtfläche von ca. 0,70 ha. In diesem Bereich liegen Verkehrs-, Park-, Dach- und Grünflächen. Die Flächen entwässern im Bestand über eine vorhandene Regenwasserkanalisation, welche in den Westlichen Hauptvorfluter einleitet.

Bereich B 2

Bereich B 2 liegt im nordöstlichen Bereich des Bebauungsplanes und umfasst eine Gesamtfläche von ca. 0,68 ha. In diesem Bereich liegen private Wohngrundstücke und z. T. Ackerflächen. Das anfallende Oberflächenwasser der Wohngrundstücke und Ackerflächen versickert in der Bestandssituation in den anstehenden Untergrund.

Bereich B 3

Der Bereich B 3 umfasst die Flächen des Bebauungsplangebietes, die nicht zu Bereich 1 und 2 gehören. Die Gesamtgröße von Bereich B 3 beträgt ca. 3,69 ha. Der Großteil von Bereich 3 stellt sich im Bestand als Ackerflächen dar. Weiterhin sind Verkehrs-, Park-, Dach- und Grünflächen in diesem Bereich vorhanden. Im betrachteten Bereich befinden sich außerdem ein Tennisplatz sowie ein Teich. Die bestehende Regenwasserkanalisation für die Verkehrs-, Park- und Dachflächen führt anfallendes Oberflächenwasser in den bestehenden Teich im westlichen Bereich des Bebauungsplanes.

3. Geplante Entwässerungsmaßnahmen

Das Bebauungsplangebiet Nr. 90 wird zur Festlegung der geplanten Entwässerungsmaßnahmen in drei Bereiche eingeteilt. Vorgesehene Maßnahmen in den Bereichen sind Versickerung, gedrosselte und ungedrosselte Ableitung.

Folgende Maßnahmen werden für die Bereiche B1 – B3 vorgesehen:

Bereich B 1

Der Bereich B 1 wird im Bebauungsplan vollständig als Gewerbegebiet gekennzeichnet. Die Bestandsentwässerung über die vorhandene Regenwasserkanalisation in den Westlichen Hauptvorfluter Twist bleibt erhalten.

Bereich B 2

Im Bebauungsplan wird der Bereich B 2 zum Großteil als allgemeines Wohngebiet ausgewiesen. Der übrige Teil wird als Verkehrsfläche gekennzeichnet. Das bestehende Entwässerungssystem (Versickerung in den anstehenden Untergrund) bleibt erhalten.

Bereich B 3

Bereich B 3 wird im Bebauungsplan in unterschiedliche Flächennutzungen aufgeteilt. Der überwiegende Teil von Bereich B 3 wird als Gewerbegebiet festgelegt. Im nordöstlichen Teil des Bereiches B 3 werden eine Grünfläche (Tennisplatz) und eine Fläche für Natur und Landschaft vorgesehen. Die Entwässerung und gedrosselte Ableitung des Oberflächenwassers aus Bereich B 3 wird über den vorhandenen Teich (siehe Kapitel 3.1) geregelt.

3.1 Vorhandener Teich (Funktion als Regentrückhaltebecken)

Der vorhandene Teich im westlichen Bereich des Plangebietes wird als Regentrückhaltebecken genutzt. Mit diesem Teich wird die gedrosselte Ableitung des anfallenden Oberflächenwassers aus dem Bereich B 3 des Bebauungsplangebietes Nr. 90 „Koppelweg“ sichergestellt. Vom Teich aus wird das Oberflächenwasser gedrosselt in den westlich anliegenden Straßenseitengraben (Gewässer III. Ordnung) eingeleitet.

Im Teich wird ein Dauerstau auf einer Höhe von ca. NN +15,90 m angesetzt. Die Staulamelle liegt mit einer Stauhöhe von ca. 0,50 m zwischen dem Dauerstau des Teiches bei rd. NN +15,90 m und der maximalen Einstauhöhe von rd. NN +16,40 m.

Der niedrigste Geländepunkt im Einzugsgebiet des Teiches liegt bei ca. NN +16,90 m. Dementsprechend ist am niedrigsten Geländepunkt ein Mindestfreibord von ca. 0,50 m gegeben.

Die Ein- und Auslaufbereiche der Zu- und Ablaufleitungen in bzw. aus dem Teich werden durch Schüttsteine mit Betonverklammerung gegen Ausspülungen gesichert. Zur Unterhaltung wird ein Räumstreifen in einer Breite von ca. 3,0 m entlang des Teiches vorgehalten.

Das erforderliche Rückhaltevolumen des Teiches ergibt sich aus der hydraulischen Berechnung.

3.2 Drosselbauwerk

Zur Begrenzung der Einleitmenge in den westlich des Teiches gelegenen Straßenseitengraben ist die Herstellung eines Drosselbauwerkes vorgesehen. Die Drosselung erfolgt über eine Drosselöffnung DN 100. Das Drosselbauwerk verfügt über eine integrierte Stauwand, welche das Bauwerk in zwei gleichgroße Kammern aufteilt. Die Oberkante der Stauwand liegt bei ca. NN +16,40 m und damit auf Höhe des maximalen Einstaus im Teich. Sie stellt den Notüberlauf zwischen dem Teich und der Ablaufleitung dar. Die eigentliche Drossel zur Begrenzung der Abflussmenge befindet sich mittig in der Stauwand auf einer Höhe von ca. NN +15,90 m. Der Stauraum im Teich ist durch die Sohlhöhe der Drosselleitung bei ca. NN +15,90 m und der maximalen Einstauhöhe von ca. NN +16,40 m begrenzt. Die Stauhöhe beträgt demnach $h_s = 0,50$ m.

Die Sohle des Drosselbauwerks liegt bei ca. NN +15,40 m. Je Bauteilkammer verfügt das Bauteil über eine Schachtöffnung mit Schachtdeckel. Die Oberkante der Schachtabdeckung ist bei ca. NN +16,90 m geplant.

Der **maximale Abfluss** ergibt sich, wenn das Stauziel erreicht und die Leitung eingestaut ist. Die Druckhöhe ergibt sich aus der Differenz des Wasserspiegels beim Stauziel im Teich und dem angesetzten Dauerstau im Teich.

Stauziel Teich:	ca. NN +16,40 m
Dauerstau Teich:	ca. NN +15,90 m
Druckhöhe:	ca. 0,50 m

4. Hydraulische Berechnung

Bei der nachfolgenden hydraulischen Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens im Teich werden die Flächen im Bereich B 3 berücksichtigt.

4.1 Regenspenden und Regenhöhen

Die für die Berechnung der Regenwasserabflüsse maßgebenden Regenspenden $r_{(D;n)}$ werden aus dem Atlas des DWD „Starkniederschlagshöhen für Deutschland – KOSTRA“ (itwh KOSTRA-DWD 2010) entnommen. Für Planungszwecke wird ein Toleranzbetrag von 10 % berücksichtigt.

KOSTRA-DWD 2010

Deutscher Wetterdienst - Hydrometeorologie -



Niederschlagshöhen und -spenden nach KOSTRA-DWD 2010

Rasterfeld : Spalte: 11, Zeile: 33,
 Ortsname : Twist (NI)
 Bemerkung :
 Zeitspanne : Januar - Dezember

Dauerstufe	hN 1 a	rN 1 a	hN 2 a	rN 2 a	hN 5 a	rN 5 a	hN 10 a	rN 10 a	hN 20 a	rN 20 a	hN 30 a	rN 30 a	hN 50 a	rN 50 a	hN 100 a	rN 100 a
5 min	5,4	170,5	7,4	247,1	10,1	330,5	12,1	404,1	14,2	471,7	15,3	511,2	10,8	501,0	18,0	028,0
10 min	8,4	130,4	10,0	182,4	14,4	230,3	10,0	282,3	10,5	325,3	21,0	350,5	22,0	382,2	25,5	425,2
15 min	10,2	113,0	13,2	140,0	17,2	190,0	20,1	223,0	23,1	250,0	24,8	270,0	27,0	300,3	30,0	333,3
20 min	11,0	00,3	14,8	123,7	10,2	150,0	22,5	187,2	25,8	214,0	27,7	230,0	30,1	250,8	33,4	278,2
30 min	13,2	73,0	17,0	04,0	22,0	122,4	25,8	143,4	20,0	104,4	31,8	170,7	34,0	102,2	38,4	213,2
45 min	14,7	54,3	10,0	70,5	24,8	01,8	20,1	107,0	33,5	124,1	30,0	133,5	30,3	145,4	43,0	101,5
00 min	15,5	43,1	20,3	50,4	20,7	74,1	31,5	87,5	30,3	100,0	30,1	108,7	42,7	118,0	47,5	131,0
00 min	10,8	31,0	21,8	40,3	28,4	52,5	33,4	01,8	38,3	71,0	41,3	70,4	44,0	83,2	40,0	02,5
2 h	17,7	24,0	22,8	31,7	20,0	41,1	34,7	48,2	30,0	55,4	42,0	50,5	40,0	04,8	51,8	71,0
3 h	10,1	17,7	24,5	22,7	31,5	20,2	30,8	34,1	42,1	30,0	45,2	41,0	40,1	45,5	54,5	50,4
4 h	20,2	14,1	25,7	17,8	32,0	22,8	38,4	20,0	43,8	30,4	47,0	32,0	51,0	35,4	50,5	30,2
0 h	21,0	10,1	27,5	12,7	35,0	10,2	40,7	18,8	40,3	21,4	40,0	23,0	53,8	24,0	50,5	27,5
0 h	23,7	7,3	20,5	0,1	37,3	11,5	43,1	13,3	40,0	15,1	52,4	10,2	50,8	17,5	02,0	10,3
12 h	25,0	5,8	31,0	7,2	30,0	0,0	45,0	10,4	51,0	11,8	54,5	12,0	50,0	13,7	05,0	15,0
18 h	28,2	4,4	35,1	5,4	44,3	0,8	51,3	7,0	58,3	0,0	02,3	0,0	07,5	10,4	74,4	11,5
24 h	30,7	3,0	38,3	4,4	48,4	5,0	50,0	0,5	03,0	7,4	08,1	7,0	73,7	8,5	81,3	0,4
48 h	37,7	2,2	40,0	2,7	50,1	3,4	08,3	4,0	77,0	4,5	82,0	4,8	80,7	5,2	00,0	5,7
72 h	42,5	1,0	52,7	2,0	00,1	2,5	70,2	2,0	80,4	3,3	02,4	3,0	00,8	3,0	110,0	4,2

Legende

- T Wiederkehrintervall, Jährlichkeit in [a]: mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
- D Dauerstufe in [min, h]: definierte Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen
- hN Niederschlagshöhe in [mm]
- rN Niederschlagsspende in $l/(s \cdot ha)$

Für die Berechnung wurden folgende Klassenfaktoren verwendet:

Wiederkehrintervall	15 min	60 min	12 h	72 h
1 a	0,50	0,50	0,50	0,50
100 a	0,50	0,50	0,50	0,50

Wenn die angegebenen Werte für Planungszwecke herangezogen werden, sollte für $rN(D;T)$ bzw. $hN(D;T)$ in Abhängigkeit vom Wiederkehrinterval

- bei $0,5 \text{ a} < T \leq 5 \text{ a}$ ein Toleranzbetrag von $\pm 10\%$,
- bei $5 \text{ a} < T \leq 50 \text{ a}$ ein Toleranzbetrag von $\pm 15\%$,
- bei $50 \text{ a} < T \leq 100 \text{ a}$ ein Toleranzbetrag von $\pm 20\%$

Berücksichtigung finden.

4.2 Ermittlung des undurchlässigen Flächenanteils A_u

Bei der Ermittlung des undurchlässigen Flächenanteils werden die Flächen im Bereich B 3 berücksichtigt. Die Gesamtfläche im Bereich B 3 wurde mit dem Programm „AutoCAD“ zu rd. 3,49 ha ermittelt. Der Bereich B 3 enthält Gewerbeflächen, eine Grünfläche (Tennisplatz) und eine Fläche für Natur und Landschaft.

4.2.1 Abflussbeiwerte

Folgende Abflussbeiwerte werden nach dem Arbeitsblatt DWA-A 117 (Ausgabe April 2013) bei der Berechnung der anfallenden Einleitungsmengen und der Dimensionierung der erforderlichen Entwässerungsmaßnahme für die unterschiedlichen Flächentypen berücksichtigt:

Abflussbeiwert für bef. Anteil Gewerbefläche:	$\psi_m = 0,90$
Abflussbeiwert für unbef. Anteil Gewerbefläche:	$\psi_m = 0,10$
Abflussbeiwert für Tennisplatz:	$\psi_m = 0,50$
Abflussbeiwert für unbef. Anteil Tennisplatz:	$\psi_m = 0,05$
Abflussbeiwert für Fläche für Natur und Landschaft:	$\psi_m = 0,05$

4.2.2 Berechnung A_u

Die für die Berechnung des notwendigen Rückhaltevolumens relevante undurchlässige Fläche A_u wurde wie folgt ermittelt:

Einzugsgebietsflächen		Flächengröße	Abflussbeiwert	"undurchlässige" Fläche
		$A_{E,N}$	ψ_m	$A_{U,N}$
Nr.	Flächentyp	[ha]	[-]	[ha]
1	Bef. Anteil Gewerbefläche	2,34	0,9	2,11
2	Unbef. Anteil Gewerbefläche	0,59	0,1	0,06
3	Tennisplatz	0,15	0,5	0,07
4	Unbef. Anteil Tennisplatz	0,04	0,05	0,00
5	Fläche für Natur und Landschaft	0,38	0,05	0,02
Summe		3,49		2,26

Der mittlere Abflussbeiwert ergibt sich zu:

$$\Psi(m) = \frac{\sum A(u)}{\sum A(E)}$$

ψ_m = [-] mittlerer Abflussbeiwert

A_u = [ha] undurchlässige Fläche

A_E = [ha] Einzugsgebietsfläche

$$\psi_m = 2,26 \text{ ha} / 3,49 \text{ ha}$$

$$\underline{\psi_m = 0,65}$$

4.3 Ermittlung der zulässigen Drosselabflussmenge

4.3.1 Allgemeines

Als Richtwert für die Festlegung der Abflussbegrenzung gilt der natürliche Oberflächenabfluss des Einzugsgebietes. Dieser liegt bei 2,5 l/(s*ha). Bei der Bemessung der Drosselöffnung wird eine Mindestdrosselöffnung von DN 100 eingehalten.

4.3.2 Ermittlung des natürlichen vorhandenen Oberflächenabflusses Q_{nat}

Der natürliche Oberflächenabfluss für das gesamte Einzugsgebiet des Teiches wird gemäß dem Arbeitsblatt DWA-A 118 (Ausgabe März 2006) bestimmt.

Einfaches Verfahren für $A_E = 200$ ha oder $t_f = 15$ min

$$q_{\text{nat}} \quad [l/(s \cdot \text{ha})] \quad \text{natürliche Abflussspende}$$

$$q_{\text{nat}} = 2,5 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

$$A_E \quad [\text{ha}] \quad \text{Einzugsgebietsfläche (Bereich B 3)}$$

$$A_E = 3,49 \text{ ha}$$

$$Q_{\text{nat}} = A_E \cdot q_{\text{nat}}$$

$$Q_{\text{nat}} = 3,49 \text{ ha} \cdot 2,5 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$$

$$Q_{\text{nat}} = 8,73 \text{ l/s}$$

Der zukünftige maximale Oberflächenwasserabfluss ($Q_{\text{dr,max}}$) in die Vorflut ist auf den natürlichen Abfluss von 8,73 l/s bzw. auf den maximalen Abfluss einer Mindestdrossel DN 100 zu begrenzen.

Da der natürliche Abfluss für das zu berücksichtigende Einzugsgebiet Q_{nat} kleiner ist als der Maximalabfluss der Mindestdrossel DN 100, gilt:

$$Q_{\text{dr,max}} = Q_{\text{dr,DN100,max}}$$

4.3.3 Ermittlung der Abflussleistung der Drosselöffnung

Vollkommener Ausfluss aus kleiner Öffnung

nach Schneider, 20. Auflage, Seite 13.35

$$Q = \mu * A * \sqrt{2 * g * h_s}$$

$h_s = \text{Stauhöhe} - \text{Radius}_{\text{Drosselöffnung}}$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \xi}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,5}} = 0,816$$

$\xi \approx 0,5$ (Nicht erweiterter Einlauf mit rechtwinkligen Kanten)

$$A = \frac{Q}{\mu * \sqrt{2 * g * h_s}} \quad d = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}} \quad Q = \mu * A * \sqrt{2 * g * h_s}$$

Teich

Stauhöhe (m)	zul. Durchfluss Q (l/s)	Drosselradius (m)	zul. Querschnittsfläche A (m²)	zul. Durchmesser d (m)	gewählter Durchmesser (m)	tatsächlicher Durchfluss Q (l/s)
0,50	8,73	0,034	0,0035	0,067	0,100	20,07

$$Q_{\text{DN100}} \hat{=} Q_{\text{dr,max}} = 20,07 \text{ l/s} \quad \rightarrow Q_{\text{nat}} < Q_{\text{DN100}}$$

Der zukünftige Oberflächenwasserabfluss in die Vorflut (Q_{dr}) ist folglich auf den Abfluss der **Drosselöffnung DN 100** zu begrenzen. Der **Abfluss Q_{dr}** ergibt sich im Mittel zwischen dem Abfluss bei Speicherbeginn ($Q_{\text{dr,min}}$) und bei Vollfüllung ($Q_{\text{dr,max}}$). Der minimale Abfluss entspricht 0 l/s.

$$Q_{\text{(dr)}} = 0,5 * (Q_{\text{(dr,min)}} + Q_{\text{(dr,max)}})$$

$$Q_{\text{dr}} = 0,5 * (0 \text{ l/s} + 20,07 \text{ l/s})$$

$$Q_{\text{dr}} = 10,04 \text{ l/s}$$

Der zur Bemessung des Regenrückhalteraaumes erforderliche Wert des **Regenanteils der Drosselabflussspende bezogen auf A_u** ergibt sich dann folgendermaßen:

$$q(dr, r, u) = \frac{Q(dr) - Q(t24)}{A(u)}$$

$$q_{dr, r, u} = (10,04 \text{ l/s} - 0 \text{ l/s}) / 2,26 \text{ ha}$$

$$\underline{q_{dr, r, u} = 4,44 \text{ l/(s*ha)}}$$

Das Merkblatt DWA-A 117 fordert für die Bemessung eines Regenrückhalteraumes nach dem „einfachen Verfahren“, dass $q_{dr, r, u} \geq 2 \text{ l/(s*ha)}$ ist. Die Anforderung wird unter Berücksichtigung einer Drosselöffnung von DN 100 eingehalten.

4.4 Erforderliches Stauvolumens $V_{(s,erf.)}$

Die Berechnung erfolgt in der folgenden Tabelle nach dem sogenannten „einfachen Verfahren“, das in dem Arbeitsblatt DWA-A 117 dargestellt ist.

Folgende Bemessungswerte werden in der Berechnung berücksichtigt:

- **an die Rückhaltung angeschlossenes Einzugsgebiet**

A_u [ha] undurchlässige Einzugsgebietsfläche
 $A_u = 2,26$ ha (siehe Punkt 4.2.2)

- **Bemessungsregen**

T [a] Wiederkehrzeit

$$\underline{T = 5 \text{ a}}$$

n [a⁻¹] Überschreitungshäufigkeit

$$\underline{n = 0,2 \text{ a}^{-1}}$$

D [min] Niederschlagsdauer bzw. Dauerstufe

$r_{D;n}$ [l/(s*ha)] Niederschlagsspende

(siehe Abschnitt 4.1: „Regenspenden und Regenhöhen“)

Die Starkniederschlagsspenden $r(D;n)$ werden aus dem Atlas des DWD „Starkniederschlagshöhen für Deutschland – KOSTRA“ (itwh KOSTRA-DWD 2010) entnommen. Für Planungszwecke wird ein Toleranzbetrag von 10 % berücksichtigt.

- **Vorstehendes Kanalnetz**

t_f [min] rechnerische Fließzeit im Kanalnetz bei Vollfüllung

(Fließzeit im Kanalnetz wird vernachlässigt und gleich Null gesetzt)

$$t(f) = 0 \text{ min}$$

Q_{t24} [l/s] Trockenwetterabfluss des Einzugsgebietes im Tagesmittel

$$\underline{Q_{t24} = 0 \text{ l/s}}$$

- **Berechnungsfaktoren**

f_A [-] Abminderungsfaktor

Der Abminderungsfaktor wird in Abhängigkeit von t_f , $q_{dr,r,u}$ und n bestimmt. Die Bestimmung erfolgt entsprechend DWA-A 117, Anhang B

f_z [-] Zuschlagsfaktor für Risikomaß

gewählt: $\underline{f_z = 1,15}$

- **Abfluss aus der Rückhaltung**

Q_{dr} [l/s] Drosselabfluss der Regenrückhaltung

$$\underline{Q_{dr} = 10,04 \text{ l/s}} \text{ (siehe Abschnitt 4.3.3)}$$

$q_{dr,r,u}$ [l/(s*ha)] Regenanteil der Drosselabflussspende bezogen auf A_u
 $q_{dr,r,u} = 4,44$ l/s*ha (siehe Abschnitt 4.3.3)

o **Spezifisches Speichervolumen der Rückhaltung**

$V_{s,u}$ [m³/ha] spezifisches Speichervolumen bezogen auf $A(u)$
 $V(s,u) = (r(D,n) - q(dr,r,u) * D * f(Z) * f(A) * 0,06$

Erforderliches Speichervolumen der Regenrückhaltung

Undurchlässige Fläche:	A(u) in [ha]:	2,26
Häufigkeit:	n in [1/a]:	0,2
Zuschlagsfaktor:	f(Z):	1,15
Fließzeit:	t(f) in [min]:	0
Drosselabflussspende:	q(dr,r,u) in [l/(s*ha)]:	4,44

Abminderungsfaktor:

$$f(A) = (0,6134 * n + 0,3866) * f(1) - (0,6134 * n - 0,6134)$$

Hilfsfunktion f(1) entsprechend ATV-DVWK-A 117

f(1) =	1,000
f(A) =	1,000

Regendauer	Regenspende	Differenz zwischen Regenspende und Drosselabflussspende	spezifisches Speichervolumen
D	r(D;n)*110%		V(s,u)
[min]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[m³/ha]
Vorgabe	aus "KOSTRA"	r(D;n) - q(dr,r,u)	(r(D;n)-q(dr,r,u))*D*f(Z)*f(A)*0,06
5	370,2	365,7	126
10	263,2	258,8	179
15	209,7	205,2	212
20	175,9	171,5	237
30	134,6	130,2	270
45	101,0	96,5	300
60	81,5	77,1	319
90	57,8	53,3	331
120	45,2	40,8	338
180	32,1	27,7	344
240	25,1	20,6	342
360	17,8	13,4	332
540	12,7	8,2	306
720	9,9	5,5	271
1080	7,5	3,0	227
1440	6,2	1,7	171
2880	3,7	-0,7	-139
4320	2,8	-1,7	-504

Spezifisches Volumen:	V(s,u) in [m³/ha]:	344
Größtwert bei:	D in [min]:	180

Speichervolumen:
$$V_S = V(s, u) * A(u)$$

$$V(s) \text{ in [m}^3\text{]: } \quad 777$$

Das erforderliche Speichervolumen beträgt somit rd. $V_{(s, \text{erf.})} = 777 \text{ m}^3$.

4.5 Vorhandenes Stauvolumen $V_{(s, \text{vorh})}$

Das Stauvolumen des Teiches wird über die mittlere Staufläche der Staulamelle ermittelt.

Die mittlere Staufläche $A_{(s, m)}$ liegt bei:

$$h_{(s, m)} = h_{(s, UK)} + h_{(s)} / 2$$

$$h_{(s, m)} = \text{NN} + 15,90 \text{ m} + (0,50 \text{ m} / 2)$$

$$h_{(s, m)} = \text{NN} + 16,15 \text{ m}$$

Stauhöhe $h_{(s)}$:

$$h_{(s)} = \text{NN} + 16,40 \text{ m} - \text{NN} + 15,90 \text{ m}$$

$$h_{(s)} = 0,50 \text{ m}$$

Anhand der EDV lässt sich die mittlere Staufläche des Teiches zu $A_{(s, m)} = \text{rd. } 1.950 \text{ m}^2$ ermitteln.

Das Stauvolumen im Teich ergibt sich zu:

$$V_{(s, \text{vorh.})} = A_{(s, m)} * h_{(s)}$$

$$V_{(s, \text{vorh.})} = 1.950 \text{ m}^2 * 0,50 \text{ m}$$

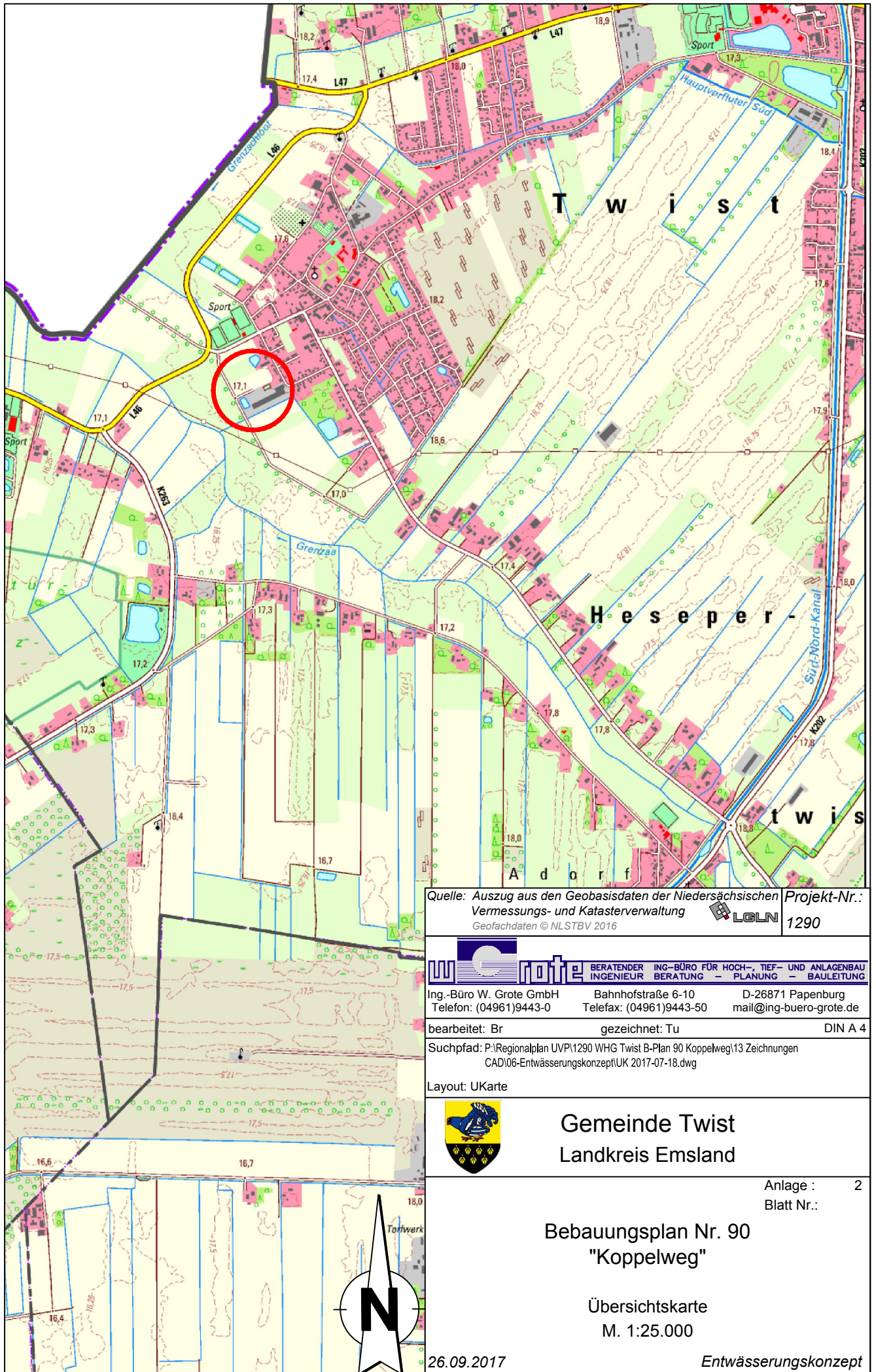
$$\underline{V_{(s, \text{vorh.})} = 975 \text{ m}^3}$$

$$> V_{s, \text{erf}} = 777 \text{ m}^3$$

Das erforderliche Stauvolumen wird im Teich bereitgestellt.

5. Landschaftspflegerischer Beitrag

Durch die geplanten Maßnahmen zur Sicherstellung der Oberflächenentwässerung werden keine signifikanten Umweltauswirkungen erwartet. Es sind keine dauerhaften Beeinträchtigungen des Naturhaushaltes und des Landschaftsbildes zu erwarten.



Quelle: Auszug aus den Geobasisdaten der Niedersächsischen Vermessungs- und Katasterverwaltung
 Geofachdaten © NLSTBV 2016



Projekt-Nr.: 1290

W. Grote BERATENDER INGENIEUR
 ING.-BÜRO FÜR HOCH-, TIEF- UND ANLAGENBAU
 BERATUNG - PLANUNG - BAULEITUNG

Ing.-Büro W. Grote GmbH Bahnhofstraße 6-10 D-26871 Papenburg
 Telefon: (04961)9443-0 Telefax: (04961)9443-50 mail@ing-buero-grote.de

bearbeitet: Br gezeichnet: Tu DIN A 4

Suchpfad: P:\Regionalplan UVP\1290 WHG Twist B-Plan 90 Koppelweg\13 Zeichnungen
 CAD\06-Entwässerungskonzept\UK 2017-07-18.dwg

Layout: UKarte



Gemeinde Twist
 Landkreis Emsland

Anlage : 2
 Blatt Nr.:

Bebauungsplan Nr. 90
"Koppelweg"

Übersichtskarte
 M. 1:25.000

26.09.2017

Entwässerungskonzept



Geplantes Regenrückhaltebecken

Einzugsfläche:	$A_E = 3,49$ ha
undurchlässige Fläche:	$A_U = 2,26$ ha
Stauvolumen:	$V_{stau} = 777$ m ³
Einstauhöhe:	$h_s = 0,50$ m
Auslaufhöhe:	NN + 15,90 m
Höhe max. Einstau:	NN + 16,40 m
Höhen min. Böschungsoberkante:	NN + 16,90 m
Räumstreifen:	$b \geq 3$ m

- Legende**
- Flächenaufteilung Gesamtgebiet**
- Grenze des räumlichen Geltungsbereichs des Bebauungsplans ($A_E = 4,87$ ha)
 - Dachflächen $A_{Dach} = 0,78$ ha
 - Verkehrsflächen (Pflaster) $A_{Verkehr, Pfl} = 0,69$ ha
 - Parkflächen (Pflaster) $A_{Park, Pfl} = 0,14$ ha
 - Grünflächen $A_{Grün} = 2,88$ ha
 - Sportflächen $A_{Sport} = 0,07$ ha
 - Gehwegflächen $A_{Gehweg} = 0,09$ ha
 - Teich $A_{Teich} = 0,22$ ha
 - vorhandene Regenwasserkanalisation
 - Fließrichtung Graben
- Gebietsabgrenzung**
- Bereich B1 ($A = 0,70$ ha)
 - Bereich B2 ($A = 0,68$ ha)
 - Bereich B3 ($A = 3,49$ ha)
- Planzeichen**
- Allgemeines Wohngebiet
 - Gewerbegebiet
 - Verkehrsfläche mit der besonderer Zweckbestimmung Privatstraße
 - Grünflächen (Tennisplatz)
 - Umgrenzung von Flächen für Natur und Landschaft

Drosselbauwerk
Einleitestelle 1 Bereich B 3

Einleitestelle 2 Bereich B 1
Einleitestelle 1 Bereich B 1

Quelle: Auszug aus den Deckschichten der Niedersächsischen Vermessungs- und Katasterverwaltung **LBGN** Projekt-Nr.: 1290

Nr.:	Art der Änderung oder Ergänzung	Datum	Zeichen
Suchzettel: P:\Projekte\UVP\GW\WAG\Twist\Plan 90\Koppelweg\12\Drainage\CA\GW-Entwässerungsplan\121717_16.dwg			

Bahnhoferstraße 6-10 26871 Papenburg Telefon / Telefax: (04261)9443-0 / -50 mail@ding-buero-grote.de
bearbeitet: Mh gezeichnet: Hsr Datum: 26.09.2017

Gemeinde Twist
Landkreis Emsland
Bebauungsplan Nr. 90
"Koppelweg"

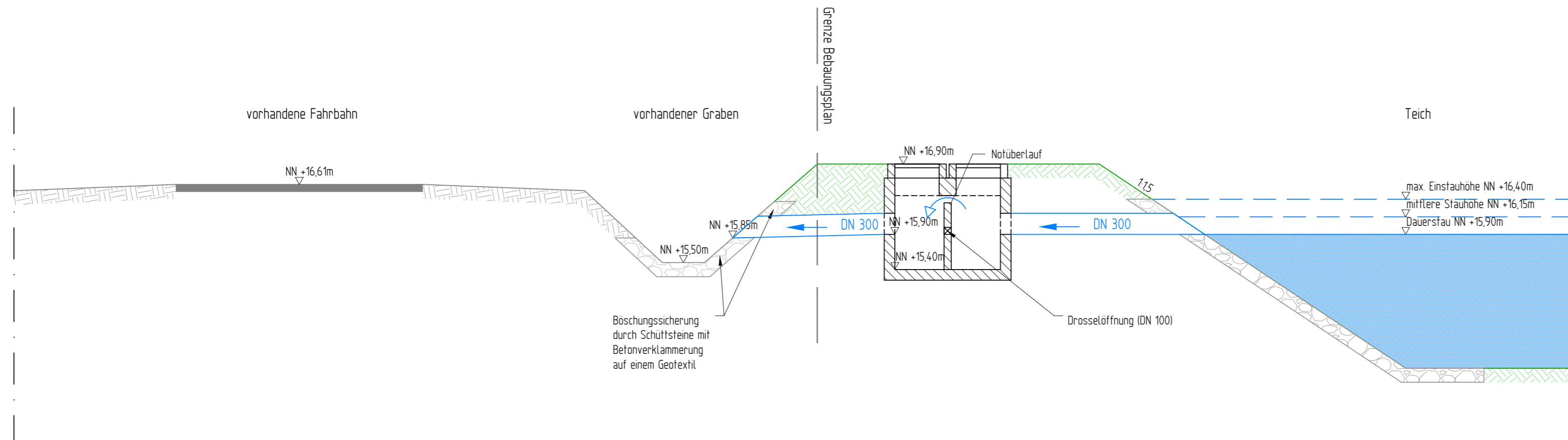
Hydraulischer Lageplan
-Bestand-
M. 1:500

Anlage: 3
Blatt Nr.:
Index:

Aufgestellt:
Twist, 26.09.2017


Entwässerungskonzept

Drossel-/Auslaufbauwerk Schnitt A-A

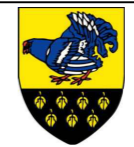


Projekt-Nr.:
1290

Nr.	Art der Änderung oder Ergänzung	Datum	Zeichen
Suchpfad: P:\Regionalplan UVP\1290 WHG Twist B-Plan 90 Koppelweg\13 Zeichnungen CAD\06-Entwässerungskonzept\Q 2017-08-31.dwg			


GROTE BERATENDER ING-BÜRO FÜR HOCH-, TIEF- UND ANLAGENBAU
 INGENIEUR BERATUNG - PLANUNG - BAULEITUNG

Bahnhofstraße 6-10 26871 Papenburg Telefon / Telefax: (04961)9443-0 / -50 mail@ing-buero-grote.de
 bearbeitet: Mb gezeichnet: Tu Datum: 26.09.2017


Gemeinde Twist
 Landkreis Emsland
 Bebauungsplan Nr. 90
 "Koppelweg"

Drossel-/Auslaufbauwerk (Schnitt A-A)	Anlage: 4
M. 1:50	Blatt Nr.:
	Index:

Aufgestellt:
 Twist, 26.09.2017

Entwässerungskonzept



M&O | BÜRO FÜR GEOWISSENSCHAFTEN

Dipl.-Geograph Ingo-Holger Meyer
&
Dr. rer. nat. Mark Overesch

Beratende Geowissenschaftler BDG und Sachverständige

Versickerungsuntersuchung

Projekt: 2314-2017

Bebauungsplan Nr. 90 „Koppelweg“ in 49767 Twist

Auftraggeber: Nögel Montagetechnik Vertriebsgesellschaft mbH
Koppelweg 1
49767 Twist

Auftragnehmer: Büro für Geowissenschaften
M&O GbR
Bernard-Krone-Straße 19
48480 Spelle

Bearbeiter: Dr. rer. nat. Mark Overesch
Beratender Geowissenschaftler BDG
Dipl.-Geol. Sven Ellermann

Datum: 20. Februar 2017

Büro für Geowissenschaften M&O GbR

Büro Spelle:
Bernard-Krone-Str. 19, 48480 Spelle
Tel: 0 59 77 / 93 96 30
Fax: 0 59 77 / 93 96 36

Büro Sögel:
Zum Galgenberg 7, 49751 Sögel

e-mail: info@mo-bfg.de
Internet: www.mo-bfg.de

Die Vervielfältigung des vorliegenden Gutachtens in vollem oder gekürztem Wortlaut sowie die Verwendung zur Werbung ist nur mit unserer schriftlichen Genehmigung zulässig.

1	Anlass der Untersuchung	2
2	Untersuchungsunterlagen	2
3	Allgemeine geologische, bodenkundliche und hydrogeologische Verhältnisse ...	2
4	Durchführung der Untersuchungen	3
5	Ergebnisse der Untersuchungen	3
5.1	Bodenverhältnisse	3
5.2	Grund- und Schichtwasserverhältnisse	3
5.3	Wasserdurchlässigkeit	4
6	Eignung des Untergrundes zur dezentralen Versickerung von Niederschlagswasser.....	4
7	Schlusswort	5

1 Anlass der Untersuchung

Das Büro für Geowissenschaften M&O GbR (Spelle und Sögel) wurde von der Nögel Montagetechnik Vertriebsgesellschaft mbH beauftragt, den anstehenden Boden auf dem Areal des Bebauungsplanes Nr. 90 „Koppelweg“ (Gemarkung Twist, Flur 7, Flurstück 113/9 und 112/13) auf seine Eignung für die Versickerung von Niederschlagswasser zu prüfen (siehe Lageplan in Anlage 1).

Für die Planung von Versickerungsanlagen sind der Durchlässigkeitsbeiwert (k_f -Wert) des Bodens und der Grundwasserflurabstand bzw. der Flurabstand zu einer wasserstauenden Schicht maßgebend.

2 Untersuchungsunterlagen

- Topographische Karte 1:25.000 Blatt 3308 Twist
- Geologische Karte 1:25.000 Blatt 3308 Twist
- Bodenübersichtskarte 1:50.000 Blatt 3308 Meppen
- Hydrogeologische Karte 1:50.000 Blatt 3308 Meppen
- Bohrprofile der Rammkernsondierungen
- Ergebnisse der Versickerungsversuche

3 Allgemeine geologische, bodenkundliche und hydrogeologische Verhältnisse

Das untersuchte Areal ist laut Geologischer Karte 1:25.000 im Tiefenbereich 0 bis 2 m unter Geländeoberkante (GOK) geprägt von fluviatilen Sanden aus dem Weichsel-Glazial, die bereichsweise von Torf aus dem Holozän überlagert werden.

Gemäß der Bodenübersichtskarte 1:50.000 ist als Bodentyp auf der betrachteten Fläche Gley-Podsol zu erwarten.

Der mittlere Grundwasserspiegel liegt entsprechend der Hydrogeologischen Karte 1:50.000 bei >15,0 mNN bis 17,5 mNN. Aus der Geländehöhe von etwa 17 mNN resultiert ein möglicher mittlerer Grundwasserflurabstand von ca. 0 bis 2 m.

4 Durchführung der Untersuchungen

Zur Erschließung der Bodenverhältnisse wurden am 13.02.2017 an den auf dem Lageplan (Anlage 1) gekennzeichneten Ansatzpunkten drei Rammkernsondierungen (RKS 1 bis RKS 3) bis in eine Tiefe von 3 m unter GOK abgeteuft. Potenziell vorkommendes Grund- bzw. Schichtwasser wurde mittels Kabellichtlot im Bohrloch bzw. im Bohrgut ermittelt. In der Anlage 2 sind die im Gelände aufgenommenen Bohrprofile dargestellt.

Der Durchlässigkeitsbeiwert (k_f) des Bodens wurde an den Standorten RKS 2 und RKS 3 jeweils über einen Versickerungsversuch (VU 1 und VU 2) im Bohrloch mittels Feldpermeameter ermittelt. Hierzu wurde neben dem Ansatzpunkt der Rammkernsondierung eine Bohrung mit dem Edelmannbohrer niedergebracht ($\varnothing = 7$ cm). Die Messungen erfolgten jeweils in einer Tiefe von ca. 0,6 m bis 0,7 m unter GOK mit konstantem Wasserstand über der Bohrlochsohle.

Die Eignung des untersuchten Standortes im Hinblick auf eine dezentrale Versickerung von Niederschlagswasser wurde auf Grundlage des Arbeitsblattes DWA-A 138: Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser (DWA, 2005) geprüft.

Als Höhenfestpunkt (HFP) für die rel. Höheneinmessung der Untersuchungspunkte wurde die Oberkante einer Grabenüberführung am Koppelweg gewählt (siehe Lageplan, Anlage 1).

5 Ergebnisse der Untersuchungen

5.1 Bodenverhältnisse

In der Rammkernsondierungen wurde bis in eine Tiefe von ca. 0,5 m bis 0,6 m unter GOK ein humoser Oberboden (Feinsand, humos bis stark humos, schwach mittelsandig) vorgefunden, der an den Aufschlusspunkten RKS 1 und RKS 2 bis zu einer Tiefe von ca. 0,7 m bis 0,8 m unter GOK von sandigem, stark zersetztem Torf unterlagert wird.

Unterhalb dieser humosen bzw. organischen Böden wurde in allen Rammkernsondierungen bis zur Aufschlusstiefe von 3 m unter GOK eine Abfolge von schwach schluffigen, schwach mittelsandigen Feinsanden bis sehr schwach grobsandigen, feinsandigen Mittelsanden aufgeschlossen.

5.2 Grund- und Schichtwasserverhältnisse

Der zum Untersuchungszeitpunkt gemessene Grundwasserspiegel (Ruhewasserstand) ist nachfolgender Tabelle 1 aufgeführt. Schichtwasser wurde zum Untersuchungszeitpunkt nicht festgestellt. Aufgrund der Witterung vor der Sondierung ist davon auszugehen, dass der

mittlere Grundwasserhöchststand noch etwa 0,4 m über den gemessenen Werten liegt (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1: Lage des Grundwasserspiegels und prognostizierter mittlerer Grundwasserhöchststand

Messpunkt	Grundwasserspiegel (13.02.2017)		Prognostizierter mittlerer Grundwasserhöchststand	
	[m unter GOK]	[m rel. Höhe]	[m unter GOK]	[m rel. Höhe]
RKS 1	0,52	-1,0	0,12	-0,6
RKS 2	0,98	-1,0	0,58	-0,6
RKS 3	1,30	-1,0	0,90	-0,6

5.3 Wasserdurchlässigkeit

Die in den Versickerungsversuchen (Auswertung siehe Anlage 3) ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte (k_f -Wert) sind in nachfolgender Tabelle 2 aufgeführt.

Tabelle 2: Ermittelte Durchlässigkeitsbeiwerte (K_f -Werte)

Messpunkt	Materialbeschreibung	Messtiefe [m unter GOK]	ermittelter Durchlässigkeitsbeiwert k_f
VU 1 (RKS 2)	Feinsand, schwach mittelsandig, schwach schluffig	0,65 – 0,75	$1,0 \times 10^{-5}$ m/s
VU 2 (RKS 3)		0,60 – 0,70	$1,8 \times 10^{-5}$ m/s

Der gemessene k_f -Wert ist nach DWA-A 138 mit dem Faktor 2 zu multiplizieren, da im Feldversuch meist keine vollständig wassergesättigten Bedingungen erreicht werden. Somit ergibt sich für die geprüften Sande ein k_f -Wert von (gemittelt) rd. 3×10^{-5} m/s.

6 Eignung des Untergrundes zur dezentralen Versickerung von Niederschlagswasser

Die Ergebnisse der Rammkernsondierungen und der Versickerungsversuche zeigen, dass das untersuchte Areal für den Betrieb von Versickerungsanlagen im aktuellen Zustand der Fläche ungeeignet ist.

Gemäß DWA (2005) ist zwischen der Sohle einer Versickerungsanlage und dem mittleren Grundwasserhöchststand bzw. einer wasserstauenden Schicht i.d.R. eine Sickerstrecke von mindestens 1,0 m einzuhalten. Diese Bedingung ist bei der Planung einer Versickerungsanlage zu berücksichtigen und wird im aktuellen Zustand der Fläche an den untersuchten Standorten nicht erfüllt.

Die Möglichkeit für eine Versickerung besteht allenfalls in einer Aufhöhung des Geländes am geplanten Versickerungsstandort mit einem für eine Versickerung gut geeigneten Boden sowie der Ausführung von flachen Versickerungsmulden mit einer geringen Flächenbelastung (Au/As), bei der der Abstand von der Sohle der Versickerungsanlage zum mittleren Grundwasserhöchststand mind. 1,0 m beträgt.

Zur Bemessung von Versickerungsanlagen an den untersuchten Standorten kann für die untersuchten Sande ein k_f -Wert von rd. 3×10^{-5} m/s angesetzt werden. Der an den Untersuchungspunkten RKS 1 und RKS 2 unterhalb des humosen Oberbodens vorgefundene Torf weist erfahrungsgemäß einen k_f -Wert von $<1 \times 10^{-6}$ m/s auf und ist somit für eine Versickerung ungeeignet. Daher ist an vorgesehenen Versickerungsstandorten ggf. anstehender Torf zuvor abzutragen und durch einen für eine Versickerung gut geeigneten Boden zu ersetzen.

7 Schlusswort

Sollten sich hinsichtlich der vorliegenden Bearbeitungsunterlagen und der zur Betrachtung zugrunde gelegten Angaben Änderungen ergeben oder bei der Bauausführung abweichende Boden- und Grundwasserverhältnisse angetroffen werden, ist der Verfasser sofort zu informieren.

Falls sich Fragen ergeben, die im vorliegenden Gutachten nicht oder nur abweichend erörtert wurden, ist der Verfasser zu einer ergänzenden Stellungnahme aufzufordern.

Spelle, 20. Februar 2017



Dr. rer. nat. Mark Overesch
Beratender Geowissenschaftler



Dipl.-Geol. Sven Ellermann

Literatur

DWA (2005): Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser. Arbeitsblatt DWA-A 138. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef.

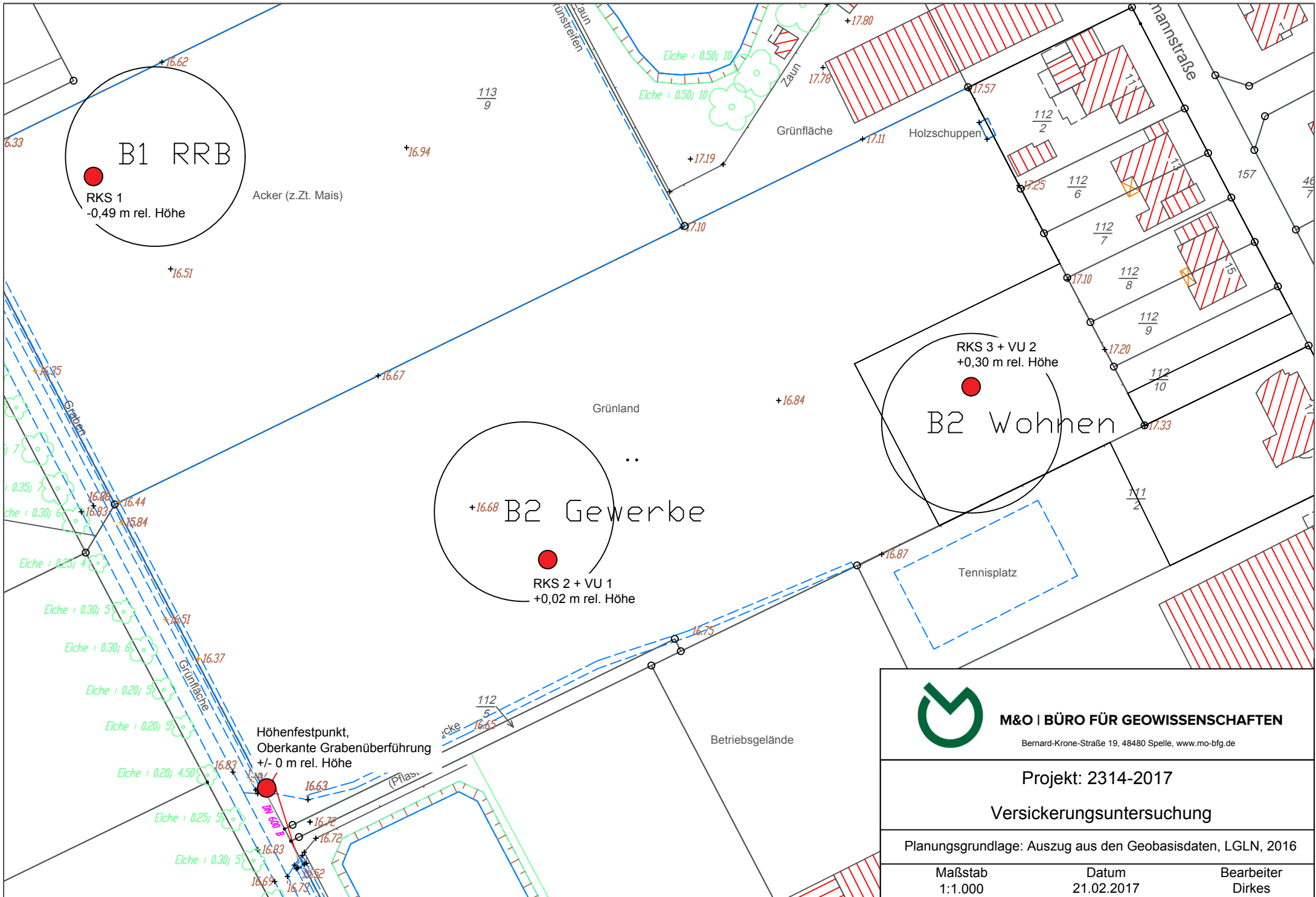
Anlagen

Anlage 1 Lageplan der Untersuchungspunkte

Anlage 2: Bohrprofile der Rammkernsondierungen (RKS 1 bis RKS 3)

Anlage 3: Ergebnisse der Versickerungsversuche (VU 1 und VU 2)

Anlage 1: Lageplan der Untersuchungspunkte



B1 RRB
 RKS 1
 -0,49 m rel. Höhe

B2 Gewerke
 RKS 2 + VU 1
 +0,02 m rel. Höhe

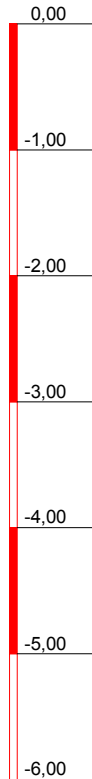
B2 Wohnen
 RKS 3 + VU 2
 +0,30 m rel. Höhe

Höhenfestpunkt,
 Oberkante Grabenüberführung
 +/- 0 m rel. Höhe

 M&O BÜRO FÜR GEOWISSENSCHAFTEN <small>Bernard-Krone-Straße 19, 48480 Spelle, www.mo-bfg.de</small>		
Projekt: 2314-2017 Versickerungsuntersuchung		
<small>Planungsgrundlage: Auszug aus den Geobasisdaten, LGLN, 2016</small>		
<small>Maßstab</small> 1:1.000	<small>Datum</small> 21.02.2017	<small>Bearbeiter</small> Dirkes

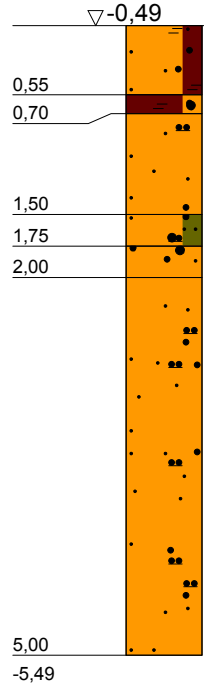
Anlage 2: Bohrprofile der Rammkernsondierungen (RKS 1 bis RKS 3)

Kote [m]



RKS 1 gemäß DIN 4021

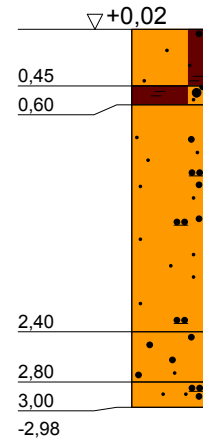
0,52 GW
13.02.2017



- Feinsand, stark humos, stark mittelsandig, (OH), 1, schwarzbraun
- Torf, sandig, (HZ), 2, stark zersetzt, dunkelbraun
- Feinsand, schwach mittelsandig, schwach schluffig, (SE), 3, beige
- Feinsand, schwach schluffig, sehr schwach sandig, (SE), 3, hellgrau
- Mittelsand, feinsandig bis sehr schwach grobsandig, (SE), 3, hellgrau
- Feinsand, schwach mittelsandig, schwach schluffig, (SE), 3, hellgrau

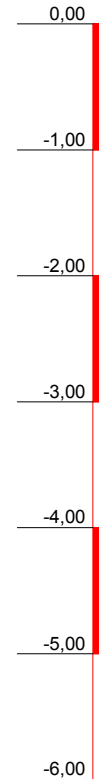
RKS 2 gemäß DIN 4021

0,98 GW
13.02.2017



- Feinsand, humos, schwach mittelsandig, (OH), 1, dunkelbraun
- Torf, stark sandig, (HZ), 2+3, stark zersetzt, dunkelbraun
- Feinsand, schwach mittelsandig, schwach schluffig, (SE), 3, beige bis hellgrau
- Mittelsand, schwach feinsandig bis schwach grobsandig, (SE), 3, hellgrau
- Feinsand, schwach mittelsandig, schwach schluffig, (SE), 3, hellgrau

Kote [m]

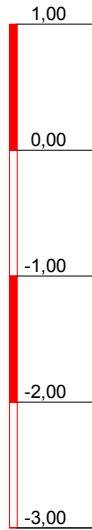


Büro für Geowissenschaften
Meyer und Overesch GbR
Bernard-Krone-Straße 19
48480 Spelle
Tel.: 05977/939630 / Fax: 05977/939636
e-mail: info@mo-bfg.de

Bauvorhaben:
Versickerungsuntersuchung
BBP Nr. 90, Twist
Planbezeichnung:
Bohrprofile der Rammkernsondierungen

Plan-Nr:	Anlage 2
Projekt-Nr:	2314-2017
Datum:	17.02.2017
Maßstab:	1 : 60
Bearbeiter:	Ellermann

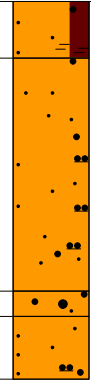
Kote [m]



RKS 3 gemäß DIN 4021

▽+0,30

0,45



Feinsand, humos, schwach
mittelsandig, (OH), 1,
dunkelbraun

Feinsand, schwach
mittelsandig, schwach
schluffig, (SE), 3, beige bis
hellgrau

2,30

2,50

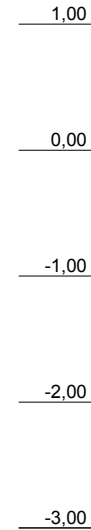
Mittelsand, schwach
feinsandig bis schwach
grobsandig, (SE), 3,
hellgrau

3,00

-2,70

Feinsand, schwach
mittelsandig, schwach
schluffig, (SE), 3, hellgrau

Kote [m]



1,30 GW
13.02.2017

Büro für Geowissenschaften

Meyer und Overesch GbR

Bernard-Krone-Straße 19
48480 Spelle

Tel.: 05977/939630 / Fax: 05977/939636

e-mail: info@mo-bfg.de

Bauvorhaben:

Versickerungsuntersuchung
BBP Nr. 90, Twist

Planbezeichnung:

Bohrprofile der Rammkernsondierungen

Plan-Nr: Anlage 2

Projekt-Nr: 2314-2017

Datum: 17.02.2017

Maßstab: 1 : 60

Bearbeiter: Ellermann

Anlage 3: Ergebnisse der Versickerungsversuche (VU 1 und VU 2)

Ermittlung Durchlässigkeitsbeiwert

Versickerung im Bohrloch / WELL PERMEAMETER METHOD

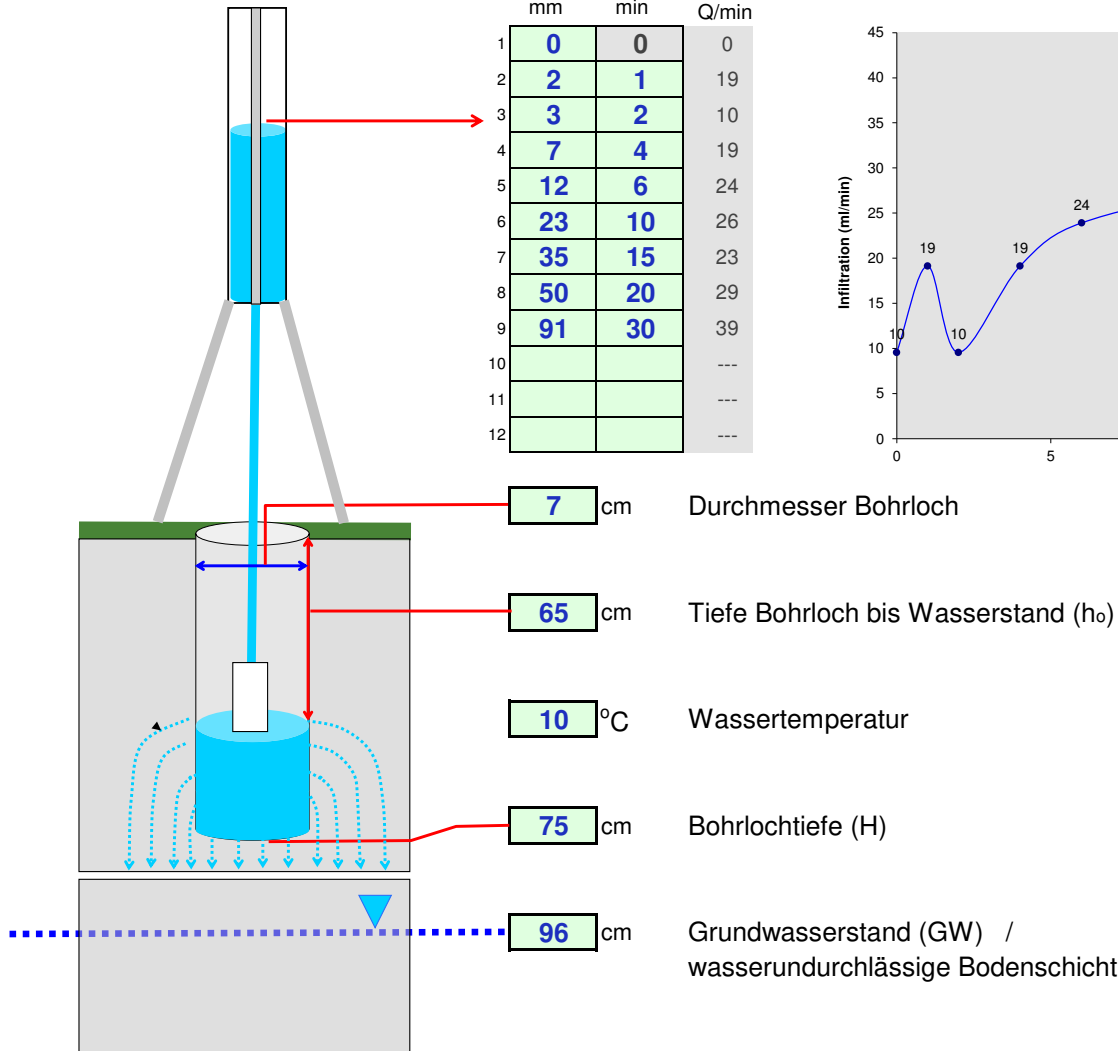
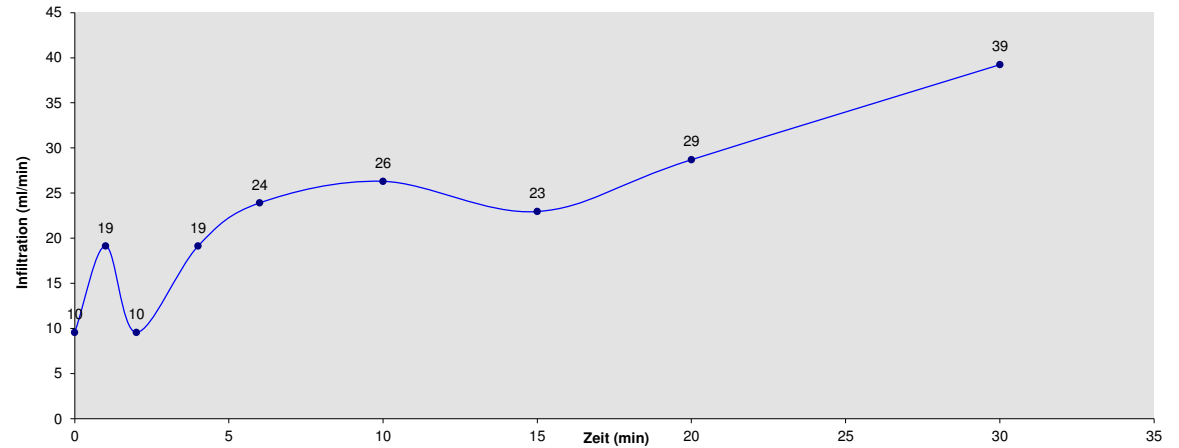
Projekt: 2314-2017 (Anlage 3.1)

Test: VU 1 (RKS 2)

Datum: 13.02.2017

Bearbeiter: Ellermann

	mm	min	Q/min
1	0	0	0
2	2	1	19
3	3	2	10
4	7	4	19
5	12	6	24
6	23	10	26
7	35	15	23
8	50	20	29
9	91	30	39
10			---
11			---
12			---



Randbedingungen / Zwischenwerte:

Infiltrationsrate "Q"	0,65 ml/sec	Durchm.(mm): 110
	39,2 ml/min	
Radius-Bohrloch "r"	4 cm	
Wert "h ₀ "	65 cm	
Wert "h" = H-h ₀	10 cm	
Wert "S" = GW-H	21 cm	
Viskosität	1,3 Wasserviskosität im Bohrloch	

WASSER Für $S \geq 2h$:

$$k = Q * \frac{\ln \left[\frac{h}{r} + \sqrt{\left(\frac{h}{r} \right)^2 + 1} \right] - 1}{2\pi * h}$$

FALSCH Für $S < 2h$:

$$k = Q * \frac{3 * \left(\ln \frac{h}{r} \right)}{\pi * h * (3h + 2S)}$$

K_f-Wert:

1,0 * 10⁻⁵ m/s

89,5 cm/Tag

Ermittlung Durchlässigkeitsbeiwert

Versickerung im Bohrloch / WELL PERMEAMETER METHOD

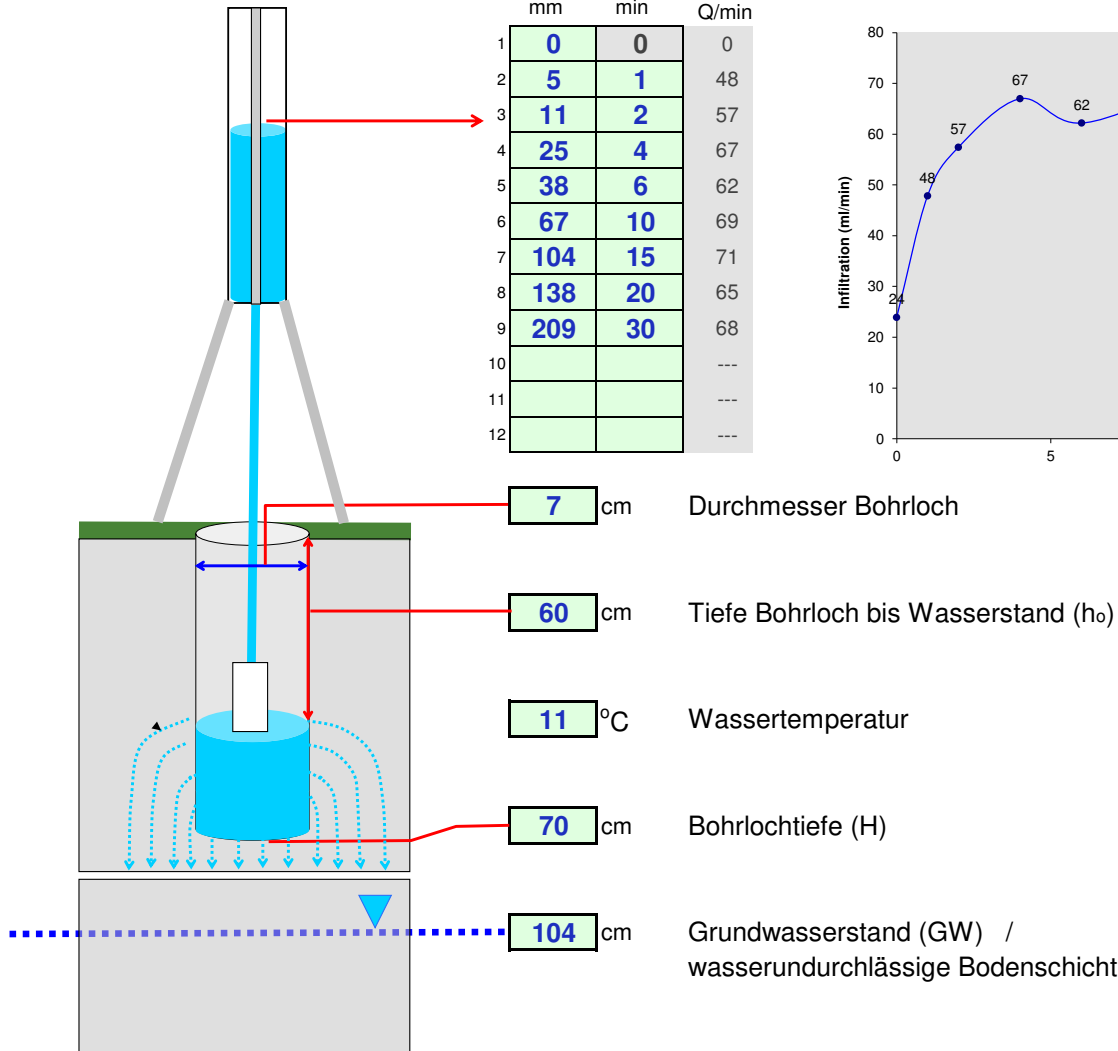
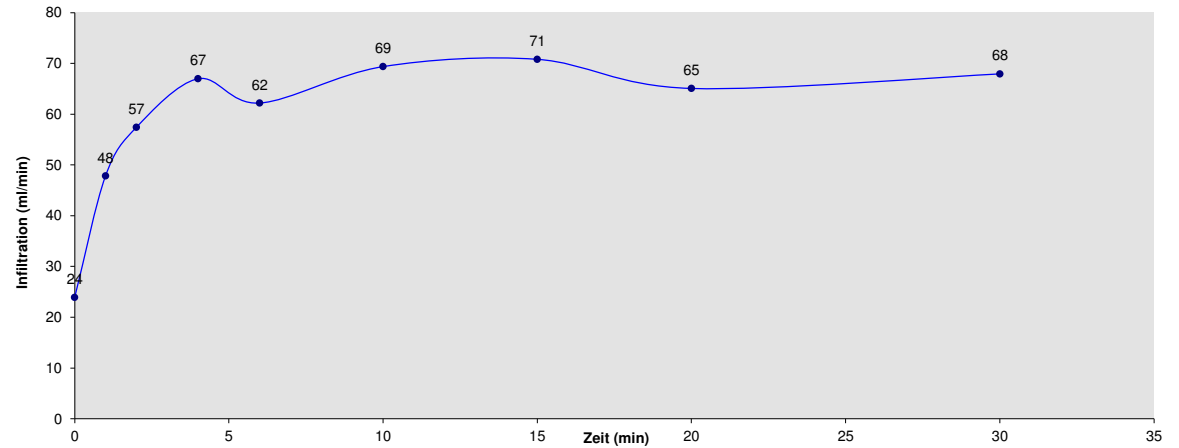
Projekt: 2314-2017 (Anlage 3.2)

Test: VU 2 (RKS 3)

Datum: 13.02.2017

Bearbeiter: von Basum

	mm	min	Q/min
1	0	0	0
2	5	1	48
3	11	2	57
4	25	4	67
5	38	6	62
6	67	10	69
7	104	15	71
8	138	20	65
9	209	30	68
10			---
11			---
12			---



Randbedingungen / Zwischenwerte:

Infiltrationsrate "Q"	1,13 ml/sec	Durchm.(mm): 110
	67,9 ml/min	
Radius-Bohrloch "r"	4 cm	
Wert "h ₀ "	60 cm	
Wert "h" = H-h ₀	10 cm	
Wert "S" = GW-H	34 cm	
Viskosität	1,3 Wasserviskosität im Bohrloch	

WASSER Für $S \geq 2h$:

$$k = Q * \frac{\ln \left[\frac{h}{r} + \sqrt{\left(\frac{h}{r}\right)^2 + 1} \right] - 1}{2\pi * h}$$

FALSCH Für $S < 2h$:

$$k = Q * \frac{3 * \left(\ln \frac{h}{r}\right)}{\pi * h * (3h + 2S)}$$

K_f-Wert: 1,8 * 10⁻⁵ m/s

153,7 cm/Tag