

1-177-20

Anlage 5

**Gemeinde Wanderup**

**Erschließung B-Plan Nr. 22 „Alter Meiereigraben“**

- Entwurf -

**Entwässerungsplanung**

- Anlage 5.1 KOSTRA-DWD 2010R
- Anlage 5.2 Auslegung Regenrückhalteraum
- Anlage 5.3 Auslegung Straßenrinne
- Anlage 5.4 Berechnung der Förderhöhe Schmutzwasser
- Anlage 5.5 Hydraulische Kennlinie für beispielhafte Pumpe

Aufgestellt:  
Schleswig, 15.09.2021

\_\_\_\_\_  
Dr.-Ing. Sabine Rühmland  
- Planungsingenieurin -

\_\_\_\_\_  
Dipl.-Ing. Boyke Elsner  
- Geschäftsführer -

Der Antragsteller:

Der Antragsteller:

\_\_\_\_\_  
SOE-Management

\_\_\_\_\_  
Gemeinde Wanderup

## **Inhaltsverzeichnis**

<b>1. Veranlassung und Grundlagen .....</b>	<b>1</b>
Geländeprofil und Baugrund .....	1
<b>2. Regenwassermanagement .....</b>	<b>1</b>
2.1 Regenwassersammlung in der Rinne .....	2
2.2 Regenrückhaltebecken .....	2
2.3 Drosselbauwerk.....	3
<b>3. Schmutzwasser .....</b>	<b>3</b>
3.1 Einwohnerwerte/ Schmutzwassermenge.....	4
3.2 Pumpstation .....	4

## 1. Veranlassung und Grundlagen

Das Bebauungsgebiet „Alter Meiereigraben“ B-Plan Nr. 22 in Wanderup soll erschlossen werden. Im Folgenden wird der Entwurf für die Entwässerung erläutert.

### Geländeprofil und Baugrund

Der Baugrund wurde am 24.04.2019 vom Erdbaulabor Gerowski mit 9 Kleinbohrungen erkundet. Das Gelände ist plan und fällt von Nordosten nach Südwesten leicht ab. Der organische Oberboden ist sandig, schwach schluffig, schwach kiesig und ca. 1 m mächtig. Darunter liegt ein schwach kiesiger, schwach schluffiger Sand. Im Süden wurde unter dem Oberboden zersetzter Torf angetroffen. Zum Zeitpunkt der Bodenuntersuchung wurde ab -0,2 m uGOK Stauwasser in Grabennähe und zwischen -0,8 und -2,1 m Grundwasser angetroffen (23,75 bis 24,6 mNHN).

Im Bereich der nördlichen Wohngebiete steht Sand an und es kann versickert werden. Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  zur Bemessung wird mit der Sieblinienauswertung für Bohrung 10 nach Beyer bestimmt zu:

$$k_{fu} = d_{10}^2/100 = (0,1 \text{ mm})^2/100 = 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$\text{Bemessungs-}k_f = k_{fu}/5 = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Im Bereich des südlichen Wohngebietes „ist eine Versickerung auf Grund des hohen Grundwasserspiegels bzw. der bereits in geringer Tiefe anstehenden stauenden Schichten (Torfe) voraussichtlich nicht möglich“ [Bodengutachten, 2019].

## 2. Regenwassermanagement

Die Wasserhaushaltsbilanz soll in Neubaugebieten soweit wie möglich ihrem natürlichen Zustand entsprechen (Wasserrechtliche Anforderungen zum Umgang mit Regenwasser in Schleswig-Holstein, 2019). Allgemein wird Boden durch Bebauung versiegelt. Das bringt eine Erhöhung der Wasserhaushaltskomponente Abfluss und eine Verringerung der Verdunstung und der Versickerung mit sich. Je nach Bodenverhältnissen kann dem entgegengesteuert werden.

Laut Bodengutachten ist eine oberflächige Versickerung des Regenwassers für den Bereich östlich des Wendehammers auf den Grundstücken in Mulden möglich bei vertretbarem Platzaufwand. Die jeweiligen Versickerungsbedingungen sind bei den grundstücksbezogenen Sondierungen zu ermitteln.

Die Standorte westlich und südlich des Wendehammers sind für die Versickerung ungünstig wegen einer Linse aus zersetztem Torf beginnend in etwa 0,7 m Tiefe. Auf diesen Grundstücken wird das Gelände mit sickerfähigem Substrat aufgefüllt, so dass das dort anfallende Regenwasser direkt vor Ort in Mulden versickern kann.

Für die Entwässerung der Straße bietet sich eine zentrale Lösung an: Der Straßenablauf wird in einer Pflasterrinne am Straßenrand gesammelt. Die Zufahrtsstraße entwässert über einen Regeneinlauf in die bestehende Regenwasserkanalisation Flensburger Straße. Die Rinne der Straßenabschnitte innerhalb des Baugebietes führt südlich des Wendehammers in ein Regenrückhaltebecken mit Ölsperre. Über den anschließenden Drosselschacht wird das Wasser gedrosselt in den „Alten Meiereigraben“ abgegeben, der im Einzugsgebiet der Linnau des Wasser- und Bodenverbandes Linnau liegt. Der Notwasserweg für einen Katastrophenregen folgt der Straße nach Südwesten und führt direkt in den Alten Meiereigraben.

Für ein nachhaltiges Regenwassermanagement wird mit folgenden Maßnahmen in diesem Baugebiet die Verdunstung erhöht und der Spitzenabfluss gedämpft:

- Der Großteil des Regenwassers fällt auf den Grundstücken an, wo er verbleibt und vollständig versickert und verdunstet.
- Die Straße wird in einer geringen Breite von 6 m ausgeführt und mit Pflaster teilversiegelt, sodass der mittlere Abflussbeiwert nur  $\psi = 0,75$  beträgt.
- Der Straßenablauf wird oberflächlich in einer Pflasterrinne abgeführt. Durch Benetzungsverluste kommt es zu einer höheren Verdunstung als aus einem Regenwasserkanal.
- Das Regenrückhaltebecken wird mit Dauerstau ausgebildet. Die Wasserfläche hat eine sehr hohe Verdunstungsleistung.

## 2.1 Regenwassersammlung in der Rinne

Das Straßenablaufwasser wird mit einseitigem Gefälle von 3% in eine Pflasterrinne geleitet. Die Pflasterrinne wird von der Flensburger Straße bis zum Hochpunkt (km 0+49) und weiter bis km 0+135 als 4-zeilige Rinne (Breite 0,64 m) ausgeführt und danach als 5-zeilige. Am Wendehammer wird die Rinne erweitert auf 0,96 m Breite und oberflächlich in das RRB geleitet. Vom südlichen Wohngebiet führt eine 3-zeilige Rinne zum RRB. Die Auslegung erfolgt für die Regenspende des Bemessungsregen  $r_{15,2}$  mit der Flachwassergleichung nach Manning-Strickler s. Anlage 5.3.

## 2.2 Regenrückhaltebecken

Es ist ein Regenrückhaltebecken mit Dauerstau und integriertem Sandfang vorgesehen. Die Dimensionierung erfolgt mit einer Regenhäufigkeit  $n = 0,2$  (Jährlichkeit 5) nach DWA-A 117. Die Berechnung ist in Anlage 5.2 dargestellt. Das Regenrückhaltebecken wird mit folgenden Eingangswerten bemessen:

Einzugsfläche	$A_E$	= 0,16 ha
Mittlerer Abflussbeiwert	$\psi_m$	= 0,9
„undurchlässige“ Fläche	$A_U$	= 0,14 ha

Der maximale Drosselabfluss wird mit 1 l/s als kleinste praktikable Drosselmenge zu Grunde gelegt. Das erforderliche Rückhaltevolumen ergibt sich zu  $V_{\text{erf}} = 42 \text{ m}^3$ . Geplant ist ein Regenrückhaltebecken mit:

Sohlfläche	=	72 m <sup>2</sup>
$A_{Wsp,\text{min}}$	=	214 m <sup>2</sup>
$A_{Wsp,\text{max}}$	=	262 m <sup>2</sup>
Sohle	=	23,6 m NHN
$W_{sp,\text{min}}$	=	24,6 m NHN
$W_{sp,\text{max}}$	=	24,9 m NHN
Einstauhöhe	=	0,3 m
Böschungsneigung	=	1:2,5
Rückhaltevolumen	=	71 m <sup>3</sup>

Folglich stellt das geplante Regenrückhaltebecken das erforderliche Rückhaltevolumen zur Verfügung. Die Fläche ist im Lageplan dargestellt.

### 2.3 Drosselbauwerk

Die Einhaltung der Drosselabflusspende von 1 l/s wird durch Einsatz des Drosselschachtes mit geregelter Drossel (Aqua Limit tube) gewährleistet (s. Bauwerkszeichnung).

#### **Einleitungsstelle:**

Gemeinde Wanderup

Gemarkung Wanderup

Flur 27

Flurstück 45

ETRS: Hochwert 6060169.614

Rechtswert 32521165.472

### 3. Schmutzwasser

Die Ausführung des Schmutzwasserkanals erfolgt als Freigefällekanal mit Rohren aus PP oder alternativ Steinzeug. Die Leitungen erhalten bei einem Durchmesser von DN 200 ein Gefälle von 1,3 % und folgen damit dem Straßengefälle.

Das Schmutzwasser des Erschließungsgebietes wird mit einer Pumpstation gehoben und über eine Druckrohrleitung in den Freispiegelkanal am Schacht an der Einmündung in die Flensburger Straße geleitet (s. Lageplan Kanalbau Anlage A 17).

### 3.1 Einwohnerwerte/ Schmutzwassermenge

Das Bebauungsgebiet hat eine kanalisierte Einzugsfläche von ca. 1,1 ha. Es entstehen ca. 25 Wohneinheiten zu je 4 E (Einwohnerwerten) entstehen sowie ein bis zwei Gewerbeeinheiten mit ca. 10 E. Insgesamt kann von 110 E ausgegangen werden.

Schmutzwasserabfluss:  $Q_h = 110 \text{ E} * 4 \text{ l/s} / 1000 \text{ EW} = 0,44 \text{ l/s}$

Fremdwasserzufluss:  $Q_f = 1,1 \text{ ha} * 0,1 \text{ l/s}(*\text{ha}) = 0,11 \text{ l/s}$

Regenabfluss im SW-Kanal:  $Q_{r,t} = 1,1 \text{ ha} * 0,5 \text{ l/s}(*\text{ha}) = 0,55 \text{ l/s}$

Gesamter Trockenwetterabfluss:  $Q_t = 1,1 \text{ l/s}$

### 3.2 Pumpstation

Die Pumpstation wird aufgrund der Betriebssicherheit als Doppelpumpstation ausgelegt. Eine Erhöhung der Förderleistung ist hierdurch nicht vorgesehen.

Für die Bemessung der Pumpe ist neben dem Volumenstrom die manometrische Höhe maßgebend. Diese ermittelt sich aus der Summe der geodätischen Höhe ( $H_{Geo}$ ) und der Verlusthöhe infolge von Rohrleitungsdruckverlusten ( $H_{v,tot}$ ).

$$H_{man} = H_{Geo} + H_{v,tot}$$

Aus dem Lageplan (Anlage A17) ergibt sich die Rohrleitungslänge zu 172 m. Die geodätische Höhe ergibt sich aus der Differenz zwischen Auslaufhöhe im Anschlussschacht und Ansaughöhe in der Pumpstation.

$$H_{Geo} = 25,36 \text{ m} - 22,18 \text{ m} = 3,18 \text{ m}$$

Die Berechnung der Rohrleitungsdruckverluste ist in Anlage 5.4 gegeben. Um eine Mindestfließgeschwindigkeit von 1,0 m/s einzuhalten und um eine ausreichende Pumpenleistung zu erreichen, wurde die Fördermenge mit  $Q = 5,0 \text{ l/s}$  angesetzt.

Für die Berechnung mit einem Leitungsquerschnitt von DN 80 ergeben sich die Druckhöhenverluste infolge Rohrleitungslänge und örtlicher Verluste  $H_{v,tot}$  zu 2,73 m (s. Anlage 5.4). Die manometrische Höhe beträgt somit 5,91 m.

#### **Wahl der Pumpen**

Anforderungen an die benötigten Pumpen:

- Förderleistung = 5,0 l/s
- Manometrische Förderhöhe = 5,91 m

- Anschluss Druckrohrleitung DN = 80 mm
- Freistromrad
- Freier Kugeldurchgang mind. 10 cm

Die hydraulische Kennlinie eines Produktvorschlags findet sich in Anlage 5.5. Dieses Produkt hat eine Anschlussleistung  $P_1 = 2,13 \text{ kW}$  und eine Motorbemessungsleistung  $P_2 = 1,67 \text{ kW}$ .



# KOSTRA-DWD 2010R

Nach den Vorgaben des Deutschen Wetterdienstes - Hydrometeorologie -

## Niederschlagsspenden nach KOSTRA-DWD 2010R

Rasterfeld : Spalte 30, Zeile 7  
 Ortsname : Wanderup (SH)  
 Bemerkung :  
 Zeitspanne : Januar - Dezember  
 Berechnungsmethode : Ausgleich nach DWA-A 531

Dauerstufe	Niederschlagsspenden $rN$ [l/(s·ha)] je Wiederkehrintervall $T$ [a]								
	1 a	2 a	3 a	5 a	10 a	20 a	30 a	50 a	100 a
5 min	166,7	210,0	233,3	266,7	310,0	353,3	380,0	413,3	456,7
10 min	130,0	160,0	178,3	201,7	231,7	263,3	280,0	303,3	333,3
15 min	106,7	132,2	146,7	164,4	190,0	215,6	230,0	247,8	273,3
20 min	90,8	112,5	125,0	140,8	162,5	184,2	196,7	213,3	235,0
30 min	69,4	87,2	97,8	110,6	128,3	146,1	156,7	169,4	187,2
45 min	51,9	65,9	74,4	85,2	99,6	114,1	122,2	133,0	147,4
60 min	41,1	53,6	60,8	70,0	82,5	95,0	102,2	111,4	123,9
90 min	30,2	39,4	44,8	51,5	60,7	69,8	75,2	82,0	91,1
2 h	24,3	31,7	36,0	41,4	48,8	56,1	60,4	66,0	73,3
3 h	17,9	23,3	26,5	30,5	35,9	41,3	44,4	48,5	53,9
4 h	14,4	18,8	21,3	24,5	28,9	33,2	35,8	39,0	43,3
6 h	10,6	13,8	15,6	18,0	21,2	24,4	26,3	28,7	31,9
9 h	7,8	10,1	11,5	13,2	15,6	18,0	19,4	21,1	23,5
12 h	6,3	8,1	9,3	10,6	12,5	14,4	15,6	17,0	18,9
18 h	4,6	6,0	6,8	7,8	9,2	10,6	11,5	12,5	13,9
24 h	3,7	4,8	5,5	6,3	7,4	8,6	9,2	10,0	11,2
48 h	2,4	2,9	3,3	3,7	4,2	4,8	5,1	5,5	6,1
72 h	1,8	2,2	2,4	2,7	3,1	3,4	3,7	3,9	4,3

### 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  
 rN Niederschlagsspende in [l/(s·ha)]

Für die Berechnung wurden folgende Grundwerte verwendet:

Wiederkehrintervall	Klassenwerte	Niederschlagshöhen $hN$ [mm] je Dauerstufe			
		15 min	60 min	24 h	72 h
1 a	Faktor [-]	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe
	[mm]	9,60	14,80	31,90	47,30
100 a	Faktor [-]	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe
	[mm]	24,60	44,60	96,40	111,60

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

- bei  $1 a \leq T \leq 5 a$  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.



## Bemessung von Rückhalteräumen im Näherungsverfahren nach Arbeitsblatt DWA-A 117

Ingenieurgesellschaft Nord  
Rühmland - s.ruehmland@ign-schleswig.de

### Auftraggeber:

"Alter Meiereigraben" B-Plan 22 Wanderup

### Rückhalteraum:

Rückhaltebecken

### Eingabedaten:

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{Dr,R,u}) * (D - D_{RÜB}) * f_z * f_A * 0,06 \quad \text{mit } q_{Dr,R,u} = (Q_{Dr} + Q_{Dr,RÜB} - Q_{T,d,aM}) / A_u$$

Einzugsgebietsfläche	$A_E$	$m^2$	1.562
Abflussbeiwert gem. Tabelle 2 (DWA-A 138)	$\Psi_m$	-	0,90
undurchlässige Fläche	$A_u$	$m^2$	1.406
vorgelagertes Volumen RÜB	$V_{RÜB}$	$m^3$	
vorgegebener Drosselabfluss RÜB	$Q_{Dr,RÜB}$	l/s	
Trockenwetterabfluss	$Q_{T,d,aM}$	l/s	
Drosselabfluss	$Q_{Dr}$	l/s	1,0
Drosselabflussspende bezogen auf $A_u$	$q_{Dr,R,u}$	l/(s*ha)	7,1
gewählte Länge der Sohlfläche (Rechteckbecken)	$L_s$	m	25,0
gewählte Breite der Sohlfläche (Rechteckbecken)	$b_s$	m	9,0
gewählte max. Einstauhöhe (Rechteckbecken)	$z$	m	0,3
gewählte Böschungsneigung (Rechteckbecken)	1:m	-	2,5
gewählte Regenhäufigkeit	$n$	1/Jahr	0,2
Zuschlagsfaktor	$f_z$	-	1,20
Fließzeit zur Berechnung des Abminderungsfaktors	$t_f$	min	10
Abminderungsfaktor	$f_A$	-	0,995

### Ergebnisse:

maßgebende Dauer des Bemessungsregens	$D$	min	180
maßgebende Regenspende	$r_{D,n}$	l/(s*ha)	30,5
<b>erforderliches spez. Speichervolumen</b>	<b><math>V_{erf,s,u}</math></b>	<b><math>m^3/ha</math></b>	<b>302</b>
<b>erforderliches Speichervolumen</b>	<b><math>V_{erf}</math></b>	<b><math>m^3</math></b>	<b>42</b>
<b>vorhandenes Speichervolumen</b>	<b><math>V</math></b>	<b><math>m^3</math></b>	<b>75</b>
Beckenlänge an Böschungsoberkante	$L_o$	m	26,5
Beckenbreite an Böschungsoberkante	$b_o$	m	10,5
Entleerungszeit	$t_E$	h	20,9

### Bemerkungen:

## Bemessung von Rückhalteräumen im Näherungsverfahren nach Arbeitsblatt DWA-A 117

## örtliche Regendaten:

D [min]	$r_{D,n}$ [l/(s <sup>2</sup> ha)]
5	266,7
10	201,7
15	164,4
20	140,8
30	110,6
45	85,2
60	70,0
90	51,5
120	41,4
<b>180</b>	<b>30,5</b>
240	24,5
360	18,0
540	13,2
720	10,6
1080	7,8
1440	6,3
2880	3,7
4320	2,7

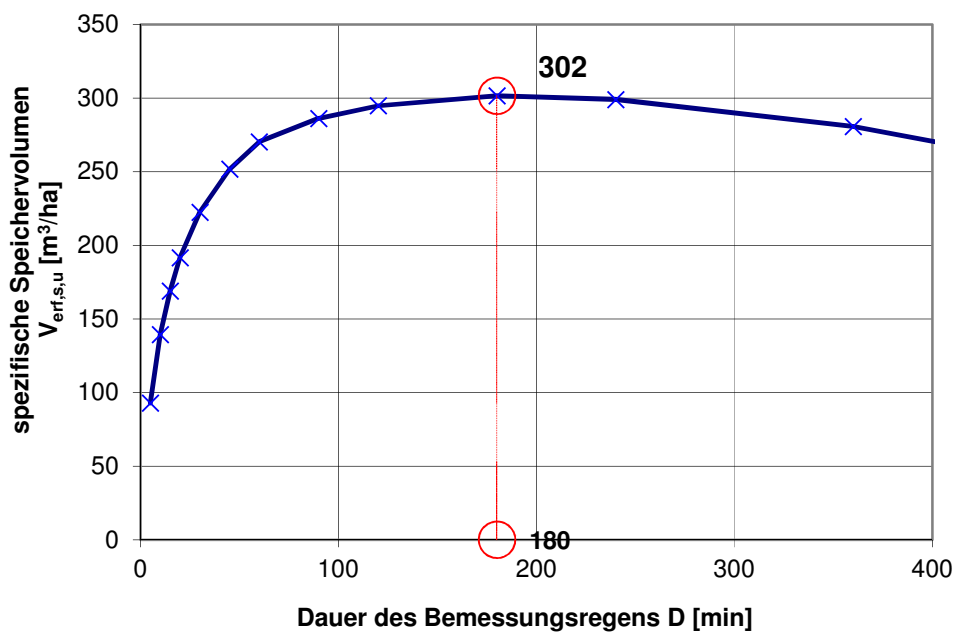
## Fülldauer RÜB:

$D_{RÜB}$ [min]
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
<b>0,0</b>
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0
0,0

## Berechnung:

$V_{\text{erf},s,u}$ [m <sup>3</sup> /ha]
93
139
169
192
222
252
270
286
295
<b>302</b>
299
281
236
180
53
0
0
0

## Rückhalteraum



Wanderup

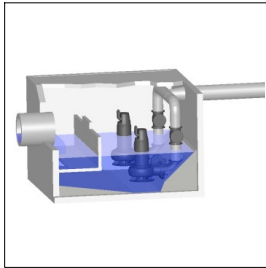
Erschließung B-Plan 22 "Alter Meiereigraben"

Entwurf

**Hydraulische Berechnung - Straßenrinne**

		Manning-Strickler-Konstante $k_{St} = 50$				Regenspende $r_{(15,2)} = 132,2$							Bei voller Füllhöhe		
Fließrichtung	km		Rinnenlänge	Einzugsgebiet	Abfluss- beiwert $\Psi$	Abfluss- spende	Abfluss : $Q_r = A \times \Psi \times r$			Rinne					Abfluss Q
	von	bis					Einzel	Zufluss	Insgesamt	Gefälle l	Zeilen à 0,16 m	lichte Breite	Stich	$Q_r/Q_v$	
			[m]	[ha]	[-]	[l/(s*ha)]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[%]		[m]	[m]	[-]	[l/s]
Flensburger Str.	0	49	49	0,029	0,90	119	3,5		3,5	0,30	4	0,64	0,04	0,85	4,10
RRB	49	135	86	0,052	0,90	119	6,1		6,1	1,10	4	0,64	0,04	0,78	7,85
RRB	135	185	50	0,030	0,90	119	3,6	6,1	9,7	1,10	5	0,80	0,05	0,68	14,23
RRB	Wendehammer		13	0,045	0,90	119	5,4	3,5	8,9	1,00	6	0,96	0,06	0,40	22,07
	Südteil	Wendeh.	36	0,016	0,90	119	1,9		1,9	0,50	3	0,48	0,03	0,78	2,46
RRB	Wendeh.	RRB	20	0,061	0,90	119	7,3	9,7	17,0	0,50	6	0,96	0,08	0,68	25,21

## Berechnung Förderhöhe Pumpstation



### Betriebspunktbestimmung

<b>Fördergut</b> Wasser, rein	<b>Statische Förderhöhe</b> 3,18	<b>Darstellungsoptionen</b> Tauchbetrieb
<b>Förderstrom</b> 5 l/s	<b>Anzahl der Pumpen</b> 2	<b>Berechnungsmodell</b> Colebrook-White
<b>Viskosität</b> 1,569 mm <sup>2</sup> /s	<b>Art der Anlage</b> Doppelpumpe Haupt-Spitze	

Typ	Ø (mm)	? oder L	Anz.	v (m/s)	k (mm)	ΔH (m)
<b>Ø = Durchmesser v = Geschwindigkeit k = Rohrrauigkeit ΔH = Verlusthöhe</b>						
<b>Gemeinsame Rohrleitung Druckseite - Plastic / PE100 (HDPE) PE 4710 SDR 17 (PN 10) / DN 80 (90x5,4 mm) / DIN 8074/75 / EN 13244</b>						
Rohrlänge	79,2	172 m	1	1,015	0,03	2,518
Krümmen	79,2	2,1	7	1,015		0,1103
Rückschlagventil	79,2	0,9	1	1,015		0,04725
Auslauf	79,2	1	1	1,015		0,0525
<b>Gesamtverlusthöhe</b>						<b>2,728</b>
Verlusthöhe						2,728 m
Statische Druckhöhe						3,18 m
<b>Gesamtförderhöhe</b>						<b>5,908 m</b>

## Hydraulische Kennlinie

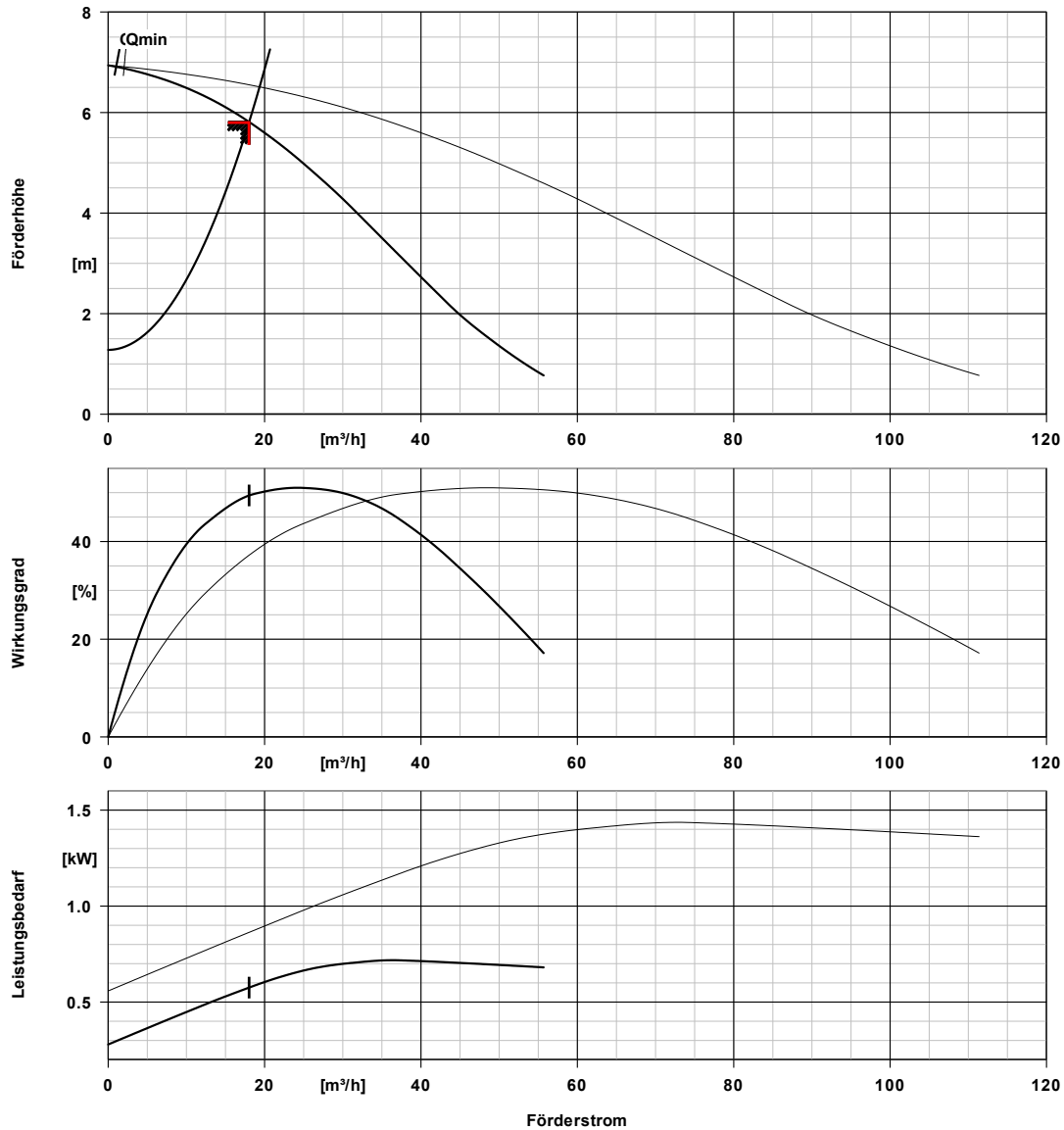


Kunden Pos Nr.:  
Anfrage-Datum: 2020-09-23  
Anfrage-Nr.: Pumpstation  
Menge: 2,000

Nummer: 4004150080 - 780  
Pos.Nr.: 000100  
Datum: 2020-09-23  
Seite: 7 / 18

ARX F080-180/017F4YSG -150/01010M000

Versions-Nr.: 1



## Kurvendaten

Drehzahl	1466 1/min	Angefragte Förderhöhe	5,80 m
Mediumdichte	998 $\text{kg}/\text{m}^3$	Wirkungsgrad	49,4 %
Viskosität	1,00 $\text{mm}^2/\text{s}$	Leistungsbedarf	0,58 kW
Förderstrom	18,02 $\text{m}^3/\text{h}$	Kurvennummer	K2573-54-80180F/1
Angefragter Förderstrom	18,00 $\text{m}^3/\text{h}$	Effektiver	150,0 mm
Förderhöhe	5,81 m	Lafraddurchmesser	