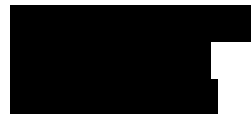


Studienarbeit im Nebenfach


Siedlungswasserwirtschaft

Rasmus Treinies



Rasmus@rasmustreinies.de

Hauptfach Geographie

Matrikel-Nummer: 108 

Inhaltsverzeichnis

1	Abwasserableitung	3
1.1	Bemessung der Kanäle mit Hilfe des Zeitbeiwertverfahrens	3
1.2	Darstellung des Kanalsystems im Lageplan	7
1.3	Darstellung des Hauptsammlers durch das Neubaugebiet im Längsschnitt	8
1.4	Konstruktive Maßnahmen zur Bewältigung der erhöhten Wassermenge	9
2	Kläranlage	11
2.1	Abwassermengen, Schmutzfrachten und Konzentrationen unter Berücksichtigung der Produktionsmenge der Brauerei	11
2.2	Berechnung des Rechens	14
2.3	Berechnung des Sandfangs	16
2.4	Berechnung des Vorklärbeckens als Rundbecken	19
2.5	Berechnung der biologischen Stufe als Belebungsanlage	21
2.6	Berechnung der Nachklärung als Rundbecken	24
2.7	Überschlägige Bemessung eines Eindickers und Ermittlung des Faulbehältervolumens	26
2.8	Gesamtlageplan der Kläranlage mit Skizzierung der Abwasser- und Schlammwege	30
2.9	Ermittlung der täglich zu entsorgenden Schlammmenge	31
3	Wasserversorgung	32
3.1	Bemessung der Leitung 1 von der Wassergewinnung zum Wasserspeicher	33
3.2	Ermittlung der Pumpenleistung	34
3.3	Wahl der Pumpe	34
3.4	Graphische Bestimmung des Betriebspunktes	35
3.5	Bemessung der Leitung 2 vom Wasserspeicher zum Versorgungsgebiet als Gefälleleitung	36
3.6	Wasserverteilung – Dimensionierung der Ringleitung	37
4	Massenbilanz	40
5	Verwendete Literatur	41

1 Abwasserableitung

Eine Stadt im Raum Köln mit 60.000 Einwohnern beabsichtigt die Erschließung eines Neubaugebietes, das im Flächennutzungsplan als allgemeines Wohngebiet ausgewiesen werden soll.

Bei der Planung des Kanalnetzes und der Kläranlage sind die Abwassermengen und die Schmutzfracht einer in der Nähe angesiedelten Brauerei mit zu berücksichtigen. Die Produktionsmenge des Betriebs beträgt 20.000 Liter pro Tag. Die Stadt plant für die Zukunft keine Neuansiedlung weiterer Industriebetriebe.

Das Neubaugebiet und die Brauerei sind an den Hauptsammler zur Kläranlage anzuschließen. Die Entwässerung erfolgt nach dem Mischverfahren.

Gegebene Parameter:

- Einwohner: 60.000
- Einwohnerdichte: 150 E/ha
- Fremdwasserzuschlag: 70%
- Anteil der befestigten Fläche: 40%
- Produktionsmenge Brauerei: 20.000 l/d
- Kreisquerschnitt der Kanalisationsrohre

1.1 Bemessung der Kanäle mit Hilfe des Zeitbeiwertverfahrens

Ermittlung der zusätzlichen Parameter:

$$w_s = q_h = 225 \text{ l/(E*d)} \quad (\text{HOSANG/BISCHOF, S. 3, Tafel 1.2})$$

*Dieser Wert wird in der Literatur als Untergrenze des mittleren täglichen Wasserverbrauches für Mittelstädte mit 50.000 bis 250.000 Einwohner genannt. Erfahrungswerte zeigen, dass der Wasserverbrauch heute deutlich unter diesen Werten, die nach ATV A 118 von 1977 angenommen werden, liegen – etwa bei 130 l/(E*d) für eine Stadt wie Bochum. Hier wird mit dem Literaturwert weitergerechnet.*

$$\begin{aligned} q_h &= 225 \text{ l/(E*d)} \\ &= 0,0026 \text{ l/(E*s)} \\ &= 0,6696 \text{ l/(s*ha)} \end{aligned} \quad \text{ermittelt mit } q_h = \frac{1}{14} * w_s * D$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{14} &= \text{spezifischer Spitzenabfluß im Tagesstundenmittel} \\ D &= \text{Einwohnerdichte} \end{aligned}$$

Der Abfluß des häuslichen Schmutzwassers, des Fremdwassers und der Trockenwetterabfluß der acht Haltungen, die in dem Lageplan auf Seite 7 dargestellt sind ermitteln sich wie folgt:

Häusliches Schmutzwasser: $Q_h = q_h \cdot A_E$ [l/s] (A_E = Haltungsfläche)
 Fremdwasser: $Q_f = 0,7 \cdot Q_h$ [l/s]
 Trockenwetterabfluß: $Q_t = Q_h + Q_f$ [l/s]

Fläche	A_E	q_h	Q_h	Q_f	Q_t
1	1,12	0,6696	0,750	0,525	1,275
2	0,87	0,6696	0,583	0,408	0,990
3	0,49	0,6696	0,328	0,230	0,558
4	1,69	0,6696	1,132	0,792	1,924
5	0,73	0,6696	0,489	0,342	0,831
6	0,14	0,6696	0,094	0,066	0,159
7	1,01	0,6696	0,676	0,473	1,150
8	1,68	0,6696	1,125	0,788	1,913

Ermittlung des Geländegefälles aus Anlage 1. Es wird angenommen, dass das Gelände ein gleichbleibendes Gefälle hat.

gegeben: $h_1 = 289$ m NN
 $h_2 = 293,5$ m NN

Hauptstraße und Herbstweg haben ein Gefälle von 19,9 ‰ bzw. 26,5 ‰, das durch

$\frac{\Delta h}{L} \cdot 1000$ ermittelt wurde. Δh = Unterschied der Höhe in Meter
 L = Länge des Kanalstücks

Danach zählt das Neubaugebiet zu **Geländegruppe 2**.

Neigung zwischen 10 ‰ und 40 ‰, Anteil befestigter Fläche 0 – 100 % (Skript „Abwasserableitung“, S. 8). Daraus ergibt sich auch der zu berechnende Bemessungsregen mit der Dauer $T = 10$ min (ebd.).

Für den Raum Köln ergibt sich nach neueren Regenauswertungen eine jährlich einmal überschrittene Regenspende für $T = 15$ min von

$r_{15, n=1} = 96,6$ l/(s*ha) (HOSANG/BISCHOF, S. 13, Tafel 1.9)

Aus Geländegruppe und dem 10-Minuten-Regen ergeben sich der

Zeitbeiwert: $\phi = 1,262$ (HOSANG/BISCHOF, S. 14, Tafel 1.10)

(Der Zeitbeiwert stellt das Verhältnis einer bestimmten Regenspende, hier $r_{10, n=1}$, zum Bemessungsregen $r_{15, n=1}$ dar.)

und der

Spitzenabflussbeiwert: $\Psi = 0,44$ (HOSANG/BISCHOF, S. 38, Tafel 1.16)

(Der Spitzenabflussbeiwert drückt das Ableitungsvermögen des Einzugsgebietes aus.)

Daraus lässt sich die Regenmenge des 10-Minuten-Regens ableiten mit:

$r_{10, n=1} = \phi \cdot r_{15, n=1}$
 $= 1,262 \cdot 96,6$
 $= 121,91$ l/(s*ha)

Der Regenabfluß in die Kanalisation berechnet sich nach:

$$Q_{r10} = q_{r10} \cdot \Psi \cdot A_E \quad (\text{Für die einzelnen Flächen siehe Listenrechnung Seite 6})$$

Gewerbliches/Industrielles Schmutzwasser

Die Brauerei produziert 20.000 Liter Bier am Tag. Es werden **250 Arbeitstage** im Jahr mit einer **Arbeitszeit von 10 Stunden am Tag** angenommen.

Der Wasserverbrauch für die Produktion 1 m³ Bier beträgt 3 – 15 m³ Wasser (HOSANG/BISCHOF, S. 6, Tafel 1.4). Mit angenommenen 15 m³ Wasserverbrauch pro 1 m³ Bier entspricht das einer Menge von 300 m³ Abwasser pro Tag also einer Menge von 3,4722 l/s.

Der Spitzenabfluß ergibt sich aus:

$$Q_i = \frac{\text{Jahrestage}}{\text{Arbeitstage}} \cdot \frac{\text{Tagesstunden}}{\text{Arbeitsstunden}} \cdot \text{Abwassermenge} \quad [\text{l/s}]$$

$$Q_i = \frac{365}{250} \cdot \frac{24}{10} \cdot 3,4722 = \mathbf{12,17 \text{ l/s}}$$

Für den Ausbau des Kanalnetzes gelten folgende Grenzwerte:

Mindestquerschnitt für Mischwasserkanäle ≥ 300 mm – bei Anfangssträngen kann dieser Wert unterschritten werden (Skript „Abwasserableitung“, S. 13).

Die Fließgeschwindigkeit sollte mindestens 0,5 m/s betragen, sonst kommt es zu Ablagerungen. Die maximale Fließgeschwindigkeit soll zwischen 6 und 8 m/s betragen, da sonst der Abrieb zu groß ist.

Die Mindestüberdeckung sollte 2,5 m sein.

Wie oben schon gezeigt, reicht das Geländegefälle aus, um die Haltungen 1, 3, 6 und 8 mit ausreichende Fließgeschwindigkeit durch das natürliche Gefälle zu entwässern. Die übrigen Haltungen verlaufen entweder parallel zur Isohypse (haben also kein eigenes Gefälle) oder das vorhanden Geländegefälle reicht nicht aus. Um eine ausreichende Fließgeschwindigkeit zu gewährleisten, wird der Hauptsammler (Kanal 1 und 8) sohlengleich auf eine Sohlhöhe von 4,5 m unter Geländeoberkante eingegraben. Die übrigen Haltungsanfänge liegen 2,5 m unter der Geländeoberfläche (siehe Lageplan Seite 7).

Nur im Hauptsammler ist es nötig eine Abminderung der Fließgeschwindigkeit durch Neuberechnung des Zeitbeiwertes mit

$$\phi = \frac{24}{T + 9} \quad T = \text{tatsächliche Fließgeschwindigkeit}$$

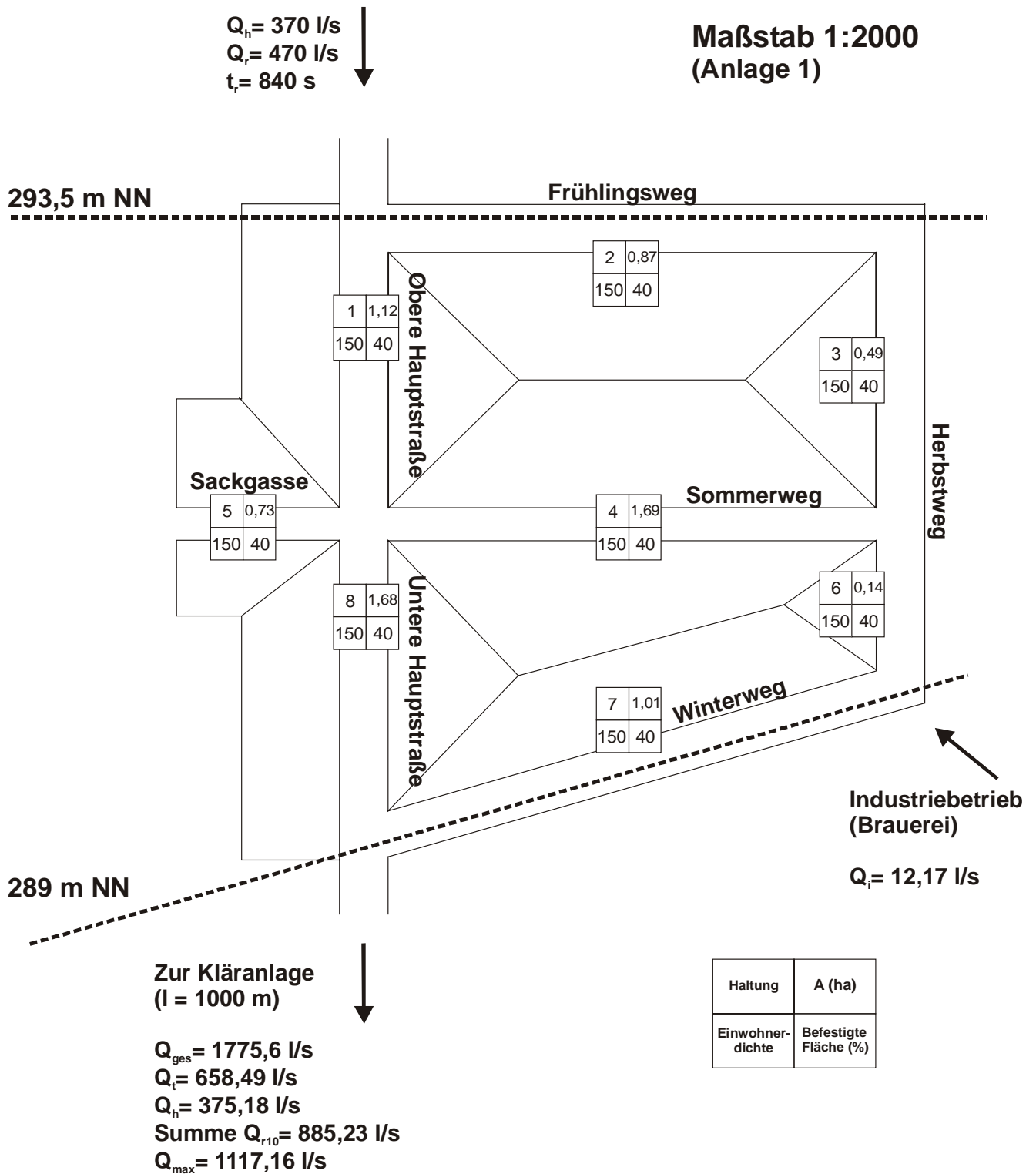
vorzunehmen, da dort die Fließzeit die Regendauer des Berechnungsregens r_{10} überschreitet.

Die Berechnungen für das Zeitbeiwertverfahren werden in der Listenrechnung auf der nächsten Seite durchgeführt.

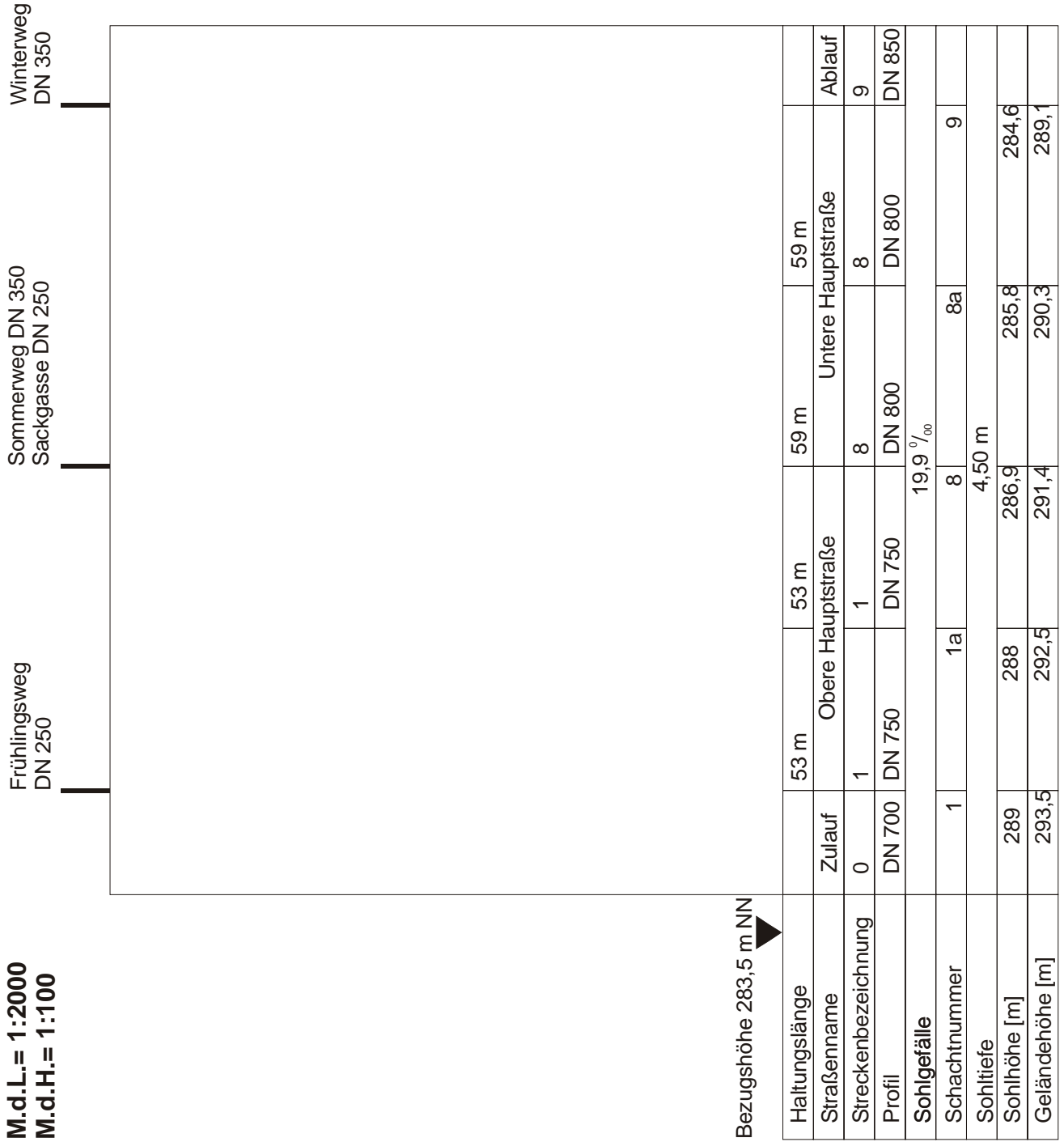
Frühlingsweg, Herbstweg, Sommerweg und Sackgasse sind Anfangshaltungen, so dass es ausreicht Rohre DN 250 zu verlegen.

In der Oberen Hauptstraße beträgt Q_{ges} 78,3% der Vollfülleleistung bei einem Rohr DN 800 und in der Unteren Hauptstraße 77,6% bei ebenfalls DN 800.

1.2 Darstellung des Kanalsystems im Lageplan



1.3 Darstellung des Hauptsammlers durch das Neubaugebiet im Längsschnitt



1.4 Konstruktive Maßnahmen zur Bewältigung der erhöhten Wassermenge

Um bei hohem Niederschlagsaufkommen die Ableitung der Wassermenge zu vermindern ist die **dezentrale Versickerung von Niederschlagswasser** eine gute Alternative zu Regenentlastungsbauwerken in Kanälen.

„Die Möglichkeiten sind an natürliche Verhältnisse gebunden und bestehen in Versickerung, Speicherung (z.B. zur Nutzung als Brauchwasser. Anm. R.T.) und Ableitung. Nach ATV-A 138 ist die Versickerung nur bei nicht schädlich verunreinigtem Niederschlagswasser von Dach und Terrassenflächen von überwiegend zu Wohnzwecken genutzten Grundstücken, Verwaltungsgebäuden und ähnlich genutzten Anwesen (...) zulässig. Es wird vorausgesetzt, dass eine Versickerung in chemischer, physikalischer und biologischer Hinsicht keine nachteilige Veränderung des Grundwassers eintreten lässt. (...) Die Versickerung soll oberflächennah durch die bewachsene und belebte Bodenzone erfolgen (...). (HOSANG/BISCHOF, S. 49)

Die wichtigsten Systeme sind:

- Flächenversickerung: Versickerung durch durchlässige Oberflächen. Die Aufnahmekapazität des Bodens muss größer sein als die Menge des Bemessungsregens. Flächenentsiegelung wichtiges Instrument. Versickerung ist anwendbar bei Hoffflächen, Parkwegen, Campingplätzen und Sportanlagen.
- Versickerungsmulden: Sie dienen zur Speicherung und anschließender Versickerung der Regenmenge. Die Mulden sollten flach gehalten werden, deshalb sollte das Wasser möglichst oberflächennah zugeführt werden.
- Schachtversickerung: Zwischenspeicherung des Niederschlagswassers in einem durchlässigen Schacht. Daraus verzögerte Abgabe in den Untergrund wie bei der Muldenversickerung

Regenentlastungsbauwerke in Mischwasserkanälen

„Die beim Mischverfahren abzuleitende Regenwassermengen übertreffen bei den Trockenwetterabfluß um ein Vielfaches. Würde die gesamte Mischwassermenge Q_{MW} dem Hauptsammler, der Kläranlage oder dem Pumpwerk zugeführt, so müssten diese außerordentlich groß bemessen werden, und die Bau- und Betriebskosten würden hoch sein. Zur Entlastung des Mischwassernetzes sind an geeigneten Stellen Regenentlastungsanlagen vorzusehen. Sie leiten nach Erreichen einer bestimmten Verdünnung des Schmutzwassers durch Regenwasser, der kritischen Wassermenge, den darüber hinaus abfließenden Teil des Mischwassers dem Vorfluter zu.“ (HOSANG/BISCHOF, S. 230).

Zu den Regenentlastungsbauwerken gehören: Regenüberlaufbecken, Kanalstauräume und Regenrückhaltebecken.

Regenrückhaltebecken

In diesen Becken wird bei starkem Regen ein Teil der ankommenden Wassermenge gespeichert und dann langsam wieder abgegeben. Durch die Füllung des Beckens wird die Abflusszeit insgesamt verlängert und die abfließende Wassermenge verteilt sich über einen längeren Zeitraum. Der unterhalb liegende Kanal (auch Pumpwerk oder Kläranlage) ist durch die Abminderung der Abflussspitze entlastet und kann von vornherein kleiner dimensioniert werden. Regenrückhaltebecken müssen nicht in der Nähe eines Vorfluters liegen. Sie haben maximal einen Notüberlauf für den Fall eines Katastrophenregens. Die gesamte anfallende Wassermenge bleibt in der Regel im Netz.

Regenüberlaufbecken

Das Regenüberlaufbecken hat zusätzlich noch einen Überlauf zum Vorfluter. Die Regenwasserspitze wird hier nach mechanischer Vorklärung durch Sedimentation der Feststoffe und zurückhalten von Ölfilmen und Schwimmschlamm an den Vorfluter abgegeben. Bis zum Beginn des Überlaufs wirkt dieses Becken wie ein Regenrückhaltebecken. Ab einer kritischen Regenspende tritt der Überlauf in Funktion. So wird nach anfänglicher Verzögerung des Ablaufes der Volumenstrom um die Überlaufmenge vermindert.

Regenüberlaufbecken sind ausgebildet als Fangbecken (Aufnahme des Spülstoßes, tritt erst bei größeren Regenmengen in Kraft – Trennbauwerk), Durchlaufbecken (werden bei vorentlasteten Netzen eingesetzt und haben zusätzlich noch einen Klärüberlauf, der das vorgeklärte Wasser noch vor anspringen des Überlaufes in den Vorfluter ableitet.) und Verbundbecken (Kombination aus Fang- und Durchlaufbecken – ankommendes „Mischwasser wird zunächst in einem Fangteil gespeichert. Nach dessen Füllung durchfließt das später ankommende Wasser den als Durchlaufbecken ausgebildeten Klärteil.“ (ATV, BAND II, S. 168)

Kanalstauraum

Kanalstauräume (Stauraumkanäle) sind eine Sonderform der Regenüberlaufbecken. Eine Drosseleinrichtung begrenzt den Abfluss aus dem Kanalstauraum so, dass das verfügbare Kanalvolumen zu Speicherung genutzt wird.

2 Kläranlage

Die alte Kläranlage der genannten Stadt entspricht nicht mehr dem Stand der Technik. Auf Grundlage des Arbeitsblattes 131 der ATV soll eine neue Kläranlage geplant werden. Dabei sind folgende Parameter zu berücksichtigen:

Gerinne (Mischsystem):	Recheckquerschnitt, $k_s = 65 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $I = 1,67 \text{ ‰}$
Sandfang:	Langsandfang, Abscheidungsgrad des Sandes = 100% von $\varnothing 0,2 \text{ mm}$
Vorklärung:	Rundbecken
Biologische Stufe:	Belebungsanlage
Nachklärung:	Rundbecken
Schlammbehandlung:	Eindicker, Faulbehälter, Kammerfilterpresse

2.1 Abwassermengen, Schmutzfrachten und Konzentrationen unter Berücksichtigung der Produktionsmenge der Brauerei

Abwasserzufluß:

- ◆ Häuslicher Schmutzwasseranfall

Einzugsgebiet mit 60.000 Einwohnern

$$Q_h = w_a \cdot E \quad w_a = 225 \text{ l}/(E \cdot d) \text{ (siehe Aufgabe 1 und HOSANG/BISCHOF, S. 3)}$$
$$Q_h = 225 \cdot 60000$$
$$Q_h = 13.500.000 \text{ l}/d = \mathbf{13.500 \text{ m}^3/d}$$

- ◆ Industrieller Schmutzwasseranfall

$$Q_i = \frac{\text{Produktionsmenge}}{\text{Tag}} \cdot \frac{\text{Wasserverbrauch}}{\text{Einheit}}$$

Wasserverbrauch pro Einheit 3 – 15 m³ (HOSANG/BISCHOF, S. 6) – gewählt 15 m³

$$Q_i = \frac{20000 \text{ l}}{1d} \cdot \frac{15000 \text{ l}}{1000 \text{ l}}$$

$$Q_i = 300.000 \text{ l}/d = \mathbf{300 \text{ m}^3/d}$$

- ◆ Fremdwasseranfall

$$Q_f = m \cdot (Q_h + Q_g + Q_i) \quad m = 70 \% \text{ Fremdwasserzuschlag}$$
$$Q_g = 0 \text{ m}^3 - \text{siehe Aufgabenstellung 1}$$

$$Q_f = 0,7 \cdot (13.500 \text{ m}^3/d + 0 \text{ m}^3/d + 300 \text{ m}^3/d)$$

$$Q_f = \mathbf{9660 \text{ m}^3/d}$$

- ◆ Gesamtwassermenge (täglich)

$$Q_{\text{ges}} = Q_h + Q_i + Q_f = 13.500 + 300 + 9660 = \mathbf{23.460 \text{ m}^3/\text{d}}$$

Bemessungswassermengen :

häuslich Tag	= 1/14 (Mittelstadt)	häuslich Nacht	= 1/36
industriell Tag	= 1/10 (10 Arbeitsstunden)	industriell Nacht	= 0
Fremdwasser Tag-/Nachtzufluß	= 1/24		

- ◆ Trockenwetterzufluß (stündlich)

$$Q_t = \frac{Q_h}{14} + \frac{Q_i}{10} + \frac{Q_f}{24} = \frac{13500}{14} + \frac{300}{10} + \frac{9660}{24} = 1396,79 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0,388 \text{ m}^3/\text{s}} \text{ (387,997 l/s)}$$

- ◆ Nachtzufluß

$$Q_n = \frac{Q_h}{36} + \frac{Q_f}{24} = \frac{13500}{36} + \frac{9660}{24} = 777,5 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0,216 \text{ m}^3/\text{s}} \text{ (215,972 l/s)}$$

- ◆ Mischwasserzufluß (nur Mischsystem)

$$Q_m = 2 \cdot Q_s(Q_t) + Q_f = 2 \cdot \left(\frac{13500}{14} + \frac{300}{10} \right) + \frac{9660}{24} = 2391,07 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0,664 \text{ m}^3/\text{s}} \text{ (664,19 l/s)}$$

Schmutzfrachten

- ◆ Häusliche Schmutzfracht BSB₅

$B_E = 60 \text{ g}/(\text{E} \cdot \text{d})$ nach ATV-A 131

$$B_h = 60.000 \text{ E} \cdot 60 \text{ g}/(\text{E} \cdot \text{d}) = \mathbf{3600 \text{ kg}/\text{d}}$$

- ◆ Industrielle Schmutzfracht BSB₅

Brauereiabwasser: BSB₅ Ø 1000 – 4000 mg/l

gewählt: 2000 mg/l

$$B_i = 300 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 2000 \text{ mg}/\text{l} = \mathbf{600 \text{ kg}/\text{d}}$$

- ◆ Gesamte Schmutzfracht BSB₅

$$B_{\text{ges}} = B_h + B_i + B_f$$

$B_f = 0 \text{ kg}/\text{d}$ (Skript „Abwasserreinigung“, S.5)

$$B_{\text{ges}} = 3600 + 600 + 0 = \mathbf{4200 \text{ kg}/\text{d}}$$

- ◆ Schmutzkonzentration im 24-Stunden-Mittel

$$C = \frac{B_{ges}}{Q_{ges}} = \frac{4200 \text{ kg} / d}{23460 \text{ m}^3 / d} = 0,179 \text{ kg/m}^3 = \mathbf{179,028 \text{ mg/l}}$$

- ◆ Einwohnergleichwerte der Industrie (EWG Brauerei)

$$B_i = 600 \text{ kg/d}$$

$$B_E = 0,06 \text{ kg/(E*d)}$$

$$\text{EWG} = \frac{B_i}{B_E} = \frac{600 \text{ kg} / d}{0,06 \text{ kg} / (\text{E} * d)} = \mathbf{10.000 \text{ EWG}}$$

$$(E + \text{EWG} = 60.000 + 10.000 = 70.000 \text{ EWG für die ganze Stadt incl. Brauerei})$$

Gerinnebemessung

Grundlagen: $k_s = 65 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

$I = 1,67 \%$

Durchflußgeschw. $> 0,5 \text{ m/s}$ (Skript „Abwasserreinigung“, S.6)

Rechteckquerschnitt

gewählt: Breite 80 cm, Form A (Skript „Abwasserreinigung“, S.6)

Die Bemessung wird nach dem Nomogramm von Manning-Strickler (Skript „Abwasserreinigung“, Anlage 1) durchgeführt. Da im Diagramm der k_s -Wert $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und $I = 10 \text{ ‰}$ beträgt, ist eine Umrechnung erforderlich.

$$v = c_J * c_k * v_{10} \quad Q = c_J * c_k * Q_{10}$$

mit: $c_J = \sqrt{\frac{J}{J_{10}}} = \sqrt{\frac{0,00167}{0,01}} = 0,4087$

$$c_k = C_i * C_k - v_{10} = 0,0143 * 65 - 0,001 = 0,9285$$

(feststehende empirische Werte)

bereits berechnet:

$$Q_t = 387,997 \text{ l/s} \quad Q_m = 664,19 \text{ l/s} \quad Q_n = 215,972 \text{ l/s}$$

Umrechnung zu Q_{10t} , Q_{10m} , Q_{10n}

$$Q_{10t} = \frac{Q_t}{c_J * c_k} = \frac{387,997}{0,4087 * 0,9285} = \mathbf{1022,45 \text{ l/s}}$$

$$Q_{10m} = \frac{Q_m}{c_J * c_k} = \frac{664,19}{0,4087 * 0,9285} = \mathbf{1750,27 \text{ l/s}}$$

$$Q_{10n} = \frac{Q_n}{c_J * c_k} = \frac{215,972}{0,4087 * 0,9285} = \mathbf{569,13 \text{ l/s}}$$

Die dazu gehörenden Werte aus dem Nomogramm (Skript „Abwasserreinigung“, Anlage 1)

$$Q_{10t} \rightarrow v_{10t} = 2,55 \text{ m/s} = h_{10t} \text{ 50 cm}$$

$$Q_{10m} \rightarrow v_{10m} = 2,85 \text{ m/s} = h_{10m} \text{ 76 cm}$$

$$Q_{10n} \rightarrow v_{10n} = 2,20 \text{ m/s} = h_{10n} \text{ 32 cm}$$

Korrektur der Geschwindigkeit mit: $v_i = c_J \cdot c_k \cdot v_{10i}$

$$v_t = 0,3795 \cdot 2,55 = \mathbf{0,9677 \text{ m/s}}$$

$$v_m = 0,3795 \cdot 2,85 = \mathbf{1,0815 \text{ m/s}}$$

$$v_n = 0,3795 \cdot 2,20 = \mathbf{0,8349 \text{ m/s}}$$

Die Geschwindigkeiten aller Zuflüsse sind $> 0,5 \text{ m/s}$, es können sich also keine Ablagerungen bilden.

Die Tiefe bei offenen Gerinnen sollte doppelt so hoch wie die größte Füllhöhe gewählt werden $\rightarrow h_{10m} = 76 \text{ cm}$. Gewählte Gerinnetiefe: $2 \cdot 76 \text{ cm} = 1,52 \text{ m} \rightarrow \mathbf{h = 1,60 \text{ m}}$

2.2 Berechnung des Rechens

Gewählter Rechen: Stabrechen für maschinelle Reinigung gemäß DIN 19554, Form B. Durchflussgeschwindigkeiten $0,5 \text{ bis } 1,0 \text{ m/s}$ (vgl. Skriptum All, Kap.10, S. 10 und Skript „Abwasserreinigung“, S. 7)

Rechenkammerbreite B

$$B = \frac{Q \cdot (a + d)}{h \cdot v \cdot a \cdot \eta} \text{ [m]}$$

mit: $Q = \text{m}^3/\text{s}$

a = Spaltenweite [m]

gewählt: $0,04 \text{ m}$

d = Stabdicke [m]

gewählt: $0,01 \text{ m}$

η = Rechenbelegungsgrad gewählt: $0,75$

Dimensioniert für Q_m und Q_n

$$(Q_m)B = \frac{0,664 \cdot (0,04 + 0,01)}{0,76 \cdot 1,0815 \cdot 0,04 \cdot 0,75} = 1,346 \text{ m}$$

$$(Q_n)B = \frac{0,216 \cdot (0,04 + 0,01)}{0,32 \cdot 0,8349 \cdot 0,04 \cdot 0,75} = 1,347 \text{ m}$$

Gewählte Rechenkammerbreite $\mathbf{B = 1,40 \text{ m}}$ (HOSANG/BISCHOF, S. 372f)

Nachweis der Geschwindigkeit zwischen den Rechenstäben

$$\text{mit: } v = \frac{Q \cdot (a + d)}{h \cdot B \cdot a \cdot \eta}$$

$$0,5 \text{ m/s} < v < 1,0 \text{ m/s}$$

$$(Q_m) v = \frac{0,664 * (0,04 + 0,01)}{0,76 * 1,4 * 0,04 * 0,75} = 1,04 \text{ m/s}$$

$$(Q_t) v = \frac{0,388 * (0,04 + 0,01)}{0,5 * 1,4 * 0,04 * 0,75} = 0,924 \text{ m/s}$$

$$(Q_n) v = \frac{0,216 * (0,04 + 0,01)}{0,32 * 1,4 * 0,04 * 0,75} = 0,804 \text{ m/s}$$

Um bei Mischwasserzufluß eine Fließgeschwindigkeit von < 1,0 m/s zu gewährleisten, sollte eine zweite Rechenkammer vorgehalten werden. Diese könnte dann auch im Notfall oder bei Revisionsarbeiten genutzt werden.

Nachweis der Geschwindigkeit vor dem Rechen

mit: $v = \frac{Q}{h * B}$ (Nachweis nur für Q_m und Q_n als größten und kleinsten Zufluß)

$$(Q_m) v = \frac{0,664}{0,76 * 1,4} = 0,624 \text{ m/s} \quad (> 0,5 \text{ m/s})$$

$$(Q_n) v = \frac{0,216}{0,32 * 1,4} = 0,482 \text{ m/s} \quad (< 0,5 \text{ m/s})$$

Erneuter Nachweis der Geschwindigkeit zwischen den Rechenstäben
Gewählte Kammerbreite **B = 1,20 m**

$$(Q_m) v = \frac{0,664 * (0,04 + 0,01)}{0,76 * 1,2 * 0,04 * 0,75} = 1,213 \text{ m/s}$$

$$(Q_t) v = \frac{0,388 * (0,04 + 0,01)}{0,5 * 1,2 * 0,04 * 0,75} = 1,056 \text{ m/s}$$

$$(Q_n) v = \frac{0,216 * (0,04 + 0,01)}{0,32 * 1,2 * 0,04 * 0,75} = 0,938 \text{ m/s}$$

Erneuter Nachweis der Geschwindigkeit vor dem Rechen

$$(Q_m) v = \frac{0,664}{0,76 * 1,2} = 0,728 \text{ m/s} \quad (> 0,5 \text{ m/s})$$

$$(Q_n) v = \frac{0,216}{0,32 * 1,2} = 0,563 \text{ m/s} \quad (> 0,5 \text{ m/s})$$

Die zweite Rechenkammer hat eine Breite von 1,20 m. Sie sollte sowohl zusätzlich bei Mischwasserabfluß betrieben werden, damit die Fließgeschwindigkeit zwischen den Rechenstäben kleiner als 1,0 m/s bleibt, als auch alleine im Nachtbetrieb gefahren werden, um dort die Fließgeschwindigkeit vor dem Rechen größer als 0,5 m/s zu halten.

Rechengutanfall

Es fallen 2 – 10 l/(E*a) Rechengut an (Skript „Abwasserreinigung“, S. 8).
Gewählt: 6 l/(E*a)

$$70.000 \text{ EWG} * 6 \text{ l/(E*a)} = 420.000 \text{ l/a} = 420 \text{ m}^3/\text{a} = \mathbf{1,151 \text{ m}^3/\text{d}}$$

2.3 Berechnung des Sandfangs

Gegeben: Ausbildung als Langsandfang mit zwei identischen, parallelen Rinnen (Tockenwetter-/Regenwetterkammer), Abscheidungsgrad des Sandes 100% von \varnothing 0,2 mm, horizontale Fließgeschwindigkeit von $v_s = 0,3 \text{ m/s}$ (SKRIPTUM All, Kap. 10, S. 14).
Nachgeschalteter Venturi-Kanal zur Steuerung des Sandfangs und Volumenstrommessung:
Breite vor der Einschnürung $B = 0,8 \text{ m}$: gewählt $b/B = 0,5$. Daraus folgt Breite der Einschnürung $b = 0,4 \text{ m}$

Maßgebende Wassermengen:

$$Q_t = 0,388 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_m = 0,664 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_n = 0,216 \text{ m}^3/\text{s}$$

Berechnung der Wasserstände im Sandfang

Beziehung zwischen Wasserstand im Sandfang (h_{SF}) und im Venturi-Kanal (h_v) mit:

$$h_{SF} = h_1 + \frac{v_1^2}{2 * g} - \frac{v_{SF}^2}{2 * g} + h_v$$

mit: h_1 = Wasserspiegelhöhe vor Venturi-Kanal ((Skript „Abwasserreinigung“, Anlage 2)

$$v_1 = Q/A_1 = Q/(B * h_1)$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$v_{SF} = v = 0,3 \text{ m/s}$$

$$h_v = 0 \text{ (vereinfacht – s. Skript „Abwasserreinigung“, S. 9)}$$

Wasserspiegelhöhe h_1 vor Venturi-Kanal und Fließgeschwindigkeit v_1 :

$$\text{für } Q_m: \quad 0,664 \text{ m}^3/\text{s} = 664 \text{ l/s} \quad h_1 = 95 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,664 / (0,8 * 0,95) = 0,874 \text{ m/s}$$

$$\text{für } Q_t: \quad 0,388 \text{ m}^3/\text{s} = 388 \text{ l/s} \quad h_1 = 68 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,388 / (0,8 * 0,68) = 0,713 \text{ m/s}$$

$$\text{für } Q_n: \quad 0,216 \text{ m}^3/\text{s} = 216 \text{ l/s} \quad h_1 = 46 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,216 / (0,8 * 0,46) = 0,587 \text{ m/s}$$

Die Wasserstände im Sandfang ermitteln sich:

$$\text{für } Q_m: \quad h_{SF} = 0,95 + \frac{0,874^2}{2 * 9,81} - \frac{0,3^2}{2 * 9,81} = 0,95 + 0,0389 - 0,004587 = \mathbf{0,9843 \text{ m}}$$

$$\text{für } Q_t: \quad h_{SF} = 0,68 + \frac{0,713^2}{2 * 9,81} - \frac{0,3^2}{2 * 9,81} = \mathbf{0,701 \text{ m}}$$

$$\text{für } Q_n: \quad h_{SF} = 0,46 + \frac{0,587^2}{2 \cdot 9,81} - \frac{0,3^2}{2 \cdot 9,81} = \mathbf{0,473 \text{ m}}$$

Bestimmung der Querschnittsfläche (für eine Rinne)
gewähltes Profil: Trapezprofil

$$\text{Es muß gelten: } v = \frac{Q_i}{2 \cdot A_i} = 0,3 \text{ m/s} \quad \text{also} \quad A_i = \frac{Q_i}{2 \cdot 0,3 \text{ m/s}}$$

$$\text{für } Q_m: \quad A_m = \frac{0,664 \text{ m}^3/\text{s}}{0,6 \text{ m/s}} = 1,107 \text{ m}^2$$

$$\text{für } Q_t: \quad A_t = \frac{0,388 \text{ m}^3/\text{s}}{0,6 \text{ m/s}} = 0,647 \text{ m}^2$$

$$\text{für } Q_n: \quad A_n = \frac{0,216 \text{ m}^3/\text{s}}{0,6 \text{ m/s}} = 0,36 \text{ m}^2$$

Ermittlung der Steigung n des Trapezprofils mit:

$$A_i = \frac{b \cdot h_{i,SF} + h_{i,SF}^2}{n} \quad \text{also (mit } b = 0,4) \quad n = \frac{h_{i,SF}^2}{(A_i - 0,4 \cdot h_{i,SF})}$$

$$\text{für } Q_m: \quad n = 0,9843^2 / (1,107 - 0,4 \cdot 0,9843) = 1,358$$

$$\text{für } Q_t: \quad n = 0,701^2 / (0,647 - 0,4 \cdot 0,701) = 1,34$$

$$\text{für } Q_n: \quad n = 0,473^2 / (0,36 - 0,4 \cdot 0,473) = 1,31$$

gewählt: $n = 1,34$

Berechnung der „nassen“ Querschnittsfläche mit $n = 1,34$

$$\text{mit: } A_i = b \cdot h_{i,SF} + h_{i,SF}^2 / n$$

$$\text{für } Q_m: \quad A_m = 0,4 \cdot 0,9843 + 0,9843^2 / 1,34 = 1,017 \text{ m}^2$$

$$\text{für } Q_t: \quad A_t = 0,4 \cdot 0,701 + 0,701^2 / 1,34 = 0,576 \text{ m}^2$$

$$\text{für } Q_n: \quad A_n = 0,4 \cdot 0,473 + 0,473^2 / 1,34 = 0,308 \text{ m}^2$$

Kontrolle der Geschwindigkeit im Sandfang (beide Rinnen):

$$v = \frac{Q}{2 \cdot A}$$

$$\text{für } Q_m: \quad v = \frac{0,664 \text{ m}^3/\text{s}}{2 \cdot 1,017 \text{ m}^2} = 0,326 \text{ m/s}$$

$$\text{für } Q_t: \quad v = \frac{0,388 \text{ m}^3/\text{s}}{2 \cdot 0,576 \text{ m}^2} = 0,337 \text{ m/s}$$

$$\text{für } Q_n: \quad v = \frac{0,216 \text{ m}^3/\text{s}}{2 \cdot 0,308 \text{ m}^2} = 0,351 \text{ m/s}$$

Die geforderte Höchstgeschwindigkeit von 0,3 m/s wird bei einer Neigung von 1:1,34 deutlich überschritten. Es wird ein neuer „nasser“ Querschnitt errechnet mit $n = 1,2$

$$\begin{aligned}\text{für } Q_m: & A_m = 0,4 \cdot 0,9843 + 0,9843^2 / 1,2 = 1,135 \text{ m}^2 \\ \text{für } Q_t: & A_t = 0,4 \cdot 0,701 + 0,701^2 / 1,2 = 0,643 \text{ m}^2 \\ \text{für } Q_n: & A_n = 0,4 \cdot 0,473 + 0,473^2 / 1,2 = 0,344 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Erneute Kontrolle der Geschwindigkeit

$$\begin{aligned}\text{für } Q_m: & v = \frac{0,664 \text{ m}^3 / \text{s}}{2 \cdot 1,135 \text{ m}^2} = 0,293 \text{ m/s} \\ \text{für } Q_t: & v = \frac{0,388 \text{ m}^3 / \text{s}}{2 \cdot 0,643 \text{ m}^2} = 0,302 \text{ m/s} \\ \text{für } Q_n: & v = \frac{0,216 \text{ m}^3 / \text{s}}{2 \cdot 0,344 \text{ m}^2} = 0,314 \text{ m/s}\end{aligned}$$

Es wird eine **Neigung von 1:1,2** gewählt. Die geringfügige Unterschreitung bzw. Überschreitung der Geschwindigkeit von 0,3 m/s kann toleriert werden.

Breite des Sandfangs

Die Breite wird für den höchsten Wasserstand Q_m ermittelt mit:

$$B_S = \frac{b + 2 \cdot h_{SF}}{n} = \frac{0,4 + 2 \cdot 0,9843}{1,2} = \mathbf{2,041 \text{ m}}$$

Länge des Sandfangs

Auch hier wird die Bemessung für den größten Zufluß Q_m ausgeführt, mit:

$$L = A_i / B_S \quad \text{über} \quad A_i = Q / q_A = L \cdot B \quad [\text{m}^2]$$

$q_A = 17 \text{ m/h}$ für Abscheidungsgrad 100 % von $\varnothing 0,2 \text{ mm}$ (SKRIPTUM All, Kap. 10, S. 16, Tab. 10-1)

$$Q_m = 0,664 \text{ m}^3 / \text{s} = 2390,4 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$A_m = \frac{2390,4 \text{ m}^3 / \text{h}}{2 \cdot 17 \text{ m} / \text{h}} = 70,306 \text{ m}^2$$

$$L_S = 70,306 / 2,041 = 34,447 \text{ m} \quad \text{gewählt: } \mathbf{35 \text{ m}}$$

Aufgrund des großen Zustroms wird die empfohlene Länge von $\leq 30 \text{ m}$ (HOSANG/BISCHOF, S. 378) überschritten. Es sollte überlegt werden eine dritte Rinne auszubauen.

Sandanfall

Der Sandanfall beträgt $5 - 12 \text{ l}/(\text{E} \cdot \text{a})$ (HOSANG/BISCHOF, S. 378)

gewählter Sandanfall: $9 \text{ l}/(\text{E} \cdot \text{a})$

$$S = (\text{E} + \text{EWG}) \cdot 9 \text{ l} = 70.000 \cdot 9 = 630.000 \text{ l/a} = 630 \text{ m}^3 / \text{a}$$

$$\mathbf{S = 1,726 \text{ m}^3 / \text{d}}$$

2.4 Berechnung des Vorklärbeckens als Rundbecken

Die Oberflächengröße des Vorklärbeckens ist abhängig von der Oberflächenbeschickung q_A .

Die Oberfläche ergibt sich durch: $A_{VK} = \frac{Q}{q_A} \text{ [m}^2\text{]}$

Das Volumen ergibt sich durch: $V_{VK} = Q \cdot t_R \text{ [m}^3\text{]}$
(t_R = Hydraulische Aufenthaltszeit in Stunden)

Durchflusszeit für Rundbecken der Vorklärung (nach ATV, BAND III, S. 196ff und HOSANG/BISCHOF, S. 412) $t_R = 0,5 - 2 \text{ h}$. Gewählt: $t_R = 1,5 \text{ h} = 5400 \text{ s}$

Es gehen folgende Parameter in die Berechnung mit ein:

- ◆ Durchflusszeit $t_R = 1,5 \text{ h} = 5400 \text{ s}$
- ◆ BSB_5 Rohabwasser = $60 \text{ g}/(\text{E} \cdot \text{d}) \rightarrow$ nach durchfließen der Vorklärung $BSB_5 = 40 \text{ g}/(\text{E} \cdot \text{d})$ (ATV-A 131, Kap. 3.3.2, Tab. 1)
- ◆ Oberflächenbeschickung q_A sollte $0,8 - 2,5 \text{ m}/\text{h}$ betragen (HOSANG/BISCHOF, S. 412). Gewählt: $1,2 \text{ m}/\text{h}$
- ◆ Wassertiefe des Beckens zwischen $t_{\min} = 2,5 \text{ m}$ und $t_{\max} = 5 \text{ m}$ (HOSANG/BISCHOF, S. 399)
- ◆ Verhältnis Beckentiefe zu Beckendurchmesser $1:10$ bis $1:20$ (ebd.)
- ◆ Durchmesser $12 - 60 \text{ m}$ (ebd.)
- ◆ rechnerische Durchflussgeschwindigkeit beträgt $v = 1 \text{ cm}/\text{s} = 36 \text{ m}/\text{h}$
- ◆ Sohlgefälle $1:20$ bis $1:75 \rightarrow$ gewählt: $7,5\%$
- ◆ maximal zulässige Überfallkantenbeschickung soll $q_{\ddot{U}} \leq 10 \text{ m}^3(\text{m} \cdot \text{h})$ betragen (IMHOFF, S. 146)

Bemessung:

$$V_{VK} = Q_t \cdot t_R = 1397 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 1,5 \text{ h} = 2095,5 \text{ m}^3$$

$$A_{VK} = \frac{Q_t}{q_A} = \frac{1397 \text{ m}^3 / \text{h}}{1,2 \text{ m} / \text{h}} = 1164,17 \text{ m}^2$$

Konstruktion eines Rundbeckens mit (Annahmen):

Tiefe: 4 m

Durchmesser: 40 m

Sohlgefälle: $7,5 \%$

So vorhandene Oberfläche A_{VK}

$$A_{VK} = \frac{\pi}{4} \cdot (40^2 - 6^2) = 1228,36 \text{ m}^2 \quad (\text{6 m Durchmesser des Einlaufbereichs in der Beckenmitte})$$

Die vorhandene Beckenoberfläche von $1228,36 \text{ m}^2$ ist nach den zugrundegelegten Parametern größer als die $1164,17 \text{ m}^2$ der Mindestoberfläche – also zulässig.

Die Bemessung erfordert, dass die Mindesttiefe von 2,5 m auf $\frac{2}{3}$ des Radius des Beckens eingehalten wird.

$$\varnothing 40 \text{ m} - 6 \text{ m Innendurchmesser} = \varnothing 34 \text{ m} / 2 = r = 17 \text{ m}$$

$$17 \cdot \frac{2}{3} = 11,33 \text{ m}$$

Auf einer Strecke von 11,33 m (von der Mitte aus) muss die Beckentiefe $\geq 2,5 \text{ m}$ sein.

$$\Delta h = 17 \text{ m} \cdot 7,5 \% = 1,275 \text{ m}$$

$$t_1 = 2,5 \text{ m} + \frac{2}{3} \cdot 1,275 \text{ m} = 3,35 \text{ m}$$

$$t_2 = 2,5 \text{ m} - \frac{1}{3} \cdot 1,275 \text{ m} = 2,075 \text{ m}$$

$$\text{mittlere Tiefe } t_m = \frac{3,35 \text{ m} + 2,075 \text{ m}}{2} = \mathbf{2,713 \text{ m}} \quad (> 2,5 \text{ m})$$

Vorhandenes Volumen $V_{VK} = 2\pi \cdot y_s \cdot A$

$$V_{VK} = 2\pi \cdot (11,33 \cdot \frac{2}{3} + 3) \cdot (2,71 \cdot (r-3))$$

$$V_{VK} = 2\pi \cdot 10,553 \cdot 46,07 = \mathbf{3054,738 \text{ m}^3}$$

y_s = Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Querschnittsfläche und der Drehachse
 A = Fläche

t_m = mittlere Beckentiefe
 r = Radius

Das vorhandene Beckenvolumen ist größer als das mindestens benötigte Volumen von 2095,5 m³.

Das Verhältnis von mittlerer Tiefe (t_m) zum Durchmesser ergibt:

$$t_m : \varnothing = \frac{2,71 \text{ m}}{40 \text{ m}} = 0,067 \quad \text{entspricht } 1 : 15$$

Die Durchflussgeschwindigkeit (v) ergibt sich wie folgt:

$$v = \frac{Q_i}{A} = \frac{1397 \text{ m}^3 / \text{h}}{2,71 \text{ m} \cdot 17 \text{ m} \cdot 3600 \text{ s} / \text{h}} = \mathbf{0,0084 \text{ m/s}} \quad (\text{ist} < 0,01 \text{ m/s})$$

Schlamm aus der Vorklärung

$$V_{\text{erf.}} = (E + EW) \cdot Q_{\text{roh}}$$

$$= (60.000 + 10.000) \cdot 1,8 \text{ l} / (E \cdot d) \quad (\text{TS-Gehalt} = 2,5 \%) \quad (\text{Skript Schlammbehandlung, S. 5})$$

$$= 126.000 \text{ l/d}$$

$$= 126 \text{ m}^3/\text{d} = \text{erforderliche Schlammtrichtervolumen}$$

Die Tiefe des Schlammtrichters errechnet sich nach der Formel $V_{Tr} = \frac{d^2 \cdot \pi \cdot h_{Tr}}{4}$

$$\text{umzuformen nach } h_{Tr} = \frac{\frac{V_{Tr}}{4} \cdot 4}{d^2 \cdot \pi} = \frac{\frac{126 \text{ m}^3 / \text{d}}{4} \cdot 4}{6^2 \cdot \pi} = \frac{252}{113,1} = \mathbf{2,23 \text{ m}}$$

Der Schlammtrichter muss bei zweifacher Entleerung pro Tag eine Tiefe von 2,23 m haben.

Überfallkantenbeschickung

$$\text{Erforderliche Länge} = \frac{Q_t}{q_t}$$

$$q_t = 5 - 10 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{h}) \quad (\text{HOSANG/BISCHOF, S. 423}) \quad \text{gewählt } 10 \text{ m}^3$$

$$L_{\text{erf.}} = \frac{1397 \text{ m}^3 / \text{h}}{10 \text{ m}^3 / (\text{m} \cdot \text{h})} = 139,7 \text{ m}$$

Aufgrund der vorhandenen Beckengröße ergibt sich eine Überfallkante mit einer Länge von:

$$L = 2\pi \cdot r = 2\pi \cdot 20 \text{ m} = 125,66 \text{ m}$$

Um die erforderliche Länge von 139,7 m zu erreichen fehlen 14,04 m.

Es wird eine zweite Überfallkante als Innenring ausgebaut. Sie hat eine Kantenlänge von 93,13 m und einen Radius von 14,82 m, $q_t = 6 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{h})$ für das gesamte Becken.

2.5 Berechnung der biologischen Stufe als Belebungsanlage

Das Reinigungsziel ist die Abwasserreinigung mit Nitrifikation für 70.000 Einwohnerwerte (EW).

Zunächst erfolgt die Berechnung der vorhandenen Belastungen. Als Bemessungsgrundlage für die Dimensionierung eines Belebungsbeckens dient das Schlammalter.

$$t_{\text{TS}} = \frac{\text{Bakterien im Belebungsbecken}}{\text{Abzug Bakterien}} \text{ [d]} \quad \text{bzw.} \quad t_{\text{TS}} = \frac{TS_{\text{BB}} \cdot V_{\text{BB}}}{Q_{\text{ÜS}} \cdot TS_{\text{ÜS}} + Q_0 \cdot TS_e}$$

mit:

TS_{BB} = Feststoffgehalt im Belebungsbecken [kg/cm^3]

V_{BB} = Nutzinhalt des Beckens [m^3]

$Q_{\text{ÜS}}$ = tägliche Überschussschlammmenge [m^3/d]

$TS_{\text{ÜS}}$ = Feststoffgehalt des Überschussschlammes [kg/m^3]

Q_0 = tägliche Abwassermenge [m^3/d]

TS_e = Feststoffgehalt im Ablauf [kg/m^3]

Als minimales Schlammalter t_{TS} werden 9 Tage angesetzt (Skript „Abwasserreinigung“, Kap. 3.2, Tab. 4).

Aus dem Verhältnis von TS_0/BSB_5 wird die Überschussschlammproduktion \ddot{U}_{BSB_5} ermittelt (ebd., S. 17, Tab. 5).

$TS_0 = 35 \text{ g}/(\text{E} \cdot \text{d})$ (ebd., Tab. 6)

$BSB_5 = 45 \text{ g}/(\text{E} \cdot \text{d}) \Rightarrow$ nach einer Durchlaufzeit von 1,5 h im Vorklärbecken (ebd.)

$$\frac{TS_0}{BSB_5} = \frac{35 \text{ g}/(\text{E} \cdot \text{d})}{45 \text{ g}/(\text{E} \cdot \text{d})} = 0,778 \approx 0,8$$

Für das TS_0/BSB_5 Verhältnis von 0,8 ergibt sich durch Interpolation eine Überschussschlammproduktion von: $\dot{U}_{BSB_5} = 0,895 \text{ kg TS/kg BSB}_5$

Für die Schlammbelastung folgt daraus:

$$B_{TS} = \frac{1}{\dot{U}_{BSB_5} * t_{TS}} = \frac{1}{0,895 * 9} = 0,124 \text{ kg/(kg*d)}$$

Die tägliche BSB_5 -Schmutzfracht (B_{dBSB_5}) kann in Abhängigkeit von der BSB_5 -Fracht nach einer Aufenthaltszeit von 1,5 h in der Vorklärung (0,045 kg/d) und der angeschlossenen Einwohnerwerte bestimmt werden. Die Belastung der Kläranlage aus internem Überstandswasser der Schlammbehandlung wird mit 3% der täglichen BSB_5 -Schmutzfracht angenommen.

$$B_{dBSB_5} = 70.000 * 0,045 * 1,03 = 3244,5 \text{ kg/d}$$

Das erforderliche Beckenvolumen V_{BB} ergibt sich aus:

$$V_{BB} = \frac{B_{dBSB_5}}{B_{TS} * TS_{BB}}$$

TS_{BB} = Schlamm Trockengewicht
2,5 – 4,5 kg TS/m³ BB
(HOSANG/BISCHOF: S. 455, Tafel 4.37)
gewählt: 3,5 kg/m³

$$V_{BB} = \frac{3244,5}{0,124 * 3,5} = 7475,81 \text{ m}^3$$

Bei zwei Belebungsbecken mit 5 m Tiefe und 12 m Breite (gewählt) ergibt sich eine erforderliche Beckenlänge von:

$$L = \frac{\text{erf. } V_{BB}}{\text{Anzahl Becken} * \text{Tiefe} * \text{Breite}} = \frac{7475,81}{2 * 5 * 12} = 62,298 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{gewählt } 63 \text{ m}$$

Damit beträgt das vorhanden Beckenvolumen:

$$V_{BB} = 2 * 63 \text{ m} * 5 \text{ m} * 12 \text{ m} = 7560 \text{ m}^3$$

Berechnung des Rücklaufverhältnisses

Die Betriebsweise von Belebungsbecken und Nachklärbecken beeinflussen sich gegenseitig. Das Rücklaufverhältnis RV ($RV = Q_{RS}/Q$) stellt eine Abhängigkeit zwischen Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken (TS_{BB}) und im Rücklaufschlamm (TS_{RS}) dar. Für den Gleichgewichtszustand gilt:

$$RV = \frac{TS_{BB}}{TS_{RS} - TS_{BB}} \quad \text{mit } TS_{RS} < TS_{BB}$$

Für die Bemessung des Rücklaufverhältnisses wird im Nachklärbecken ein Schildräumer mit einem Rücklaufschlammstrom $TS_{RS} = 0,7 * TS_{BS}$ (Skript „Abwasserreinigung“, S. 17) verwendet.

Der Trockensubstanzgehalt an der Beckensohle (TS_{BS}) beträgt:

$$TS_{BS} = \frac{1000}{ISV} * \sqrt[3]{t_E}$$

ISV: bei Abwasser mit geringen organischen Anteilen und einem $B_{TS} > 0,05 \text{ kg}/(\text{kg} \cdot \text{d})$ beträgt der Schlammindex 100 – 150 ml/g (Skript „Abwasserreinigung“, S. 14, Tab. 2).

Gewählt ISV = 125 ml/g

Eindickzeit $t_E = 0,5 - 2$ Stunden => gewählt $t_E = 2$ h

$$TS_{BS} = \frac{1000}{125} * \sqrt[3]{2} = 8 * \sqrt[3]{2} = 10,079 \text{ g/l} \quad (= 1,0079\%)$$

Damit ergibt sich:

$$TS_{RS} = 0,7 * 10,079 = 7,06 \text{ g/l} \quad (= 0,706\%)$$

$$RV = \frac{3,5 \text{ kg/m}^3}{7,06 \text{ g/l} - 3,5 \text{ kg/m}^3} = \mathbf{0,983} \quad (\leq 1,0)$$

Ermittlung des Sauerstoffbedarfs

In der folgenden Bemessung wird die Denitrifikation nicht berücksichtigt, so dass nur der Lastfall Nitrifikation bei einer Wassertemperatur von $T=10^\circ\text{C}$ nachzuweisen ist.

$$O_B = \frac{c_S}{(c_S - c_N)} * (OV_C * f_C + OV_N * f_N) \quad [\text{kg/kg}]$$

$f_C = 1,2$ Stoßfaktor für den Kohlenstoffabbau (ATV A-131, Kap. 4.1.10, Tab. 10)

$f_N \approx 2,3$ Stoßfaktor zur Abdeckung der 2 h-Spitze (ebd.)

$OV_C = 1,1 \text{ kg O}_2/\text{kg BSB}_5$ (ebd., Tab. 9)

$OV_N =$ spezifischer Sauerstoffverbrauch für die Oxidation der Stickstoffverbindungen

$$\frac{4,6 * (\text{NO}_3 - \text{N}_{Ab}) + 1,7 * (\text{NO}_3 - \text{N}_D)}{\text{BSB}_5 / d}$$

$\text{NO}_3 - \text{N}_{Ab} = 8 \text{ mg/l}$ (angenommen nach Skript „Abwasserreinigung“, S. 18)

$\text{NO}_3 - \text{N}_D = 0$ (da keine Denitrifikation)

$$\text{BSB}_5/d = \frac{\text{BSB}_5 \text{ Belebung}}{\text{BSB}_5 \text{ Zulauf}} * \text{Eliminationsleistung} * \text{mittlere BSB}_5 - \text{Fracht}$$

Eliminationsleistung = 96%

mittlere BSB_5 -Fracht = 179,028 mg/l

$$\text{BSB}_5/d = \frac{45}{60} * 0,96 * 179,028 = 128,9 \text{ mg/l}$$

$$OV_N = \frac{4,6 * 8 \text{ mg/l} + 1,7 * 0}{128,9 \text{ mg/l}} = 0,285 \text{ kg O}_2/\text{kg BSB}_5$$

Damit ergibt sich mit einer Sättigungskonzentration $c_S = 10,92 \text{ mg/l O}_2$ und einem gewählten Sauerstoffgehalt in der belüfteten Zone von $c_N = 2,0 \text{ mg/l O}_2$ (beide Werte nach Skript „Abwasserreinigung“, S. 18) eine Sauerstofflast O_B von:

$$O_B = \frac{c_S}{(c_S - c_N)} * (OV_C * f_C + OV_N * f_N)$$

$$O_B = \frac{10,92}{(10,92 - 2)} * (1,1 * 1,2 + 0,285 * 2,3) = 1,22 * 1,9755 = \mathbf{2,41 \text{ kg O}_2/\text{kg BSB}_5}$$

2.6 Berechnung der Nachklärung als Rundbecken

Randbedingungen nach ATV-A 131:

- Schlammindex ISV < 180 ml/g
- Vergleichsschlammvolumen VSV < 600 ml/l
- Rücklaufschlammfluß $Q_{RS} < 1,5 Q_t$ bzw. $1 Q_m$

Bestimmung der Beckenoberfläche

$$A_{NB} = \frac{Q_m}{q_A} \quad Q_m = 664,19 \text{ l/s}$$

$$q_A = \frac{q_{SV}}{VSV} = \frac{q_{SV}}{TS_{BB} * ISV}$$

Flächenbeschickung $q_A \leq 1,6 \text{ m/h}$

$q_{SV} = 450 \text{ l}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ (für horizontal durchströmte Becken nach Skript „Abwasserreinigung“, S. 14, Tab. 3)

$VSV = TS_{BB} * ISV$ mit gewähltem $ISV = 125 \text{ ml/g}$

$VSV = 3,5 * 125 = 437,5 \text{ ml/l}$ ($VSV < 600 \text{ ml/l}$)

$$q_A = \frac{450}{3,5 * 125} = 1,029 \text{ m/h} \quad (q_A \leq 1,6 \text{ m/h})$$

Damit ergibt sich eine erforderliche Beckenoberfläche von:

$$\text{erf. } A_{NB} = \frac{664,19 \text{ l/s}}{1,029 \text{ m/h}} = 2323,7 \text{ m}^2$$

erforderlicher Durchmesser bei einem Becken:

$$\varnothing_{NB1} = 2 * \sqrt{\frac{\text{erf. } A_{NB}}{\pi}} = 2 * \sqrt{\frac{2323,7}{\pi}} = 54,39 \text{ m}$$

bei zwei Becken:

$$\varnothing_{NB2} = 2 * \sqrt{\frac{2323,7/2}{\pi}} = 38,46 \text{ m}$$

bei drei Becken:

$$\varnothing_{NB3} = 2 * \sqrt{\frac{2323,7/3}{\pi}} = 31,4 \text{ m}$$

Es werden 3 Becken mit einem Durchmesser von jeweils $D = 32$ m gewählt.
Die dann tatsächlich vorhandene Beckenoberfläche A_{NB} beträgt:

$$A_{NB} = (\pi \cdot r^2) \cdot 3 = 804,25 \cdot 3 = \mathbf{2412,74 \text{ m}^2}$$

Überfallkantenbeschickung

Die zulässige Überfallkantenbeschickung sollte bei vorwiegend horizontalem Durchfluß kleiner als 5 m^3 pro Meter und Stunde sein (HOSANG/BISCHOF, S. 414)

$$q_{\ddot{u}} \leq 5 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{h})$$

vorhandene Länge: $L_{\ddot{u}} = 3 \cdot (2 \cdot \pi \cdot r)$
 $= 3 \cdot (2 \cdot \pi \cdot 16)$
 $= 301,59 \text{ m}$

vorhanden $q_{\ddot{u}}$: $q_{\ddot{u}} = \frac{Q_m}{\text{vorh. } L_{\ddot{u}}} = \frac{664,19 \text{ l/s}}{301,59 \text{ m}} = \mathbf{2,20 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{h})}$ ist $\leq 5 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{h})$

Ermittlung der Beckentiefe

1. Klarwasserzone: Sicherheitszone mit einer Mindestdiefe von $h_1 = 0,5$ m (Skript „Abwasserreinigung“, S. 15)
2. Trennzone: Lösen des Schlammes vom Wasser und Flockungsvorgänge (ebd.)

$$h_2 = \frac{0,5 \cdot q_A \cdot (1 + RV)}{1 - \frac{VSV}{1000}} = \frac{0,5 \cdot 1,029 \cdot (1 + 0,983)}{1 - \frac{437,5}{1000}} = 1,813 \text{ m}$$

3. Speicherzone: Hier wird der Schlamm aufgenommen, der bei Mischwasserzufluß aus dem Belebungsbecken in das Nachklärbecken verlagert wird (ebd.).

$$h_3 = \frac{0,3 \cdot TS_{BB} \cdot ISV \cdot 1,5 \cdot q_A \cdot (1 + RV)}{500} = \frac{0,3 \cdot 3,5 \cdot 125 \cdot 1,5 \cdot 1,029 \cdot (1 + 0,983)}{500} = 0,803 \text{ m}$$

4. Eindick- und Räumzone: Hier konzentriert sich der abgesetzte Belebtschlamm (ebd.).

$$h_4 = \frac{q_{SV} * (1 + RV) * t_E}{C}$$
$$q_{SV} = TS_{BB} * ISV * q_A$$
$$t_E = 2 \text{ h Eindickzeit (nach ATV-A 131, Kap. 4.2.4)}$$
$$C = 300 * t_E + 500 = 1100$$
$$= \frac{3,5 * 125 * 1,029 * (1 + 0,983) * 2}{1100} = 1,623 \text{ m}$$

Gesamttiefe: $h_{ges} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 0,5 + 1,812 + 0,803 + 1,623 = 4,74 \text{ m}$

Damit ist das Nachklärbecken tiefer als die mindestens erforderlichen 3 m nach ATV-A 131, Kap. 4.2.4, Bild 4.

Das Sohlgefälle des Nachklärbeckens soll 1:7,5 bis 1:20 betragen (vgl. HOSANG/BISCHOF, S. 400). Hier wird ein Sohlgefälle von 1:15 gewählt.

Die errechnete Beckentiefe h_{ges} ist nach ATV-A 131, Kap. 4.2.4 auf zwei Dritteln des Fließweges einzuhalten, d.h. auf $\frac{2}{3}$ des Weges von der Mittelachse zum Rand. Wie oben schon erwähnt sollte sie mindestens drei Meter betragen. Außerdem muss die Mindesttiefe am Mittelbauwerk des Einlaufes 4 m betragen und bei Rundbecken, wie es hier verwendet wird, darf die Randwassertiefe von 2,5 m nicht unterschritten werden.

Der Nachweis erfolgt mit:

$$h_E \text{ (Einlauf)} = h_{ges} + \text{Gefälle} * \text{Fließweg}$$
$$= 4,74 \text{ m} + \frac{1}{15} * \frac{2}{3} * 16 \text{ m} = 5,451 \text{ m} \quad (> 4 \text{ m Mindesttiefe am Einlauf})$$

$$h_A \text{ (Ablauf)} = 4,75 \text{ m} - \frac{1}{15} * \frac{1}{3} * 16 \text{ m} = 4,384 \text{ m} \quad (> 2,5 \text{ m Mindesttiefe am Ablauf})$$

2.7 Überschlägige Bemessung eines Eindickers und Ermittlung des Faulbehältervolumens

Bemessung des Eindickers

Gewählte Parameter: Spüleindicker
Durchlaufbetrieb (kontinuierliche Beschickung)
Eindickzeit $t_E = 1 \text{ d}$
Beschickungsdauer $t_B = 8 \text{ h/d}$

Oberflächenbeschickung als Bemessungsgrundlage

Die Oberfläche des Eindickers kann über die Oberflächenbeschickung ermittelt werden. Die täglich anfallende mittlere Schlammmenge wird mit $q_{d,ges} = 2 l/(E * d)$ angesetzt (HOSANG/BISCHOF, S. 591, Tafel 4.68 – Schlammengen nach Imhoff).

Daraus ergibt sich:

$$Q_d = q_{d,ges} * (E+EWG) = 2*(60.000+10.000) = 140.000 \text{ l/d} = 140 \text{ m}^3/\text{d}$$

Die erforderliche Oberfläche des Eindickers beträgt:

$$\begin{aligned} \text{erf. } A_E &= \frac{Q_d}{q_A * t_B} && \text{mit } q_A = 0,75 \text{ m}^3/(\text{m}^2 * \text{h}) \text{ (Skript "Klärschlamm", S. 8)} \\ &= \frac{140 \text{ m}^3/\text{d}}{0,75 \text{ m}^3/(\text{m}^2 * \text{h}) * 8 \text{ h/d}} = 23,3 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Feststoff-Oberflächenbelastung als Bemessungsgrundlage

Bei diesem Ansatz nimmt man die Feststoffmenge also den Trockensubstanzgehalt des Schlammes als Bemessungsgrundlage.

$$\begin{aligned} \text{erf. } A_E &= \frac{B_{TS}}{B_A} && B_{TS} \text{ ist die tägliche Feststofffracht und ergibt sich aus} \\ B_{TS} &= TS * Q_d * \gamma && \gamma = 1.000 \text{ kg/m}^3 \text{ (HOSANG/BISCHOF, S. 604)} \\ TS &= \frac{EWG * PS * TS_{PS} + EWG * \dot{U}S * TS_{\dot{U}S}}{EWG * PS + EWG * \dot{U}S} \\ &= \frac{70.000 * 1,8 * 2,5 + 70.000 * 5 * 0,7}{70.000 * 1,8 + 70.000 * 5} \\ &= 1,1765 \% \approx 1,18 \% \\ B_{TS} &= 0,018 * 140 * 1.000 = 2520 \text{ kg TS/d} \\ B_A &= 60 - 80 \text{ kg TS}/(\text{m}^2 * \text{d}) \text{ (Skript "Klärschlamm", S. 8)} \\ &\text{gewählt: } 70 \text{ kg TS}/(\text{m}^2 * \text{d}) \end{aligned}$$

$$\text{erf. } A_E = \frac{2520}{70} = 36 \text{ m}^2$$

Da die erforderliche Oberfläche erf. A_E bei der Berechnung nach der Feststoff-Oberflächenbelastung größer ist, ist dieser Wert maßgeblich und eine erforderliche Oberfläche von 36 m² anzunehmen.

Ermittlung des Eindickvolumens

$$\text{erf. } V_E = Q_d * t_E = 140 * 1 = 140 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{gewählt: 1 Rundbecken } & A_E = \pi * r^2 = \pi * (D/2)^2 && D = 2 * \sqrt{\frac{\text{erf. } A_E}{\pi}} = 2 * \sqrt{\frac{36}{\pi}} = 6,77 \text{ m} \\ & && \text{gewählt: } 7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{vorhandene } A_E = \pi * (7/2)^2 = 38,48 \text{ m}^2 \quad (> \text{ erf. } A_E \text{ } 36 \text{ m}^2)$$

Erforderliche Höhe der Konsolidierungszone

$$h_K = \frac{\text{erf. } V_E}{\text{vorh. } A_E} = \frac{140 \text{ m}^3}{38,48 \text{ m}^2} = 3,64 \text{ m}$$

Höhe der Sedimentationszone $h_S = 1 \text{ m}$ (HOSANG/BISCHOF, S. 604)

Höhe der Räumzone $h_R = 0,3 \text{ m}$ (ebd.)

Erforderliche Höhe des Eindickers $h_E = h_K + h_S + h_R = 3,64 + 1 + 0,3 = 4,94 \text{ m}$

vorhandenes Volumen des Eindickers

$$V_E = A_E \cdot h_E = 38,48 \text{ m}^2 \cdot 4,94 \text{ m} = 190,09 \text{ m}^3 \approx \mathbf{190 \text{ m}^3} (> 140 \text{ m}^3 \text{ erf. } V_E)$$

Ermittlung der täglichen Schlammmenge aus dem Eindicker nach Abtrennen des Überstandswassers

Annahme: Der gesamte anfallende Schlamm wird im Eindicker von 1,18 % TS-Gehalt auf 5 % TS-Gehalt eingedickt (Skript „Klärschlamm“, S. 10).

Es gilt folgende Beziehung:

$$Q_2 = Q_1 \cdot \frac{TS_1}{TS_2}$$
$$= 140 \cdot \frac{1,18}{5}$$
$$= 33,04 \text{ m}^3/\text{d}$$

$Q_1 = \text{erf. } V_E = 140 \text{ m}^3$
 $TS_1 = 1,18 \%$
 $TS_2 = 5 \%$

Es werden täglich 33,04 m³ Schlamm aus dem Eindicker dem Faulbehälter zugeführt.

Ermittlung der Trübwassermenge

$$Q_{\text{Trüb}} = Q_1 - Q_2 = 140 \text{ m}^3 - 33,04 \text{ m}^3 = 106,96 \text{ m}^3/\text{d}$$

Die mittlere täglich in das Belebungsbecken zurückgeführte Trübwassermenge beträgt 106,96 m³. Diese Wassermenge ist in der 3%-igen Erhöhung der BSB₅-Schmutzfracht bereits berücksichtigt worden.

Ermittlung des Faulbehältervolumens

Raumbelastung als Bemessungsgrundlage

Annahme: Raumbelastung $B_R = 3 \text{ kg oTS}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$
organischer Feststoffgehalt $\text{oTS} = 54 \text{ g}/(\text{E} \cdot \text{d})$
(beides nach Skript „Klärschlamm“, S. 13f)

$$B_{\text{d,oTS}} = (\text{E} + \text{EWG}) \cdot \text{oTS} \cdot \frac{1}{1.000} = 70.000 \cdot 54 \cdot \frac{1}{1.000} = 3780 \text{ kg oTS}/\text{d}$$

$$\text{erf. } V_{FB} = \frac{B_{d,oTS}}{B_R} = \frac{3780}{3} = 1260 \text{ m}^3$$

Rohschlammmenge als Bemessungsgrundlage

$$\text{erf. } V_{FB} = 20 \cdot Q_2 = 20 \cdot 33,04 = 660,8 \text{ m}^3 \quad (\text{20fache Menge hat sich als Richtwert bewährt})$$

Faulzeit als Bemessungsgrundlage

Annahme: Faultemperatur $\leq 37^\circ\text{C}$ (beheizter Faulraum)
 $30^\circ\text{C} = 26$ Tage Faulzeit (HOSANG/BISCHOF, S.592, Abb. 4.215)
 $t_F = 26$ d bei 30°C

$$\text{erf. } V_{FB} = Q_2 \cdot t_F = 33,04 \cdot 26 = 859,04 \text{ m}^3$$

Aus den drei Bemessungsansätzen wird das Ergebnis mit dem größten Volumen gewählt,
also: $V_{FB} = 1260 \text{ m}^3$

Es werden zwei Faulbehälter mit je 650 m^3 gewählt.

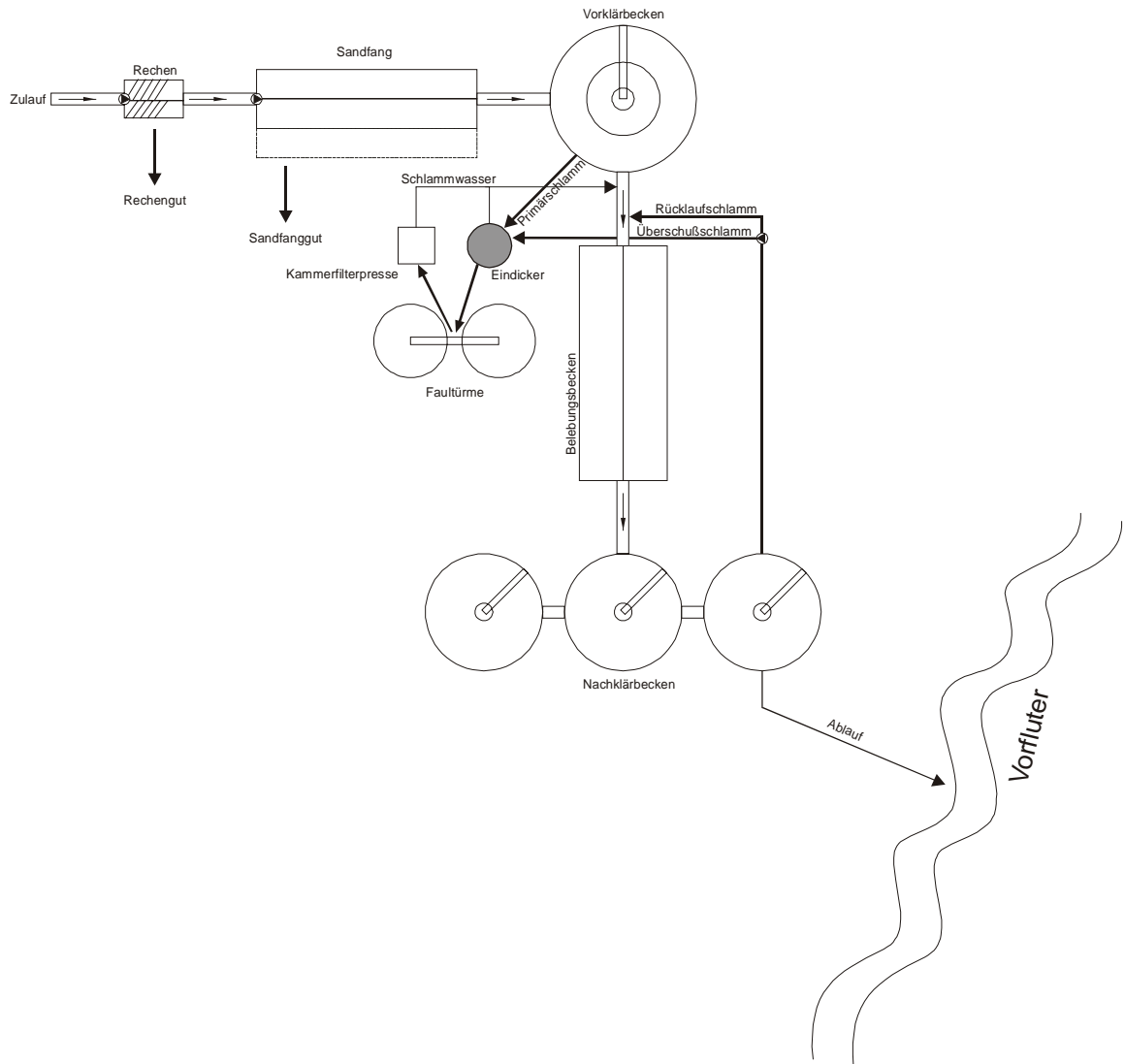
Der Durchmesser berechnet sich aus:

$$D = 1,2 \cdot \sqrt[3]{\frac{\text{vorh. } V_{FB}}{\text{Anzahl Behälter}}} = 1,2 \cdot \sqrt[3]{650} = 10,395 \text{ m} \quad (\text{HOSANG/BISCHOF, S. 595})$$

Daraus ergibt sich eine rechnerische Faulzeit von:

$$t_{TS} = \frac{\text{vorh. } V_{FB}}{Q_{2, \text{Rohschlamm}}} = \frac{1300}{33,04} = 39,35 \text{ d}$$

2.8 Gesamtlageplan der Kläranlage mit Skizzierung der Abwasser- und Schlammwege



2.9 Ermittlung der täglich zu entsorgenden Schlammmenge

Entwässerungsverfahren: Kammerfilterpresse

Der zu erreichende Restwassergehalt bei einer zusätzlichen Konditionierung mit Kalk oder anderen Zuschlagsstoffen (Polymeren) beträgt nach Hosang/Bischof, Seite 601, Tabelle 4.71 bei mittelmäßig entwässertem Schlamm:

mittlerer Restwassergehalt	WG = 55 – 65 %
Trockenrückstände	TR = 30 – 45 % (Skript „Klärschlamm“, S. 2, Tab. 2)
	gewählt: TR = 40 %

Schlammvolumen:

$$Q_3 = Q_2 \cdot \frac{TS_2}{TR} = 33,04 \cdot \frac{5}{40} = \mathbf{4,13 \text{ m}^3/\text{d}}$$

Es müssen täglich 4,13 m³ entwässerten Schlammes entsorgt werden.

3 Wasserversorgung

Löschwasserbedarf: Bei Mischgebieten und reinen Wohngebieten mit Häusern bis drei Geschosse und mittlerer Gefahr der Brandausbreitung wird ein Löschwasserbedarf von 96 m³/h angenommen (Taschenbuch der Wasserversorgung, Seite 40). Da keine näheren Angaben zu den oben genannten Parametern für das anzuschließende Neubaugebiet vorliegen, wird der Löschwasserbedarf bei der Dimensionierung der Versorgungs- und Verteilungsleitungen nicht berücksichtigt.

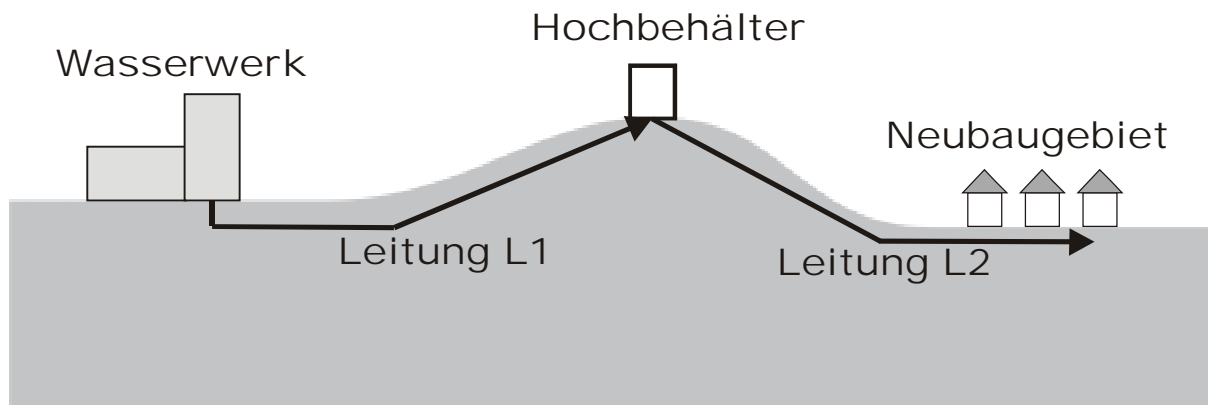
Annahmen Wasserbedarf.

$q_d = 225 \text{ l/(E*d)}$ (dieser Wert nach HOSANG/BISCHOF, S. 3 und ATV-A 118. Neuere Werte zeigen einen sinkenden Wasserverbrauch und liegen deutlich unter 200 l/(E*d).)

$q_{d \max} = 1,5 * q_d = 1,5 * 225 = 337,5 \text{ l/(E*d)}$
 $\max q_h = 0,1 * q_{d \max} = 0,1 * 337,5 = 33,75 \text{ l/(E*h)}$

Der maximale stündliche Wasserbedarf $\max q_h$ berücksichtigt die Schwankungen im Tagesgang (10% des maximalen Tagesbedarfs).

Damit tageszeitliche Schwankungen der Wasserentnahme nicht die Wasseraufbereitung im Wasserwerk beeinflussen, wird ein Hochbehälter als Zwischenspeicher angelegt. Dieser wird für $q_{d \max}$ (Leitung 1) dimensioniert (Skript „Wasserversorgung“, S. 16).



Skizze zur Aufgabe Wasserversorgung – der Weg des Wassers

3.1 Bemessung der Leitung 1 von der Wassergewinnung zum Wasserspeicher

gegeben: $v_{\min} = 0,3 \text{ m/s}$
 $v_{\max} = 2,5 \text{ m/s}$
Optimum zwischen 0,6 und 1 m/s
angenommen 0,8 m/s => v_{soll} (nach Skript „Wsserversorgung“)
 $Q_{d \max} = q_{d \max} \cdot (\text{Einwohner} + \text{EWG der Brauerei})$ (s. Aufgabe 2)
 $= 337,5 \text{ l/(E*d)} \cdot (60.000 + 10.000)$
 $= 23.625.000 \text{ l/d}$
 $= 23.625 \text{ m}^3/\text{d}$ oder **273,44 l/s**

Interpolation der Werte v und J für 273,44 l/s aus dem Anhang 1d Skript „Wasserversorgung“, S. 29 für ein Rohr DN 600

200 l/s = 0,71 m/s (v) = 0,674 m/km (J = Druckverlusthöhe)
300 l/s = 1,06 m/s (v) = 1,449 m/km (J)

Interpolation: $m/s = \frac{0,71}{200} \cdot 273,44 = 0,971 \text{ m/s}$
 $m/km = \frac{1,449 - 0,674}{100} \cdot 73,44 + 0,674 = 1,243 \text{ m/km}$

273,44 l/s = 0,971 m/s = 1,243 m/km

Es wird das Rohr DN 600 gewählt.

Es gilt:

Fließgeschwindigkeit $v_m = 0,971 \text{ m/s}$
Druckverlust $J = 1,243 \text{ m/km}$
Druckverlusthöhe $h_v = J \cdot L \text{ [m]}$ (Länge L der Leitung $L_1 = 4,5 \text{ km}$)
 $= 1,243 \cdot 4,5 = \mathbf{5,59 \text{ m}}$

Ermittlung der manometrischen Höhe h_{man}

$h_{\text{man}} = h_{\text{geodätisch}} \text{ [m]} + h_v + h_s$ (h_s = Höhe des Speichers mit angenommenen 6 m)
 $= 39 \text{ m} + 5,59 \text{ m} + 6 \text{ m} = 50,59 \text{ m}$

Die einzubauende Pumpe muss eine Höhe von 50,59 m mit ihrer Förderleistung überwinden.

3.2 Ermittlung der Pumpenleistung

Die erforderliche Leistung der Pumpe(n) wird ermittelt mit:

$$p = \frac{\gamma * Q * h_{man}}{1,02 * \eta_p * 1.000} \text{ [kW]} \quad \text{hier: } p = \frac{\gamma * Q * h_{man}}{1,02 * \eta_p} \text{ [kW]}$$

Geteilt durch 1.000 entfällt,
da im Zähler schon mit m³
gerechnet wird.

mit: $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$
 $Q = Q_m$ (Leitung 1 in m³/s)
 $h_{man} = 50,59 \text{ m}$ (s.o.)
 $1,02 =$ empirischer Wert (s. Skript „Wasserversorgung“, S. 18)
 $\eta_p = 0,75$ (Annahme, s. Skript „Wasserversorgung“, S. 18)

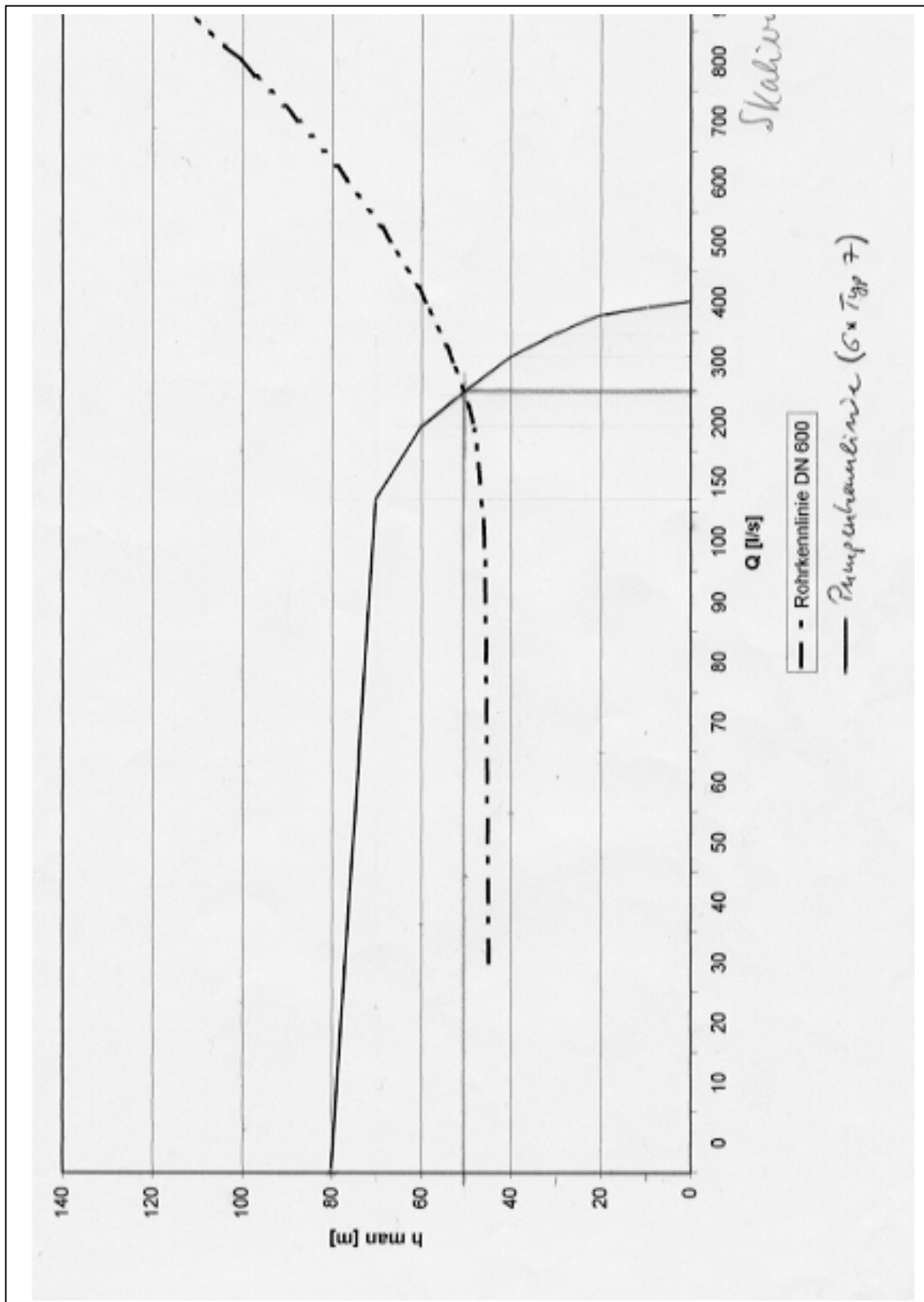
$$p = \frac{10 * 0,27344 * 50,59}{1,02 * 0,75} = 180,83 \text{ kW} \approx \mathbf{181 \text{ kW}}$$

Es ist eine Pumpenleistung von 181 kW erforderlich.

3.3 Wahl der Pumpe

Die Pumpen Typ 1 – 6 kommen nicht in Frage, da die Förderhöhe nicht ausreicht. Pumpe Typ 7 erreicht eine Förderhöhe von 80 m und reicht damit für die erforderliche Förderhöhe von 50,59 m aus. Die Förderleistung beträgt 51 l/s bei 50 m Förderhöhe. Durch Parallelschaltung mehrerer Pumpen kann die Fördermenge gesteigert werden (Skript „Wasserversorgung“, S. 7). Es sollen 273,44 l/s gefördert werden. Für diese Menge werden 5,36 Pumpen benötigt => 6 Pumpen. Sechs Pumpen fördern 306 l Wasser in der Sekunde. Es bleibt eine Reserve von 32,56 l/s. Für den Fall, dass eine Pumpe ausfällt, würde die Förderleistung nicht mehr ausreichen. Es sollte eine zusätzliche Pumpe als Reserve eingebaut werden (7*Pumpe Typ 7).

3.4 Graphische Bestimmung des Betriebspunktes



3.5 Bemessung der Leitung 2 vom Wasserspeicher zum Versorgungsgebiet als Gefälleleitung

Gegeben:

- Länge $L_2 = 5200 \text{ m}$
- Höhe $h_2 = 42 \text{ m}$
- Reibungsverlust $k_b = 0,1 \text{ mm}$
- $v_{\max} = 2,0 \text{ m/s}$
- Mindestversorgungsdruck $VD = 3 \text{ bar} = 30 \text{ m}$
- maximale Verlusthöhe $\max h_v = h_{\text{geod}}(h_2) - VD = 42 \text{ m} - 30 \text{ m} = 12 \text{ m}$
- maximale Verlustkonstante J bei einer Leitungslänge von 5200 m

$$J_{\max} = \frac{h_v}{L} = \frac{12 \text{ m}}{5200 \text{ m}} = 2,31 \text{ m/km } (‰)$$

- maximaler stündlicher Wasserbedarf aus dem Speicher
 $Q = \max q_h * (E + EWG) = 33,75 * 70.000 = 2.362.500 \text{ l/h} = 656,25 \text{ l/s}$

Berechnung für ein DN 800. Interpolation der Werte v und J für $656,25 \text{ l/s}$ wie für Leitung 1.

$$\begin{aligned} Q = 600 \text{ l/s} &= 1,19 \text{ m/s } (v) = 1,578 \text{ m/km } (J = \text{ Druckverlusthöhe}) \\ Q = 700 \text{ l/s} &= 1,39 \text{ m/s } (v) = 2,136 \text{ m/km } (J) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Interpolation: } \quad m/s &= \frac{1,19}{600} * 656,25 = 1,302 \text{ m/s} \\ m/km &= \frac{2,136 - 1,578}{100} * 56,25 + 1,578 = 1,907 \text{ m/km} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q = 656,25 \text{ l/s} &= 1,302 \text{ m/s } (v) \quad \Rightarrow \text{ ist kleiner als } v_{\max} 2,0 \text{ m/s} \\ &= 1,907 \text{ m/km } (J) \quad \Rightarrow \text{ ist kleiner als } J_{\max} 2,31 \text{ m/km} \end{aligned}$$

Somit wird ein Rohr **DN 800** gewählt.

$$\text{Die Verlusthöhe auf } 5,2 \text{ km beträgt: } h_v = J * L = 1,907 * 5,2 = \mathbf{9,916 \text{ m}} \quad (< 12 \text{ m})$$

Ermittlung des Versorgungsdrucks

$$VD = \frac{h_{\text{geod}} - h_v}{10} = \frac{42 \text{ m} - 9,916 \text{ m}}{10} = \mathbf{3,208 \text{ Bar}} \quad (> 3 \text{ Bar})$$

3.6 Wasserverteilung – Dimensionierung der Ringleitung

Für das Neubaugebiet ist die Wasserversorgung als Ringleitung zu dimensionieren. Dabei besteht die Rohrleitung aus zwei Ringen und fünf Strängen mit einem Zufluss und drei Entnahmepunkten (s. Abb. 3.6.1). Es liegen folgende Werte zugrunde:

	Punkt A	Punkt B	Punkt C	Punkt D
Zufluss	95 l/s = 100 %	-	-	-
Entnahme	-	52,25 l/s = 55 %	23,75 l/s = 25 %	19 l/s = 20 %

	Strang 1	Strang 2	Strang 3	Strang 4	Strang 5
Länge L [m]	175	280	175	300	120
Durchmesser DN [mm]	400	300	250	250	250

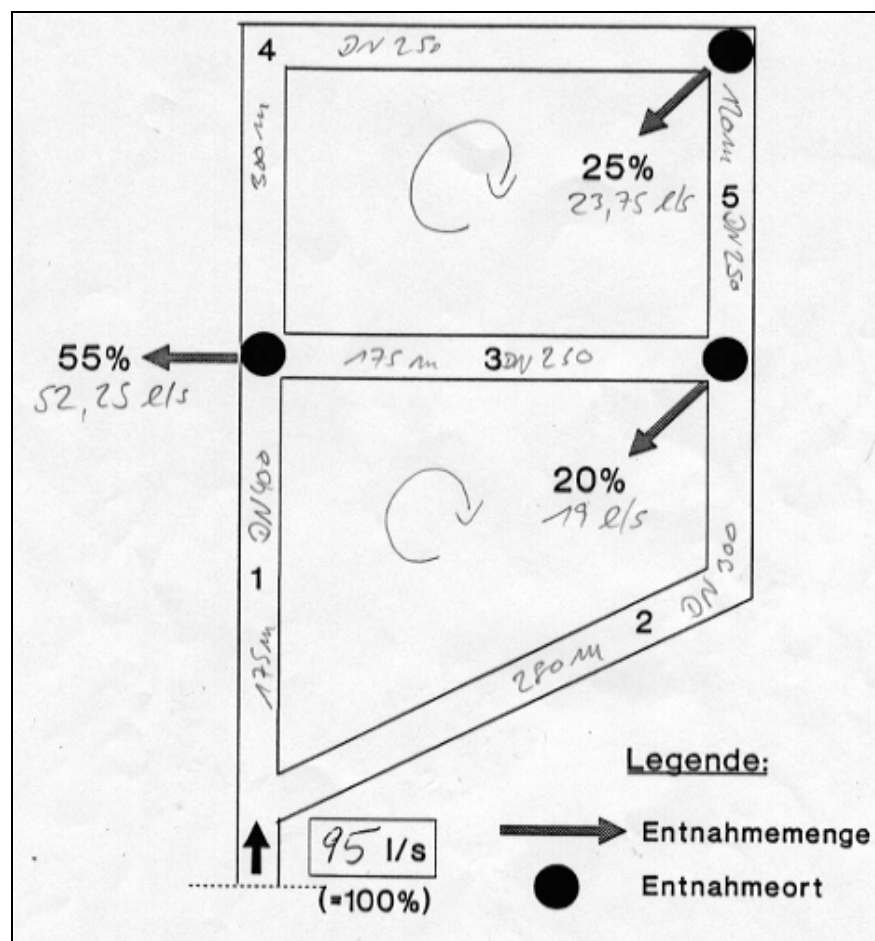


Abb. 3.6.1: Lageplan der Ringleitung im Neubaugebiet

In der folgenden Tabelle wird der a_i -Faktor und die Reynoldsche Zahl R_e bestimmt. Beide werden für die Dimensionierung der Ringleitung nach dem Cross-Verfahren für den Druckhöhenausgleich. Dabei wird unter Berücksichtigung des Rohrreibungsverlustes die Beziehung zwischen Druckhöhenverlust und Fließgeschwindigkeit in jedem Rohrstrang beschrieben. Dabei müssen folgende Bedingungen beachtet werden (s. Skript „Wasserversorgung“, S. 19ff):

1. In jedem Knoten mit n Strängen muss die Summe der Zuflüsse gleich der Summe der Abflüsse sein (Knotenbedingung).
2. Innerhalb jeder ringförmig geschlossenen Masche aus n Strängen muss die Summe der Druckhöhenverluste gleich Null sein (Maschenbedingung).

Der Druckhöhenverlust ist positiv beim Durchfluss des Wassers im Uhrzeigersinn.

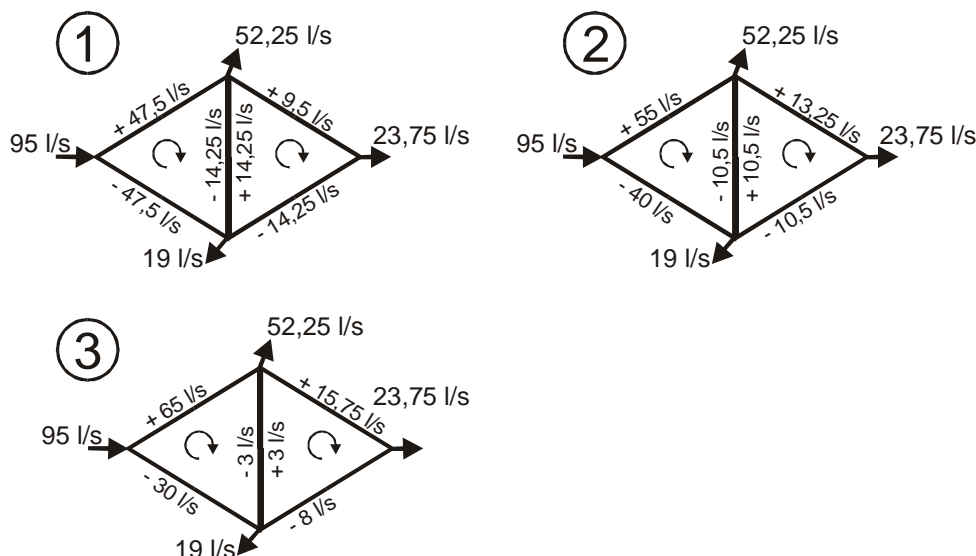
$$a_i = \frac{8 * \lambda_i * L_i}{\pi^2 * g * D_i^5} \quad R_{e,i} = \frac{v * D}{\nu}$$

λ = Reibungszahl g = 9,81 m/s² (Erdbeschleunigung)
 L = Länge Rohrstrang [m] D = Rohrrinnendurchmesser (DN) [mm]
 ν = 1 m/s (vereinfachte Annahme) ν = 1,31*10⁻⁶ Wasserviskosität bei T = 10°C

Ring	Strang	D_i [mm]	D_i/k $k = 0,1$	$R_{e,i}$	λ_i	L_i [m]	a_i [s ² /m ⁵]
I	1	400	4000	$3,053 * 10^{-5}$	0,0165	175	23,3
I	2	300	3000	$2,29 * 10^{-5}$	0,0174	280	165,662
I + II	3	250	2500	$1,908 * 10^{-5}$	0,0176	175	260,598
II	4	250	2500	$1,908 * 10^{-5}$	0,0176	300	446,74
II	5	250	2500	$1,908 * 10^{-5}$	0,0176	120	178,696

Druckhöhenausgleichsverfahren nach Cross

Versuche zur Annäherung an den angenommenen Anfangswert Q_0



Iterative Berechnung des Druckhöhenausgleichs nach Cross

Rohrnetz - Daten			Annahme				1. Korrektur				Ergebn.	
Ring	Str.-Nr.	a_i	Q_0	$a_i \cdot Q_0 $	$\frac{h_{v,i}}{a_i \cdot Q_0 } \cdot Q_0$	ΔQ_0	Q_1	$a_i \cdot Q_1 $	$\frac{h_{v,i}}{a_i \cdot Q_1 } \cdot Q_1$	ΔQ_1	Q_2	
-	-	s^2/m^5	m^3/s	s/m^2	m	m^3/s	m^3/s	s/m^2	m	m^3/s	m^3/s	
I	1	23,3	0,065	1,5145	0,098	+0,0037	0,0687	1,60	0,110	-0,000512	0,068	
	2	165,62	-0,030	4,9699	-0,149	+0,0037	-0,0263	4,357	-0,115	-0,000512	-0,027	
	3	260,598	-0,003	0,782	-0,00235	+0,0039	0,0071	1,850	0,013	-0,000512	0,0061	
			$\Sigma 7,27 \quad \Sigma -0,007$			$\Sigma 7,807 \quad 0,008$						
			1) $\Delta Q_{0,1} = \frac{-0,053}{2 \cdot 7,27} = 0,00365$			3) $\Delta Q_{1,2} = \frac{0,008}{2 \cdot 7,807} = -0,000512$						
II	3	260,598	0,063	0,182	-0,000168	-0,0064	-0,0066	1,7199	-0,0144	0,00053	-0,0061	
	4	446,74	0,01575	7,036	0,111	-0,0064	0,0094	4,1994	0,0395	0,00053	0,0099	
	5	178,976	-0,008	1,419	-0,011	-0,0064	-0,0144	7,5752	-0,0371	0,00053	-0,0139	
			$\Sigma 8,647 \quad 0,111$			$\Sigma 8,4925 \quad -0,009$						
			2) $\Delta Q_{0,2} = \frac{0,111}{2 \cdot 8,647} = -0,0064$			4) $\Delta Q_{1,2} = \frac{5264,8 \cdot 2}{2 \cdot 8,4925} = 0,00053$						
									5) $\Sigma = 124,9$			
									6) $\Sigma = 125,0$			

4 Massenbilanz

Ein Stoff A wird in einer Reaktion 1. Ordnung umgewandelt. Für die Ableitung des Stoffes A aus einem Industriebetrieb in die Kanalisation ist eine maximale Ablaufkonzentration

$$\max c_A = 40 \text{ g/m}^3$$

des Stoffes A vorgeschrieben. Die anfallende Wassermenge beträgt

$$Q = 120 \text{ m}^3/\text{d}.$$

Wie groß muss die Firma ein Vorbehandlungsbecken dimensionieren, das als idealer Rührkessel betrieben werden soll, wenn die Zulaufkonzentration von Stoff A

$$c_Z = 500 \text{ g/m}^3$$

beträgt? Die Geschwindigkeitskonstante ist $k = 0,8 \text{ d}^{-1}$. Annahme: stationäre Verhältnisse $\Rightarrow d_c/d_t = 0$

$$\text{Volumen } V_{VB} = \frac{\left(\frac{c_Z}{c_A} - 1\right) * Q}{k} = \frac{\left(\frac{500}{40} - 1\right) * 120}{0,8} = 1725 \text{ m}^3$$

Welche Ablaufkonzentration des Stoffes A würde man finden, wenn das errechnete Volumen des Vorbehandlungsbeckens auf eine Rührkesselkaskade mit drei identischen Rührkesseln aufteilen würde (unter der Annahme sonst gleicher Bedingungen)?

$$c_A = \frac{c_Z}{(1 + k * t)^n} = \frac{c_Z}{\left(1 + k * \frac{V_{VB}}{n * Q}\right)^n} = \frac{500}{\left(1 + 0,8 * \frac{1725}{3 * 120}\right)^3} = 0,7793 \text{ g/m}^3$$

Verwendete Literatur

ATV (Hrsg.): Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik. Band 1: Wassergütewirtschaftliche Grundlagen, Bemessung und Planung von Abwasserableitungen. Ernst, Berlin, München, 1982, 3. Aufl.

ATV (Hrsg.): Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik. Band 2: Entwurf und Bau von Kanalisationen und Abwasserpumpwerken. Ernst, Berlin, München, 1982, 3. Aufl.

ATV (Hrsg.): Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik. Band 3: Grundlagen für Planung und Bau von Abwasserkläranlagen und mechanische Klärverfahren. Ernst, Berlin, München, 1982, 3. Aufl.

ATV (Hrsg.): Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik. Band 4: Biologisch-chemische und weitergehende Abwasserreinigung. Ernst, Berlin, München, 1982, 3. Aufl.

ATV (Hrsg.): Arbeitsblatt A 131. Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnerwerten. St. Augustin, 1991

ATV (Hrsg.): Arbeitsblatt A 118. Richtlinien für die hydraulische Berechnung von Schmutz-, Regen- und Mischwasserkanälen. St. Augustin, 1977

Hosang, W.; Bischof, W.: Abwassertechnik. Teubner, Stuttgart, Leipzig, 1998, 11. Aufl.

Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik (Hrsg.): Skript „Klärschlammbehandlung“. Bochum, 5/2000

Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik (Hrsg.): Skriptum A II, Grundlagen der Siedlungswasserwirtschaft I. Bochum, Wintersemester 1992/93

Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik (Hrsg.): Skript „mechanische und biologische Abwasserreinigung“. Bochum, Sommersemester 2002

Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik (Hrsg.): Skript „Wasserversorgung“. Bochum, o.J.

Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik (Hrsg.): Skript „Abwasserableitung, Kanalnetzdimensionierung“. Bochum, 4/2002

Mutschmann, J.; Stimmelmayer, F.: Taschenbuch der Wasserversorgung. Franck-Kosmos, Stuttgart, 1991, 10. Aufl.

Ueker, K.J.: Tabellen zur hydraulischen Berechnung von Steinzeugrohren nach Prandtl-Colebrook. Steinzeug GmbH, Köln, 1976, 3. Aufl.