

RÜB 4 - Hauptstraße

Durchlaufbecken im Nebenschluss

Im Einlaufbereich des RÜB 4 münden sowohl der Sammelkanal (Haltung 301320) als auch der Hauptkanal des Einzugsgebiets (Haltung 314095).

Eingangsdaten:

$$\begin{aligned} Q_{T,h,max} \text{ (gem. Schmutzfrachtberechnung)} &= 8,61 \text{ l/s} + Q_{T,h,max} \text{ oberhalb liegender} \\ &\text{Einzugsgebiete} \\ &= 8,61 \text{ l/s} + 2,55 \text{ l/s} + 1,38 \text{ l/s} + 10,54 \text{ l/s} = \\ &\quad \underline{\underline{23,1 \text{ l/s}}} \end{aligned}$$

Weitere Werte stammen aus hydrodynamischer Netzberechnung (2019). Es wurden jeweils die Maximalwerte der o.g. Haltungen miteinander addiert.

$$\begin{aligned} Q_{0(n=1)} \text{ (Abfluss für } n = 1a^{-1}) &= 1.130 \text{ l/s} + 1.357 \text{ l/s} \\ &= \underline{\underline{2.487 \text{ l/s}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{0(n=0,33)} \text{ (Abfluss für } n = 0,33a^{-1}) &= 1.784 \text{ l/s} + 2.212 \text{ l/s} \\ &= \underline{\underline{3.996 \text{ l/s}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{0,max} \text{ (Abfluss für } n = 0,05a^{-1}) &= 2.212 \text{ l/s} + 3.002 \text{ l/s} \\ &= \underline{\underline{5.214 \text{ l/s}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{krit} \text{ (Abfluss für } Q_{krit}) &= A_{E,b} * 30 \text{ l/(s*ha)} + Q_{t24} + \text{Drosselabläufe} \\ \Rightarrow &28,6 \text{ ha} * 30 \text{ l/(s*ha)} + \text{Drosselabläufe} \\ &= 858 \text{ l/s} + 10 \text{ l/s} + 65 \text{ l/s} = \underline{\underline{933 \text{ l/s}}} \end{aligned}$$

$$Q_{Dr} \text{ (Drosselabfluss)} = Q_{Dr} = \underline{\underline{80,0 \text{ l/s}}}$$

Nachweise:

Zulaufkanal 301320:

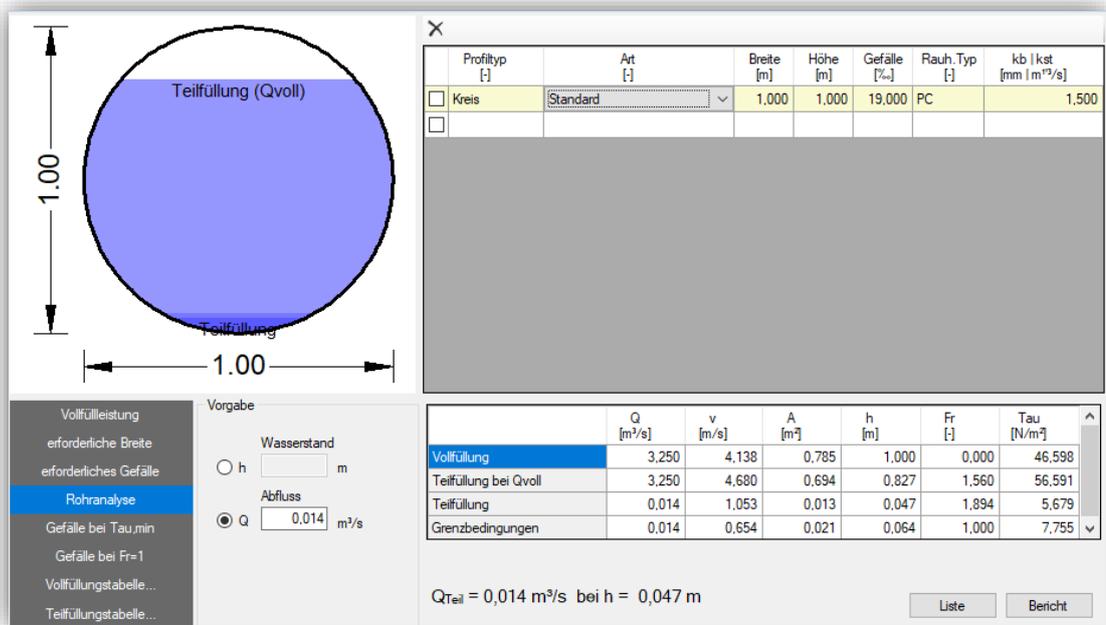
Zulauf im Trockenwetterfall nur von RÜB Hemhofen, RÜB 1 und RÜB 3

$$Q_{T(A-110)} \Rightarrow \tau \geq 1 \text{ N/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{T(A-110)} \hat{=} Q_{T,h,max} = 14,47 \text{ l/s}$$

Nennweite: DN 1000

Sohlgefälle: 19 ‰



$$\Rightarrow \tau = 5,68 \text{ N/m}^2 > 1 \text{ N/m}^2$$

Nachweis erbracht

Zulaufkanal 314095:

Zulauf im Trockenwetterfall nur aus dem Einzugsgebiet RÜB 4

$$Q_{T(A-110)} \Rightarrow \tau \geq 1 \text{ N/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{T(A-110)} \hat{=} Q_{T,h,max} = 8,61 \text{ l/s}$$

Nennweite: DN 1200

Sohlgefälle: 4,4 ‰



GBi Kommunale Infrastruktur
GmbH & Co. KG

Nachweisberechnungen nach DWA-A 166

Schmutzfrachtberechnung im Einzugsgebiet
der Kläranlage Röttenbach

2019_04_26_Nachweise A
166.docx

Teilfüllung (Qvoll)

1.20

1.20

Überlauf

Profiltyp [-]	Art [-]	Breite [m]	Höhe [m]	Gefälle [%]	Rauh. Typ [-]	kb kst [mm m ^{1/2} /s]
<input type="checkbox"/> Kreis	Standard	1.200	1.200	4.400	PC	1.500
<input type="checkbox"/>						

Vorgabe

Wasserstand

h m

Abfluss

Q m³/s

	Q [m ³ /s]	v [m/s]	A [m ²]	h [m]	Fr [-]	Tau [N/m ²]
Vollfüllung	2.522	2.230	1.131	1.200	0.000	12.949
Teilfüllung bei Qvoll	2.522	2.521	1.001	0.993	0.766	15.726
Teilfüllung	0.009	0.537	0.017	0.051	0.923	1.446
Grenzbedingungen	0.009	0.570	0.016	0.049	1.000	1.386

Q_{real} = 0,009 m³/s bei h = 0,051 m

Liste Bericht

$$\Rightarrow \tau = 0,99 \text{ N/m}^2 > 1 \text{ N/m}^2$$

Nachweis knapp nicht erbracht

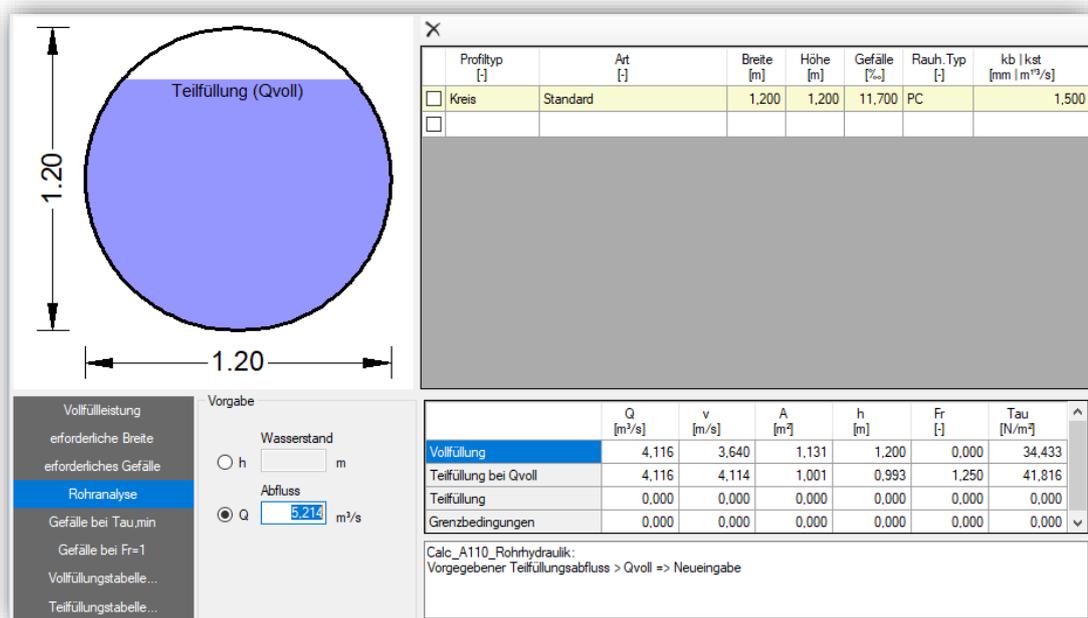
Entlastungskanal Beckenüberlauf:

Leistungsfähigkeit

$$Q_{0,max} \Rightarrow Q_v \geq Q_{0,max}$$

\Rightarrow Nennweite: DN 1200

Sohlgefälle: 11,7 ‰



$$Q_v = 4.116 \text{ l/s} < Q_{0,max} = 5.214 \text{ l/s}$$

Nachweis nicht erbracht

Im weiteren Verlauf verzweigt sich der Entlastungskanal nach Zuleitung des Klärüberlaufs in zwei Entlastungskanäle mit getrennten Einleitung in den Röttenbach. Der reguläre Entlastungskanal (DN 1200) mit durchschnittlich 5,2 ‰ fasst 2,7 m³/s, während der zweite Kanal (DN 1000) mit 5,8 ‰ weitere 1,8 m³/s bei Vollfüllung abführt.

Es ist davon auszugehen, dass die Entlastungskanäle unter Einstau die Differenz von 700 l/s zum Q_{max} abführen können.

Ein Austausch der Entlastungskanäle aufgrund eines hydraulischen Engpasses im 20-jährigen Regenerenignis ist nicht wirtschaftlich. Auch die Klärbedingungen der Mischwasserbehandlung werden im Bemessungsfall nicht negativ beeinträchtigt.

Entlastungskanal Klärüberlauf:

Leistungsfähigkeit

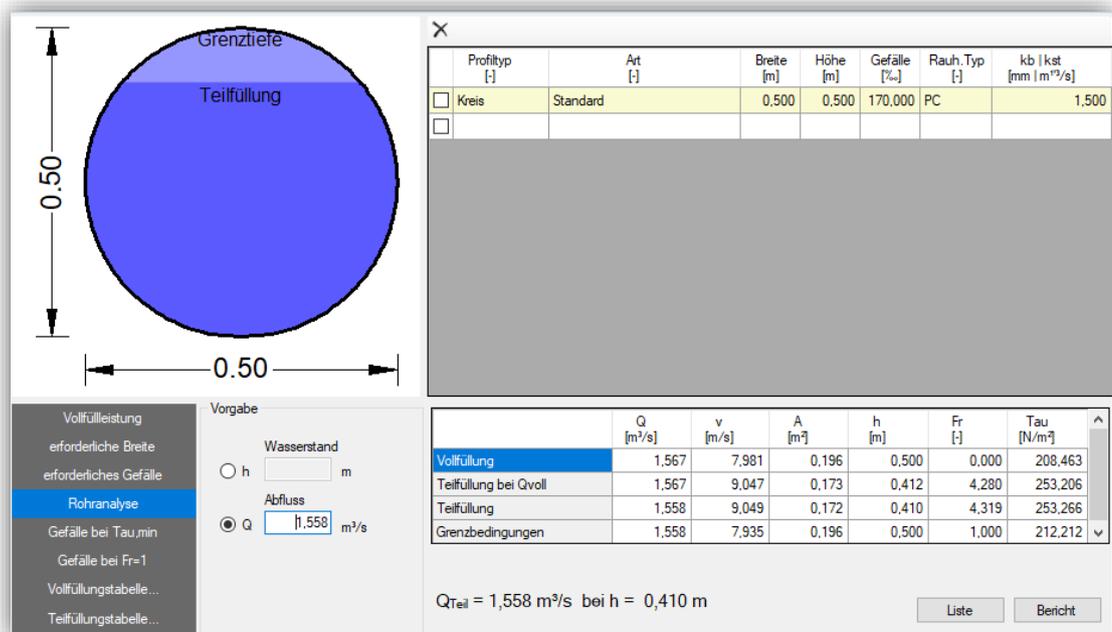
$$Q_{0,max} \Rightarrow Q_v \geq Q_{KÜ,max}$$

⇒ Nennweite: DN 500

Sohlgefälle: 51 ‰

Energieliniengefälle: 170 ‰

$Q_{KÜ,max}$ gemäß hydr. Berechnung (2019) =
1,52 m³/s



$$Q_v = 1.567 \text{ l/s} > Q_{KÜ,max} = 1.520 \text{ l/s}$$

Nachweis erbracht

Beckenüberlauf (DB)

Nachweis der Überfallhöhe Höhe beim Entlastungsbeginn am BÜ,

(Am KÜ darf nur $Q_{krit,KÜ}$ ablaufen bevor der BÜ anspringt)

Wasserspiegel bei Q_{krit} :

⇒ Ermittlung der Überfallhöhe für $Q_{krit} - Q_{Dr}$

$$h_{ü} = \left(\frac{3 * Q}{2 * c * 1000 * L * \mu * \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 * (928 - 80) \text{ l/s}}{2 * 1,0 * 1000 * 8,00 \text{ m} * 0,6 * 4,43} \right)^{2/3}$$

$$\underline{h_{\ddot{u}} = 0,15\text{m}}$$

Höhe beim Entlastungsbeginn am BÜ = OKS_{KÜ} + h_{KÜ,krit} = 292,87 + 0,15 = 293,02

293,02 = 293,02 (OKS BÜ)

Nachweis erbracht

→ Der Klärüberlauf muss um 7 cm erhöht werden, da die aktuelle Schwellenhöhe mit 292,80 zu niedrig ist.

Beckenüberlauf (Schwelle):

Q_{0(n=1)} bei BHW

⇒ Q_{0(n=1)} = 2.487 l/s

Spez. Schwellenbelastung ≤ 300l/(s*m)

⇒ Schwellenlänge: 8,65 m

Schwellenhöhe: 0,67 * d₀ (< 1,0 * d₀)

2.487 l/s / 8,65 m = 288 l/(m*s) < 300 l/(s*m)

Nachweis erbracht

Vollkommener Überfall

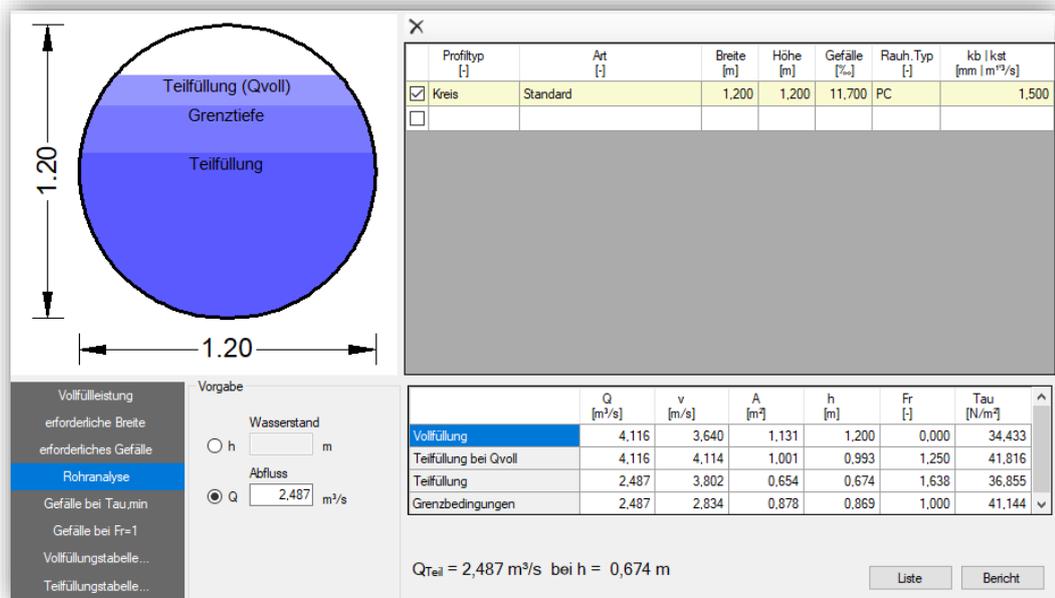
⇒ Ermittlung h_ü für Q_{0(n=1)} = 2.487 l/s

Wsp ≤ Wsp gem. Kanalnetzberchn.

OK_{Schwelle}: 293,02 mNN

Die Wasserspiegellinie im Entlastungskanäle liegt beim Bemessungsabfluss Q_{0(n=1)} bei 0,76 m.

Die Wasserspiegellinie hinter der Schwelle ergibt sich somit aus der Sohlhöhe (291,93) und der Ablaufhöhe (0,67) zu 292,60 mNN.



$$\Rightarrow W_{sp} = 292,60 < OK_{Schwelle} = 293,02$$

\Rightarrow vollkommener Überfall

Nachweis erbracht

Klärüberlauf (Schwelle):

Gemäß der Abstimmungen mit dem Wasserwirtschaftsamt wird die kritische Regen-
 spende von 30 auf 20 l/s*ha reduziert (siehe LfU-Merkblatt 4.4/22 vom März 2018, Ab-
 schnitt 4.4.2.2.). Für den Fall der Nichteinhaltung der Oberflächenbeschickung kann die
 kritische Regenpende trotz erhöhter Anforderungen an die Einleitstelle bis auf 15 l/s*ha
 gesenkt werden.

$$\begin{aligned}
 Q_{krit} \text{ (Abfluss für } Q_{krit}) &= A_{E,b} * 20 \text{ l/(s*ha)} + Q_{t24} + \text{Drosselabläufe} \\
 &\Rightarrow 28,6 \text{ ha} * 20 \text{ l/(s*ha)} + \text{Drosselabläufe} \\
 &= 572 \text{ l/s} + 10 \text{ l/s} + 65 \text{ l/s} = \underline{647 \text{ l/s}}
 \end{aligned}$$

$$Q_{krit} - Q_{Dr} \Rightarrow 647 \text{ l/s} - 80 \text{ l/s} = 567 \text{ l/s}$$

$$\text{Spez. Schwellenbelastung} \leq 75 \text{ l/(s*m)} \Rightarrow \text{Schwellenlänge: } 8 \text{ m}$$

$$567 \text{ l/s} / 8 \text{ m} = 70,88 \text{ l/(m*s)}$$

$$70,88 \text{ l/(s*m)} < 75 \text{ l/(s*m)}$$

Nachweis erbracht

Vollkommener Überfall

Wsp ≤ OK Schwelle KÜ

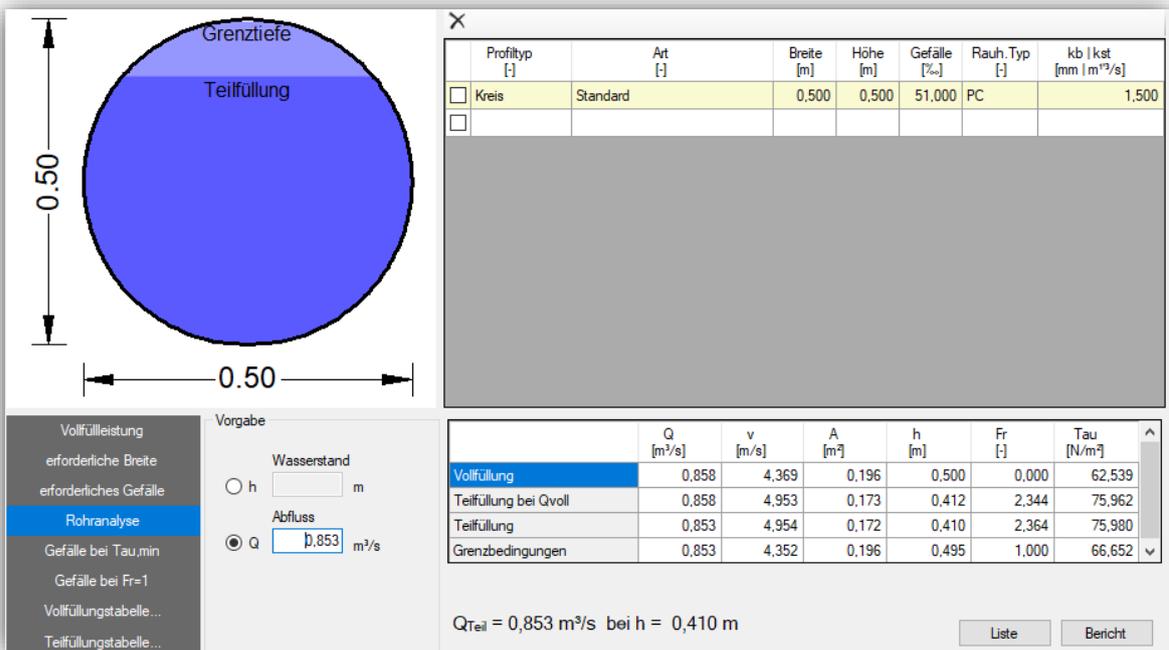
⇒ Ermittlung $h_{\bar{u}}$ für $Q_{\text{krit}} - Q_{\text{Dr}} = 853 \text{ l/s}$

OK_{Schwelle}: 292,87 mNN

Die Wasserspiegellinie im Entlastungskanal

liegt beim Bemessungsabfluss $Q_{\text{krit}} - Q_{\text{Dr}}$

bei 0,41m.



Die Wasserspiegellinie hinter der Schwelle

ergibt sich somit aus der Sohlhöhe

(291,80) und der Ablaufhöhe (0,41) zu

292,21 mNN.

Wsp = 292,21 mNN < OK_{Schwelle} 292,87 mNN

⇒ vollkommener Überfall

Nachweis erbracht

Drosselorgan:

Im derzeitigen Bestand wird der Abfluss aus dem RÜB 4 über den weiterführenden Kanal DN 400 auf 80 l/s gedrosselt.

Minstdurchmesser DN 200

Nachweis erbracht

Minstdurchfluss

$$\Rightarrow Q_{Dr} = 80 \text{ l/s} > Q_{Dr,B,min} = 10 \text{ l/s (Mischsystem)}$$

Nachweis erbracht

$$\text{Rückstaufreiheit MS} \Rightarrow 1,2 * Q_{T,h,max} \Rightarrow Q_{T,h,max} = 23,1 \text{ l/s}$$

$$23,1 \text{ l/s} * 1,2 = 27,7 \text{ l/s} < 80 \text{ l/s}$$

Nachweis erbracht

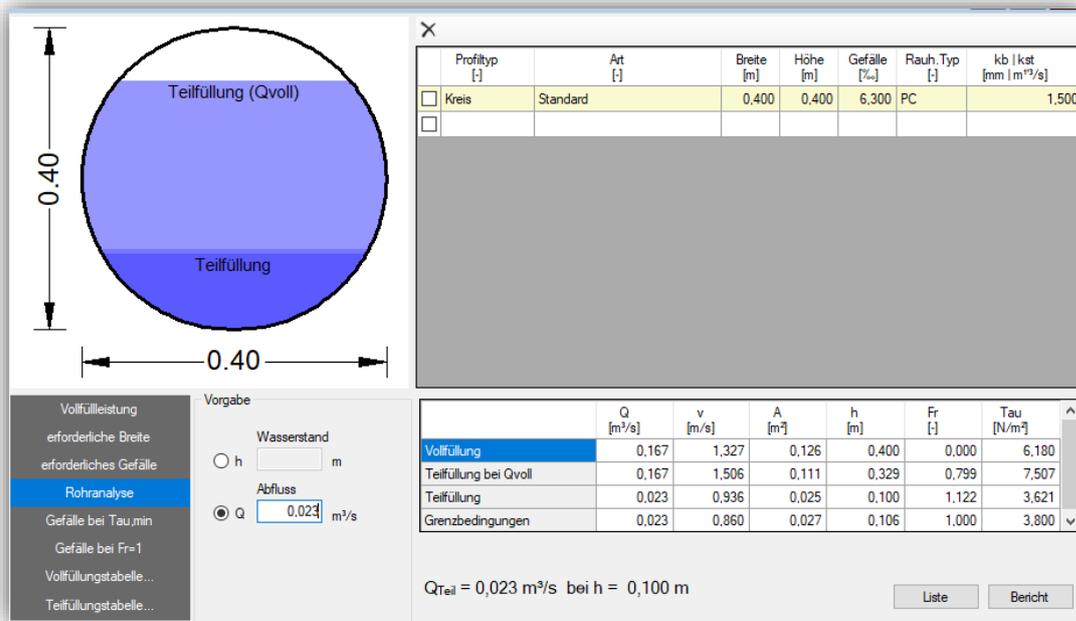
Ablaufkanal:

$$Q_{T(A-110)} \Rightarrow \tau \geq 1 \text{ N/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{T(A-110)} \hat{=} Q_{T,h,max} = 23,1 \text{ l/s}$$

Nennweite: DN 400

Sohlgefälle $J_s = 6,3 \text{ ‰}$



$$\Rightarrow \tau = 1,12 \text{ N/m}^2 > 1 \text{ N/m}^2$$

Nachweis erbracht

$$1,5 Q_{Dr} \Rightarrow 1,5 Q_{Dr} < Q_v$$

$$\Rightarrow 1,5 * Q_{Dr} = 1,5 * 80 \text{ l/s} = 120 \text{ l/s}$$

$$120 \text{ l/s} < 167 \text{ l/s}$$

Nachweis erbracht

Tauchwand

Tauchwandverlust vor KÜ

H_ü bei Q_(n=1):

⇒ Ermittlung der Überfallhöhe für Q_{n=1}

Q_{n=1} aus hydraul. Berechnung: 2.487 l/s

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 * Q}{2 * c * 1000 * L * \mu * \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 * 2487 \text{ l/s}}{2 * 1,0 * 1000 * 8,0 \text{ m} * 0,6 * 4,43} \right)^{2/3}$$

$$\underline{h_{\ddot{u}} = 0,31 \text{ m}}$$

⇒ horizontaler Abstand > 2 h_ü

Horizontaler Abstand = 0,55 m

0,31 * 2 = 0,62 m > 0,55

Nachweis nicht erbracht

⇒ h_ü < Eintauchtiefe < 2 h_ü

UK Tauchwand = 292,08

OKS_{KÜ} = 292,87

= 292,87 - 292,08 = 0,79 m

0,72 m > 2x h_ü = 0,62 m

Nachweis nicht erbracht

⇒ Mindestabstand von Sohle bis UK Tauchwand ≥ 2 h_ü

2,93 > 2 * 0,31 = 0,62m

Nachweis erbracht

Tauchwand

Tauchwandverlust vor BÜ

H_ü bei Q_(n=1):

⇒ Ermittlung der Überfallhöhe für Q_{n=1}

Q_{n=1} aus hydraul. Berechnung: 2.487 l/s

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 * Q}{2 * c * 1000 * L * \mu * \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 * 2487 \text{ l/s}}{2 * 1,0 * 1000 * 8,65 \text{ m} * 0,6 * 4,43} \right)^{2/3}$$

$$\underline{h_{\ddot{u}} = 0,3 \text{ m}}$$

⇒ horizontaler Abstand > 2 h_ü

Horizontaler Abstand = 0,30 m

0,30 * 2 = 0,6 m > 0,30

Nachweis nicht erbracht

$$\Rightarrow h_{\bar{u}} < \text{Eintauchtiefe} < 2 h_{\bar{u}}$$

$$\text{UK Tauchwand} = 292,83$$

$$\text{OKS}_{\text{BÜ}} = 293,02$$

$$= 293,02 - 292,83 = 0,19 \text{ m}$$

$$0,19\text{m} < h_{\bar{u}} = 0,30 \text{ m}$$

Nachweis nicht erbracht

$$\Rightarrow \text{Mindestabstand von Sohle bis UK Tauch-} \\ \text{wand} \geq 2 h_{\bar{u}}$$

$$0,23 < 2 * 0,3 = 0,6 \text{ m}$$

Nachweis nicht erbracht

Die eingebauten Tauchwände erfüllen nicht die geforderten Bedingungen nach DWA-A 166. Nach Rücksprache mit der Gemeinde, gab es bisher keine hydraulischen Engpässe im Betrieb. Der Gemeinde wird empfohlen, die vorhandenen Tauchwände bei einem etwaigen Austausch in der Zukunft auf die entsprechenden Abstände und Einragtiefen anzupassen.

Trennbauwerk:

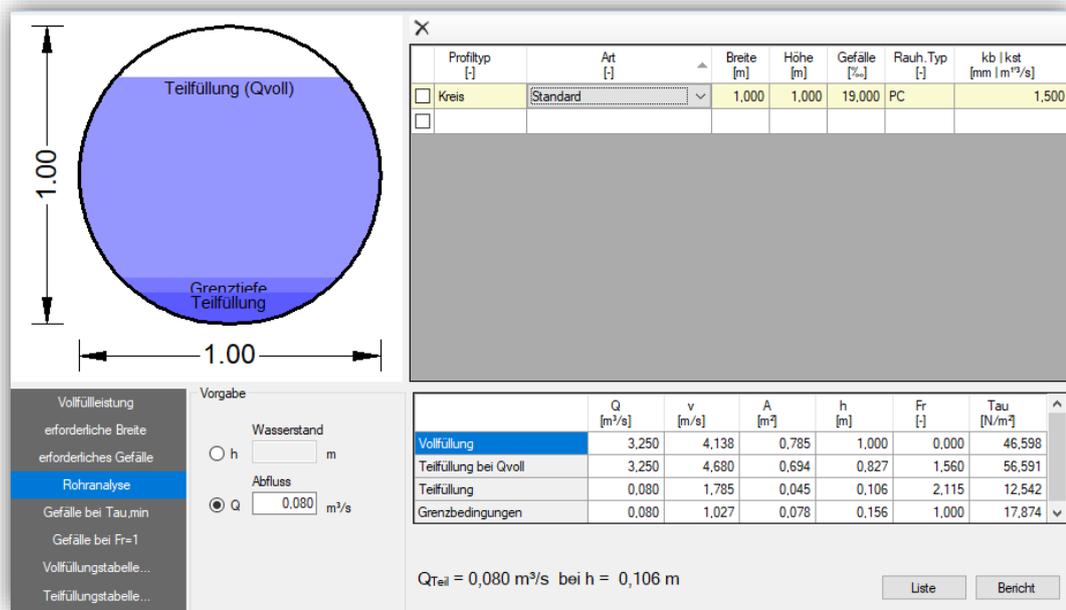
$$Q_{\text{dr}} (\text{Wsp.} \leq \text{OK Schwelle TB})$$

$$\Rightarrow \text{OK Schwelle TB } 292,50$$

$$Q_{\text{Dr}} = \underline{80,0 \text{ l/s}}$$

Zulaufgerinne Nennweite: DN 1000

Sohlgefälle: 19 ‰



$$h_T = 0,11 \text{ m} \Rightarrow W_{sp.T} 292,16 + 0,11$$

$$h_T = 292,27 \text{ mNN} < 292,50 \text{ mNN}$$

Nachweis erbracht

Sedimentationskammer Rechteckbecken

Oberflächenbeschickung bei Q_{krit}

$$q_a \leq 10 \text{ m/h}$$

Beckenbreite: 8,5 m

Beckenlänge: 27 m

$$q_A = \frac{Q_{krit} * 3.600}{L * B} = \frac{0,567 \frac{m^3}{s} * 3.600}{27m * 8,5m} = 8,89 \text{ m/h}$$

$$\Rightarrow 8,89 \text{ m/h} < 10 \text{ m/h}$$

Nachweis erbracht

Horizontale Fließgeschwindigkeit

$$v_h \leq 0,05 \text{ m/s}$$

Beckenbreite: 8,5 m

mittlere Beckentiefe: 3,85 m

$$v_h = \frac{Q_{krit,DB}}{B * T} = \frac{0,567 \frac{m^3}{s}}{8,5 m * 3,85 m} = 0,017 \frac{m}{s} < 0,05 \frac{m}{s}$$

Nachweis erbracht

Beckengeometrien

$L_{DB} : b_{DB} : h_{DB}$

$$\Rightarrow 6 < l_{DB} : h_{DB} < 15$$

$$6 < 27 m / 3,85 m < 15$$

$$\underline{6 < 7 < 15}$$

$$\Rightarrow 3 < l_{DB} : b_{DB} < 4,5$$

$$3 < 27 m / 8,5 m < 4,5$$

$$\underline{3 < 3,2 < 4,5}$$

$$\Rightarrow 2 < b_{DB} : h_{DB} < 4$$

$$2 < 8,5 m / 3,85 m < 4$$

$$\underline{2 < 2,21 < 4}$$

Nachweise erbracht