

Hinweise für die Planung und Bemessung von Abwasserentsorgungsanlagen

Verfasser: Florian **Funke**, Peter **Hofmann** und Hans-Peter **Plank**

Inhaltsübersicht	Seite
1. Einleitung	62
2. Planung und Bemessung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanalnetzen	62
2.1 Maßgebende Bemessungsparameter	62
2.2 Möglichkeiten zur Nutzung vorhandener Bauwerke im Rahmen einer Bemessung nach A 128	64
2.3 Mischwasserbehandlung der Stadt A	65
2.4 Mischwasserbehandlung der Stadt B	67
3. Planung und Bemessung von Kläranlagen	70
3.1 Entwurf des ATV Arbeitsblatts A 131	70
3.2 Kläranlage der Stadt C	71
4. Schlußbetrachtung	73

1. Einleitung

In den Geschäftsberichten für die Jahre 1995 und 1996 haben wir dargestellt, welches Einsparpotential beim Bau von Abwasserentsorgungsanlagen vorhanden sein kann und worauf bei der Planung zu achten ist.

Die Erfahrung zeigt, daß ein großes Potential für Kosteneinsparungen im konzeptionellen Bereich liegt. Bei unserer Prüfungs- und Beratungstätigkeit in den letzten Jahren haben wir festgestellt, daß die richtige Anwendung der technischen Regelwerke ebenfalls von entscheidender Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit einer Planung ist.

Im folgenden Beitrag geben wir Hinweise, auf welche Bemessungsparameter bei der Planung von Regenwasserentlastungs- und Kläranlagen zu achten ist. Anschließend werden die Einsparmöglichkeiten anhand von Beispielen aufgezeigt.

2. Planung und Bemessung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanalnetzen

Das ATV Arbeitsblatt A 128 ist für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen im Einzugsbereich von Kläranlagen maßgebend. Entlastungsbauwerke im Mischsystem sind Sonderbauwerke mit Überlauf in ein Gewässer, wie z.B. Regenüberläufe (RÜ), Regenüberlaufbecken (RÜB) und Stauraumkanäle (SK). Die Sonderbauwerke werden aus wirtschaftlichen Gründen in Mischkanalsystemen errichtet. Werden die Entlastungsbauwerke nicht nach den technischen Regelwerken bemessen und gestaltet, können bei Regenereignissen hohe Schmutzfrachten in die Gewässer gelangen und diese stark belasten. Ziel der Mischwasserbehandlung ist die bestmögliche Reduzierung der Gesamtemissionen aus dem Kanalnetz und der Kläranlage. Kanalnetz und Kläranlage sind zusammenhängend zu beurteilen und aufeinander abzustimmen. Überdimensionierte und falsch angeordnete Becken tragen jedoch nicht zum Gewässerschutz bei, verursachen vielmehr erhöhte Investitionskosten und somit erhöhte Abwassergebühren und -beiträge für die Bürger. Häufig werden die relevanten Bemessungsparameter für Regenwasserentlastungsanlagen nicht zutreffend ermittelt.

2.1 Maßgebende Bemessungsparameter

h_{Na} Langjährige mittlere Jahresniederschlagshöhe

Die langjährige mittlere Niederschlagshöhe ist eine ortsabhängige Größe und von erheblichem Einfluß auf die Entlastungswirkung der Regenbecken. Mit zunehmender Niederschlagshöhe gelangt mehr Mischwasser in die Gewässer. Angaben über die Jahresniederschlagshöhe h_{Na} können u.a. beim Deutschen Wetterdienst eingeholt werden.

A_u Undurchlässige Gesamtfläche

Die befestigten bzw. undurchlässigen Flächen sind sorgfältig zu ermitteln, da sie einen bedeutenden Einfluß auf die Größe des Speichervolumens der Regenbecken haben. Dies gilt insbesondere bei den Prognoseberechnungen für zukünftige Bau- oder Gewerbegebiete.

Wir empfehlen den Kommunen, kritisch zu überprüfen, ob die angesetzten Flächen für zukünftige Bau- bzw. Gewerbegebiete realistisch sind. Ein Flächenzuwachs von mehr als 20 % wäre detailliert nachzuweisen.

Q_m Mischwasserabfluß zur Kläranlage

Der Mischwasserabfluß Q_m ist einer der Parameter, der sich am stärksten auf die Volumenbestimmung der Regenbecken auswirkt. Es wird immer wieder übersehen, daß Q_m nicht aus der Kanalnetzberechnung, sondern aus der Kläranlagenbemessung zu entnehmen ist.

Die hydraulische Bemessung einer Kläranlage wird in der Regel ermittelt mit $Q_m = 2 Q_s + Q_f$ ¹. Q_s i.S. von A 131² ist ein Spitzenabfluß, der an 85 von 100 Trockenwettertagen unterschritten wird.

Nach A 128³ gilt für die Regenbecken:

$$Q_m = n \cdot Q_{sx}^4 + Q_f, \text{ mit } n > 2^5$$

Q_{sx} i.S. von A 128 ist der arithmetische Mittelwert, der sich aus allen stündlichen Spitzenzuflüssen während der Trockenwettertage eines Jahres ergibt. Er ist in der Regel deutlich niedriger als der 85-Perzentil-Wert der Kläranlagenbemessung. Wird der Schmutzwasserzufluß aus der Kläranlagenbemessung (85 Perzentil-Wert) auch für die Bemessung der Regenüberlaufbecken herangezogen, führt dies zu überdimensionierten Regenentlastungsanlagen.

Wird eine Kläranlage neu geplant oder eine bestehende saniert und erweitert und dabei mit einem Q_m bemessen, der Reserven für einen längeren Zeitraum (15 - 25 Jahre) enthält, so ist dieser Q_m auch für die Dimensionierung der Regenentlastungsanlagen zu verwenden.

Q_{t24} Trockenwetterabfluß im Tagesmittel

Der maßgebende Trockenwetterabfluß setzt sich zusammen aus den Schmutzwasserabflüssen der Wohngebiete Q_h (einschl. eines kleingewerblichen Anteils), dem gewerblichen Anteil Q_g , dem industriellen Anteil Q_i und dem Fremdwasser Q_f .

$$Q_{t24} = Q_{h24} + Q_{g24} + Q_{i24} + Q_{f24}$$

Es sind jeweils die Tagesmittelwerte aus dem Jahresmittelwert zu berechnen.

Es sind die tatsächlichen Wasserverbrauchszahlen zu verwenden. Dabei muß die Summe des Trockenwetterabflusses aus dem Kanalnetz in der Regel dem Jahrestrockenwetterzufluß zur Kläranlage entsprechen. Die Wasserverbrauchszahlen sind daher im Zuge der Planung mit dem Kläranlagenzufluß zu vergleichen.

¹ Q_s Schmutzwasserabfluß; Q_f Fremdwasserabfluß

² ATV Arbeitsblatt A 131 Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen

³ ATV Arbeitsblatt A 128 Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen

⁴ Q_{sx} Tagesspitze des Schmutzwasserabflusses

⁵ $n > 2$ bedeutet: Q_{sx} ist bei einer nicht vollständig ausgelasteten Kläranlage mit dem Faktor 2,4 bis 2,8 zu multiplizieren.

Q_{tx} Stündlicher Spitzenabfluß bei Trockenwetter

Die Tagesspitze des Trockenwetterabflusses ergibt sich am genauesten durch Messungen, die jedoch meistens nur an der Kläranlage, nicht jedoch für die einzelnen Teileinzugsgebiete vorliegen. Sofern nicht auf Messungen zurückgegriffen werden kann, ist Q_{tx} wie folgt zu berechnen:

$$Q_{tx} = \frac{24}{x} \cdot Q_{n24} + \frac{24}{a_g} \cdot \frac{365}{b_g} \cdot Q_{g24} + \frac{24}{a_i} \cdot \frac{365}{b_i} \cdot Q_{i24} + Q_{f24}$$

a_g, a_i = Arbeitsstunden pro Tag

b_g, b_i = Produktionstage pro Jahr

x = Spitzenstundenfaktor; der Spitzenstundenfaktor ist aus der Bemessung der Kläranlage zu übernehmen.

Die Trockenwetterabflüsse Q_{t24} und Q_{tx} werden häufig zu hoch angesetzt. Dies führt teilweise zu überdimensionierten Becken.

2.2 Möglichkeiten zur Nutzung vorhandener Bauwerke im Rahmen einer Bemessung nach A 128

Vielfach hat sich gezeigt, daß vorhandene Speicherräume nicht genutzt werden. Das Arbeitsblatt A 128 bietet die Möglichkeit, das Volumen großer Zulaufkanäle auf das erforderliche Gesamtspeichervolumen anzurechnen.

Beim vereinfachten Aufteilungsverfahren können zwei Drittel des statischen Volumens der Zulaufkanäle (ab DN 800 oder Kanäle mit entsprechendem Querschnitt) unterhalb der Überlaufschwelle als Kanalstauraum genutzt werden. Im Gegensatz dazu werden beim Nachweisverfahren alle vorhandenen Speicherräume in der Berechnung berücksichtigt.

Häufig werden in Entwurfsplanungen sämtliche Regenüberläufe durch Regenüberlaufbecken ersetzt.

Regenüberläufe dürfen angeordnet werden, wo der kritische Mischwasserabfluß Q_{krit} in voller Höhe weitergeleitet werden kann, wenn

- eine ausreichende Verdünnung des entlasteten Mischwassers gewährleistet ist und
- das Mischwasser in einem weiter unten nachfolgenden Speicherbauwerk behandelt wird.

Der kritische Mischwasserabfluß (Q_{krit}) ist die Summe aus dem Tagesmittelwert des Trockenwetterabflusses (Q_{t24}) und dem kritischen Regenabfluß (Q_{rkrit}) des dazugehörigen Entwässerungsgebiets und aller Drosselabflüsse oberliegender Regenüberläufe sowie Regenbecken ($\sum Q_{di}$).

$$Q_{krit} = Q_{t24} + Q_{rkrit} + \sum Q_{di}$$

Der kritische Regenabfluß (Q_{rkrit}) ist aus der kritischen Regenspende (r_{krit}) und der undurchlässigen Fläche des Einzugsgebiets zu ermitteln.

$$Q_{rkrit} = r_{krit} \cdot A_u$$

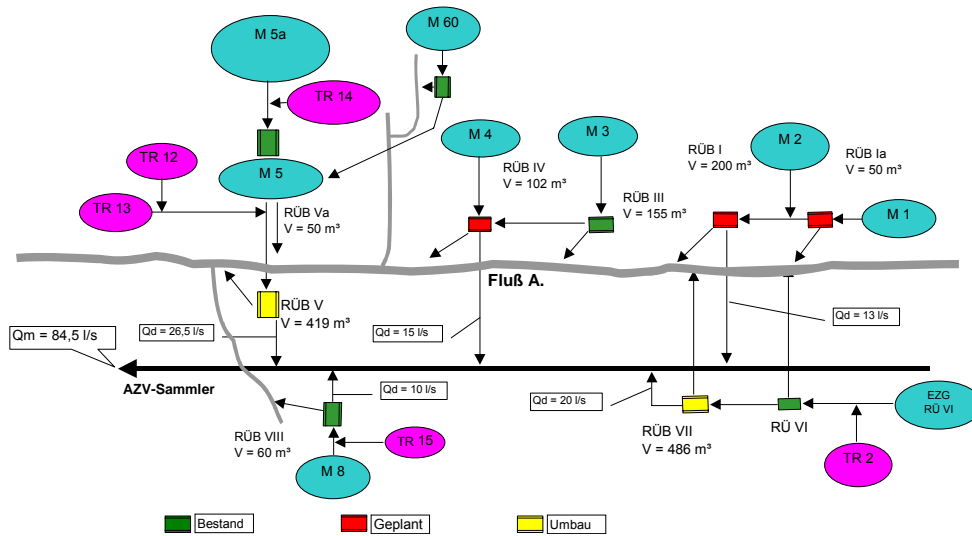
Die kritische Regenspende ist in Abhängigkeit von der Fließzeit zu bestimmen. Bei kurzen Fließzeiten bis zum Regenüberlauf ist in der Regel für die kritische Regenspende $15 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$ anzusetzen.

2.3 Mischwasserbehandlung der Stadt A

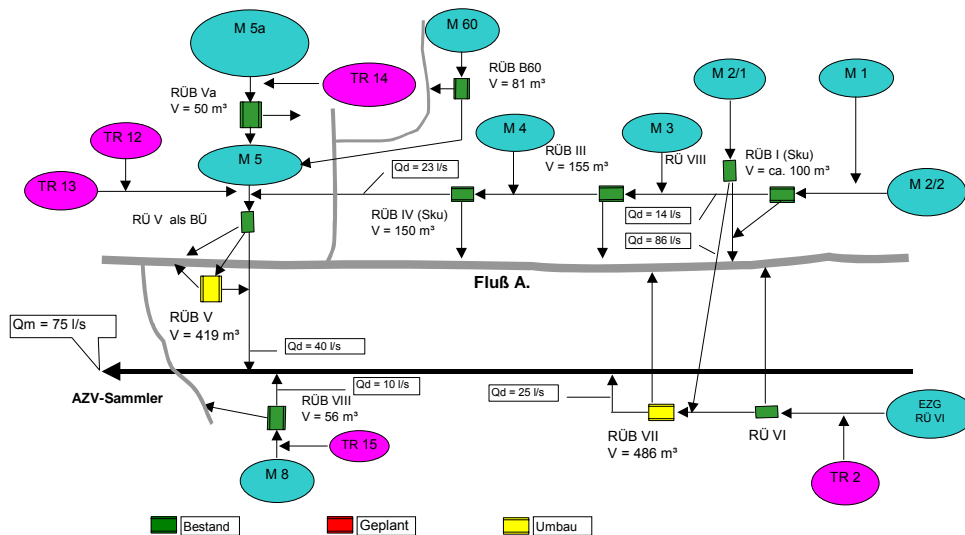
Die Stadt A ist Mitglied in einem Zweckverband. Das Abwasser des Zweckverbands wird in die Kläranlage einer größeren Stadt eingeleitet.

Die Stadt A beauftragte ein Ingenieurbüro (IB), für die Mischwasserbehandlung eine Entwurfsplanung nach den geltenden technischen Regeln zu erstellen.

Stadt A: Entwurf des IB



Stadt A: Vorschlag BKPV



- M = im Mischsystem entwässertes Gebiet
- TR = im Trennsystem entwässertes Gebiet
- BÜ = Beckenüberlauf
- Sku = Stauraumkanal mit untenliegender Entlastung

Im Jahr 1998 hatte das IB einen Entwurf für die Neugestaltung der Mischwasserbehandlung vorgelegt, der folgende Elemente enthielt:

- Bestehende Verhältnisse

Das Gebiet M 2/1 ist dem Regenüberlauf RÜ VIII zugeordnet und das Gebiet M 1 sowie M 2/2 dem Regenüberlauf RÜ I. Der Drosselabfluß vom RÜ I wird zum RÜB III weitergeleitet und der Drosselabfluß vom RÜ VIII zum RÜB VII.

- Entwurf des IB für das RÜB I (Neubau)

Der Entwurf des IB sieht vor, den Regenüberlauf RÜ VIII aufzulassen und das Mischwasser aus dem zugehörigen Einzugsgebiet dem RÜ I zuzuleiten. Anstelle des RÜ I wäre nach der Planung des IB ein Regenüberlaufbecken (RÜB I) mit einem Nutzvolumen von 200 m^3 erforderlich. Die Investitionskosten für das Becken würden nach der Entwurfsplanung 208.000 DM brutto betragen.

- Nach unserem Vorschlag geänderte Entwurfsplanung

Das RÜ VIII verfügt über einen Drosselabfluß Q_d von 92 l/s. Dem RÜ VIII ist eine undurchlässige Fläche A_u von ca. 6 ha zugeordnet. Der Trockenwetterabfluß im Tagesmittel des Einzugsgebietes beträgt 0,7 l/s.

Oberhalb des RÜ VIII liegen keine Regenüberläufe und keine Regenbecken.

Nach A 128 muß daher am RÜ VIII bei einer kritischen Regenspende von 15 l/s ein kritischer Mischwasserabfluß von $[15 \text{ l/s} \cdot \text{ha}] \cdot 6$ ca. 90 l/s weitergeleitet werden. Da auch eine ausreichende Verdünnung des Mischwasser gewährleistet ist, kann der RÜ VIII beibehalten werden.

Für die Behandlung des Mischwassers aus dem Gebiet M 2/2 genügt ein errechnetes Stauraumvolumen von ca. 65 m^3 . Vor dem RÜ I ist ein statisches Kanalvolumen von 100 m^3 vorhanden. Somit steht ein Stauraumkanal mit unterliegender Entlastung zur Verfügung (RÜ I = RÜB I). Ein Beckenneubau ist nicht mehr erforderlich.

- Entwurf des IB für das RÜB I a (Neubau)

Nach den Berechnungen des IB ist der Zulauf zum RÜB I überlastet. Aus hydraulischen Gründen soll daher das Regenüberlaufbecken RÜB Ia mit einem Nutzvolumen von 50 m^3 errichtet werden. Für den Beckenüberlauf ist es erforderlich, einen Ableitungskanal zu einem nahegelegenen Vorfluter zu bauen. Dieser Ableitungskanal quert eine stark befahrene Bundesbahnstrecke. Die Baukosten des Beckens und des Ableitungskanals werden im Entwurf mit 772.000 DM brutto veranschlagt.

- Nach unserem Vorschlag geänderte Entwurfsplanung

Die Stadt A konnte keine sichtbaren Zeichen einer hydraulischen Überlastung feststellen. Vor Ort waren bisher, selbst bei Starkregenereignissen, keine Überflutungen erkennbar. Auf den Bau des RÜB I wird daher vorerst verzichtet.

- Entwurf des IB für das RÜB IV und den Neubau eines Dükers

Nach dem Entwurf ist beabsichtigt, den Regenüberlauf IV durch ein neues Becken mit einem Nutzvolumen von 102 m³ zu ersetzen. Die Kosten hierfür betragen 574.000 DM brutto.

Der Regenüberlauf RÜ V soll künftig nicht mehr genutzt werden. Es ist beabsichtigt, das anfallende Mischwasser, ohne Entlastung durch den RÜ V, dem RÜB V zuzuleiten. Aufgrund der erhöhten Mischwassermenge wäre dann der Bau eines neuen Dükers unter dem Vorfluter erforderlich. Die Investitionskosten hierfür betragen 510.000 DM brutto.

- Nach unserem Vorschlag geänderte Entwurfsplanung

Unsere Berechnungen haben gezeigt, daß im Zulaufkanal des RÜ IV ein statisches Kanalvolumen von 150 m³ zur Verfügung steht (Stauraumkanal; RÜ IV = RÜB IV). Auf den Neubau eines Beckens kann verzichtet werden.

Der Regenüberlauf RÜ V genügt den Anforderungen, die nach dem A 128 an einen Regenüberlauf gestellt werden. Der Bau eines neuen Zulaufdükers ist daher nicht notwendig.

Bei der Mischwasserbehandlungsanlage der Stadt A konnten durch die weitere Nutzung der Regenüberläufe, die Anrechnung vorhandener Speicherräume und den Vergleich der hydraulischen Berechnungen mit den tatsächlichen Verhältnissen ca. 2,6 Mio DM eingespart werden.

2.4 Mischwasserbehandlung der Stadt B

Die Stadt B hatte das Ingenieurbüro X mit der Planung der Mischwasserbehandlung beauftragt.

Entwurf des Ingenieurbüros X von 1995

Das Ingenieurbüro X ermittelte für den Zwischenausbau (Ist-Zustand) ein erforderliches Gesamtvolumen von 2.976 m³ und für den Endausbau (Prognose-Zustand) ein Gesamtvolumen von 3.989 m³. In der Stadt B sind bereits 5 Regenüberlaufbecken vorhanden. Nach dem Entwurf von 1995 war beabsichtigt, 3 neue Regenüberlaufbecken zu errichten und 2 bestehende Becken zu vergrößern.

Das Gesamtvolumen wurde dabei wie folgt aufgeteilt:

	vorhandenes Becken- volumen m ³	rechnerisch erforderliches Beckenvolumen für den Zwischenausbau m ³	rechnerisch erforderliches Beckenvolumen für den Endausbau m ³	geplantes Becken- volumen m ³	Kosten DM
RÜB 1	0	417	500	510	2.740.000
RÜB 2	0	192	204	208	1.320.000
RÜB 3	0	547	565	567	2.550.000
RÜ 3					720.000
RÜB 4	47	46	45		
RÜB 5	753	750	715		
RÜB 6	174	152	500	346	1.070.000
RÜB 7	352	342	341		
RÜB 8	542	530	1.119	577	2.600.000
Gesamt	1.868	2.976	3.989	2.208	11.000.000

Das Ingenieurbüro legte 1999 einen Zwischenbericht zur Planung der Regenentlastungen RÜB 1, RÜB 2 und RÜB 3 vor und änderte die Planung gegenüber dem Gesamtentwurf 1995. Am RÜB 1 wurde das vorhandene Speichervolumen der Zulaufkanäle mit einbezogen. Dadurch konnte das eigentliche Beckenvolumen von bisher 510 m³ Inhalt auf 443 m³ reduziert werden. Das RÜB 2 wurde von 208 m³ auf 146 m³ und das RÜB 3 von 567 m³ auf 382 m³ unter Anrechnung des vorhandenen statischen Kanalvolumens verkleinert. An der Bemessung der einzelnen Regenentlastungsanlagen wurde jedoch nichts verändert. Aufgrund der geplanten Gewerbegebietsausweisung in einem Ortsteil wurde außerdem eine Anpassung des RÜB 8 erforderlich.

– Nach unseren Vorschlägen geänderte Planung

Die Stadt B beauftragte den BKPV, die Entwurfsplanung zu begutachten. Es zeigte sich, daß bei richtiger Anwendung des ATV-Arbeitsblattes A 128 ein erhebliches Einsparpotential bestand.

1. Der Fluß S als leistungsstarker Vorfluter (MNQ = 10 m³/s) wurde nicht berücksichtigt.
2. Die mittlere Jahresniederschlagshöhe wurde mit 800 mm zu hoch angesetzt. Nach Auskunft des Deutschen Wetterdienstes beträgt das langjährige Mittel der Niederschläge in den Jahren 1961 bis 1990 nur 696 mm.
3. Der Mischwasserabfluß aus dem Kanalnetz war nicht auf den Kläranlagenzufluß abgestimmt. Die Kläranlage wird derzeit für Stickstoffelimination durch den Bau zusätzlicher Belebungsbecken sowie eines Nachklärbeckens umgerüstet. Der Kläranlagenplanung liegt ein Mischwasserzufluß Q_m von 165 l/s (bisher Q_m = 95 l/s) zugrunde. Für die Bemessung der Mischwasserbehandlungsanlage kann der Mischwasserzufluß aus der Kläranlagenplanung übernommen werden.

4. Die im Entwurf angesetzten Trockenwetterabflüsse Q_{t24} und Q_{tx} waren überhöht. Nach Auswertung der Jahresschmutzwassermengen im Kläranlagenzulauf und der abgerechneten Kanalbenutzungsgebühren ergibt sich ein derzeitiger Trockenwetterabfluß im Tagesmittel Q_{t24} von 16,1 l/s gegenüber 27,8 l/s des Entwurfs. Die Tages Spitze des Trockenwetterabflusses Q_{tx} war im Entwurf mit 50,7 l/s ebenfalls zu hoch angesetzt; richtig wären 30,0 l/s gewesen. Da bereits die Trockenwetterabflüsse für den Ist-Zustand zu hoch waren, haben sich auch überhöhte Werte für den Prognosezustand ergeben.

Wir haben die Mischwasserbehandlung mit den berichtigten Werten erneut berechnet.

Regenüberlaufbecken nach A 128 (Vereinfachtes Aufteilungsverfahren)

Fiktives Gesamtbecken der Stadt B

1 Regelanforderungen				Bauentwurf 95		Tektur 99		BKPV	
Variante:				Ist	Prognose	Ist	Prognose	Ist	Prognose
Eingabe	Vorfluter: Fluß A.	MNQ	m³/s	0,00	0,00	10,00	10,00	10,00	10,00
	Jahresniederschlagshöhe	h_{Na}	mm	800	800	688	688	696	696,0
	Undurchlässige Gesamtfläche	A_u	ha	139,5	192,00	139,50	192,00	139,50	192,00
	Längste Fließzeit im Gesamtgebiet	t_f	min	27,0	26,0	30,0	30,0	27,0	30,0
	Mittlere Geländeneigungsgruppe	NG_m	-	3,00	3,00	2,40	2,50	3,00	2,50
	MW-Abfluß der Kläranlage	Q_m	l/s	94,3	139,0	94,3	165,0	94,3	165,0
	TW-Abfluß, 24h-Tagesmittel	Q_{t24}	l/s	27,8	39,9	22,8	37,4	16,1	25,0
	TW-Abfluß, Tagesspitze	Q_{tx}	l/s	50,7	75,4	45,7	76,9	30,0	51,0
	Regenabfluß aus Trenngebieten	Q_{rT24}	l/s	0,0	0,0	0,0	10,0	0,0	8,0
	CSB-Konzentration im TW-Abfluß	c_t	mg/l	150	150	600	600	600	600
Mittlerer Fremdwasserabfluß	Q_{f24}	l/s	2,8	3,5	1,8	3,0	1,6	3,0	
Berechnung	Auslastungswert der Kläranlage	n	-	1,91	1,88	2,11	2,19	3,26	3,38
	Regenabfluß, 24h-Tagesmittel	Q_{r24}	l/s	66,5	99,1	71,5	117,6	78,2	132,0
	Regenabflußspende	q_r	l/s*ha	0,477	0,516	0,513	0,613	0,561	0,688
	TW-Abflußspende aus Gesamtgebiet	q_{t24}	l/s*ha	0,199	0,208	0,163	0,195	0,115	0,130
	Fließzeitabminderung	a_f	-	0,89	0,90	0,89	0,89	0,89	0,89
	Mittl. Regenabfluß bei Entlastung	Q_{re}	l/s	564	801	573	843	598	884
	Mittleres Mischverhältnis	m	-	20,3	20,1	25,1	22,8	37,1	35,7
	Xa-Wert für Kanalablagerungen	X_a	-	13,2	12,7	12,0	11,7	12,9	11,8
	Einflußwert TW-Konzentration	a_c	-	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
	Einflußwert Jahresniederschlag	a_h	-	0,000	0,000	-0,140	-0,140	-0,130	-0,130
	Einflußwert Kanalablagerungen	a_a	-	0,319	0,336	0,513	0,497	0,412	0,546
	Bemessungskonzentration	c_b	mg/l	791	801	824	814	769	850
	Rechn. Entlastungskonzentration	c_e	mg/l	139	140	134	137	124	127
Regelanforderung:									
Zulässige Entlastungsrate	e_0	%	53,5	52,9	57,4	55,5	68,1	64,6	
Spezifisches Speichervolumen	V_s	m³/ha	21,3	20,8	16,3	15,6	6,9	7,1	
Mindestvolumen	$V_{s,min}$	m³/ha	5,6	5,8	5,5	5,7	4,8	5,0	
Erforderliches Gesamtvolumen	V	m³	2.976	3.989	2.276	3.003	967	1.368	
Für MNQ:Qsx >100									
Zulässige Entlastungsrate	e_0	%	53,5	52,9	59,1	55,9	71,9	66,2	
Spezifisches Speichervolumen	V_s	m³/ha	21,3	20,8	14,8	15,2	4,5	6,1	
Mindestvolumen	$V_{s,min}$	m³/ha	5,6	5,8	5,5	5,7	4,8	5,0	
Erforderliches Gesamtvolumen	V	m³	2.976	3.989	2.068	2.928	671	1.178	
Weitergehende Anforderungen:									
erford. Mindest-Mischverhältnis	$m_{RÜB}$	-	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	
maßgebende Entlastungsrate	e_3	%	53,5	52,9	57,4	55,5	68,1	64,6	
Gesamtvolumen der 1. Ausbaustufe	V_3	m³	2.976	3.989	2.276	3.003	967	1.368	
0,85-fache Entlastungsrate	e_3	%	45,5	45,0	48,8	47,1	57,8	54,9	
zugehöriges Gesamtvolumen	V_3	m³	4.402	5.897	3.580	4.691	2.054	2.771	
Platz freigehalten für 2. Ausbaustufe	V_{rest}	m³	1.427	1.909	1.304	1.688	1.088	1.403	
maßgebendes Volumen:	V_{ges}	m³	2.976	3.989	2.068	2.928	671	1.178	

Nach unseren Berechnungen ist für den Ist-Zustand ein fiktives Gesamtbecken mit einem Volumen von 671 m^3 und für den Prognosezustand ein solches mit einem Volumen von 1.178 m^3 erforderlich.

In den bestehenden Regenüberlaufbecken (1.868 m^3) und den Zulaufkanälen (550 m^3) ist bereits ein Stauraumvolumen von 2.418 m^3 vorhanden. Es besteht daher kein Bedarf, neue Regenüberlaufbecken zu errichten.

Durch die richtige Anwendung des Arbeitsblatts A 128 konnte gegenüber der ursprünglichen Planung auf den Neubau von 3 Regenbecken und die Erweiterung von 2 Regenbecken mit geschätzten Kosten von insgesamt ca. 11.000.000 DM brutto verzichtet werden.

3. Planung und Bemessung von Kläranlagen

Einstufige Belebungsanlagen sind zur Reinigung von kommunalem Abwasser weit verbreitet.

Beim Belebungsverfahren werden Abwasser und Schlamm in einem Becken belüftet und gemischt. Der für die biologischen Abbauprozesse notwendige Sauerstoff wird mit Belüftungseinrichtungen eingebracht. Die Belüftungseinrichtungen dienen gleichzeitig der Durchmischung des Beckeninhalts. Das Abwasser wird durch Mikroorganismen gereinigt, wobei die organischen Stoffe des Abwassers aufgenommen und in verschiedenen Anteilen veratmet bzw. in absetzbare Biomasse übergeführt werden.

Dem Belebungsbecken ist ein Nachklärbecken nachgeschaltet. Dort wird der belebte Schlamm vom gereinigten Abwasser getrennt. Der Schlamm setzt sich ab, und das gereinigte Abwasser wird einem Vorfluter zugeleitet.

Einstufige Belebungsanlagen werden nach dem ATV Arbeitsblatt A 131 bemessen.

Bei der Sanierung und Erweiterung von Kläranlagen müssen Meßergebnisse in ausreichender Anzahl vorhanden sein. Sind die Werte aus der Eigenüberwachung nicht genügend aussagefähig, so sind weitere Meßreihen durchzuführen. Es ist darauf zu achten, daß die unterschiedlichen Proben (z.B. 2-Stunden Mischprobe, 24-Stunden Proben) bei der statistischen Auswertung nicht vermischt werden.

Wenn Industriebetriebe wegfallen, kann die Ausbaugröße einer Kläranlage bei der Sanierung und Ertüchtigung häufig reduziert werden (z.B. hinsichtlich der Stickstoffelimination). Dadurch können oft erhebliche Investitions- und Betriebskosten eingespart werden.

3.1 Entwurf des ATV Arbeitsblatts A 131

Im April 1999 ist der Gelbdruck (Entwurf) des ATV Arbeitsblatts A 131 zur Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen erschienen.

Die wesentlichen Unterschiede zwischen dem neuen und dem alten A 131 sind:

- Liegen die Temperaturen des Abwassers in den Monaten Mai bis Oktober über 12 °C, kann als Bemessungstemperatur für die **Denitrifikation** 12 °C (bisher 10 °C) gewählt werden, wenn nachgewiesen wird, daß mit dem zur Verfügung stehenden Volumen des Belebungsbeckens eine **Nitrifikation** mit flexibler Betriebsführung bei einer Abwassertemperatur von 10 °C möglich ist. Flexible Betriebsführung bedeutet, daß der Beckenteil für die Denitrifikation in der kalten Jahreszeit auch zur Nitrifikation verwendet werden kann. Gegenüber den bisherigen Regelungen ergibt sich durch die Anhebung der Bemessungstemperatur auf 12 °C für die Stickstoffelimination ein kleineres Volumen des Belebungsbeckens.
- Nach dem neuen A 131 ergibt sich eine günstigere Denitrifikationskapazität. Im Vergleich zu den bisherigen Bemessungsansätzen führt dies zu kleineren Beckenvolumina. Dies gilt insbesondere bei der vorgeschalteten Denitrifikation, da schon bei kleinen Volumenanteilen V_D/V_{BB} ⁶ eine beträchtliche Nitratelimination erzielbar ist.
- Der Sauerstoffbedarf für den Kohlenstoffabbau wird nach dem neuen ATV A 131 geringer. Dies hat zur Folge, daß sich der Leistungsbedarf der Gebläseeinrichtungen verringert.
- Das neue A 131 läßt eine um 50 l/(m² · h) höhere Schlammvolumenbeschickung der Nachklärung zu. Um den Trockensubstanzgehalt und den dadurch bedingten CSB im Ablauf horizontal durchströmter Nachklärbecken niedrig zu halten, ist eine Schlammvolumenbeschickung (qsv) kleiner als 500 l/(m² · h) einzuhalten (bisher 450 l/(m² · h)).

Für vorwiegend vertikal durchströmte Nachklärbecken ist eine Schlammvolumenbeschickung $qsv \leq 600 \text{ l/(m}^2 \cdot \text{h)}$ einzuhalten.

Die höhere Schlammvolumenbeschickung führt zu einer geringeren Oberfläche des Nachklärbeckens.

3.2 Kläranlage der Stadt C

Die Kläranlage der Stadt C wurde für eine Ausbaugröße von 20.000 EW_{BSB5} bemessen.

Die Anlage besteht aus folgenden Anlageteilen:

Rechen (RE)

Sandfang (SF)

Vorklärung (VK)

Scheibentauchkörper (STK)

Zwischenklärbecken (ZK)

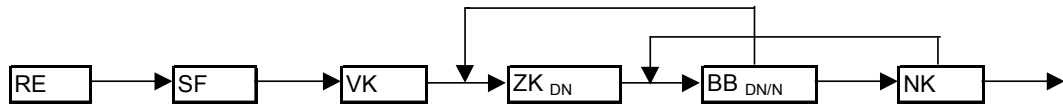
Belebungsbecken (BB)

Nachklärbecken (NK)

⁶ V_D = Volumenanteil für die Denitrifikation

V_{BB} = Volumen des gesamten Belebungsbeckens

Im Jahr 1995 wurde der Scheibentauchkörper wegen seines schlechten Zustands außer Betrieb genommen. Die Anlage wird seit Anfang 1995 als Anlage mit Rechen, Sandfang, Vorklärung, Nitrifikation mit vorgeschalteter Denitrifikation, chemischer Phosphorelimination und Nachklärung betrieben.



Die mechanische Vorreinigung besteht aus einem Rechen ($d = 3,3 \text{ cm}$), aus einem Sandfang und dem Vorklärbecken. Das Vorklärbecken hat ein Volumen von 193 m^3 .

Nach der Planung von 1982 wurde ein Belebungsbecken mit 593 m^3 für 20.000 EW gebaut. Da sich seitdem die Reinigungsanforderungen erheblich geändert haben, wurde das Verfahren von Nitrifikation auf Nitrifikation und Denitrifikation umgestellt. Um den Anforderungen gerecht zu werden, wird die ehemalige Zwischenklärung (203 m^3) als vorgeschaltete Denitrifikation genutzt.

Über die Rezirkulation wird nitrathaltiger belebter Schlamm aus dem Ablauf des Belebungsbeckens (593 m^3) in den Zulauf der vorgeschalteten Denitrifikation zurückgeführt. Mittels des externen Kreislaufes wird der eingedickte Schlamm des Nachklärbeckens dem Zulauf des nachgeschalteten Oxidationsbeckens zugeführt.

Die Funktion des Belebungs- und Nachklärbeckens kann trotz der relativ guten Schlammbedingungen unter den derzeitigen Betriebsbedingungen nach A 131 nicht nachgewiesen werden.

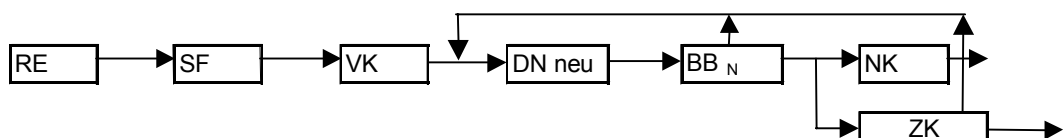
Einige Anlagenteile, insbesondere Rechen, Belüfter und MSR-Technik, müssen aufgrund ihres Zustands dringend erneuert werden.

Die Stadt C hat daher das Ingenieurbüro Z mit der Planung der Kläranlage beauftragt.

– Geplante Maßnahme des Ingenieurbüros

Das Ingenieurbüro Z hat die Belastung der Kläranlage durch Auswertung der Betriebstaugbücher und weitere Meßreihen neu ermittelt. Dabei stellte sich heraus, daß unter Berücksichtigung von Reserven für Bau- und Gewerbegebiete eine Ausbaugröße von 12.000 EW ausreichend ist.

Das Ingenieurbüro Z hat für die Sanierung der Kläranlage fünf Varianten erstellt. Es hat dem Stadtrat zunächst die Variante 5 empfohlen. Diese Variante sieht den Neubau eines Denitrifikationsbeckens mit einem Volumen von 490 m^3 vor. Die Zwischenklärung kann bei Bedarf als zusätzliche Nachklärung genutzt werden.

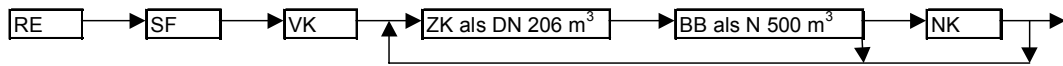


– Geänderte Entwurfsplanung

Im April 1999 ist der Gelbdruck des A 131 erschienen. Das Ingenieurbüro Z hat den Entwurf auf der Grundlage des neuen A 131 überarbeitet. Vor allem die Bemessungstemperatur von 12 °C und die günstigere Denitrifikationskapazität haben sich vorteilhaft auf die Bemessung der Kläranlage ausgewirkt. Auf den Neubau von Becken konnte verzichtet werden.

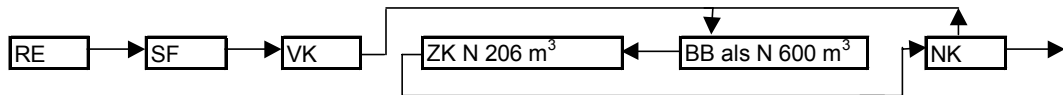
Es ist zu unterscheiden zwischen Sommer- und Winterbetrieb

– Sommerbetrieb



Das vorhandene Zwischenklärbecken wird als Denitrifikationsbecken genutzt. Das Volumen des bestehenden Belebungsbeckens wird durch einen geringfügigen Aufstau von 593 m³ auf 600 m³ vergrößert.

– Winterbetrieb



Im Winterbetrieb wird das bestehende Zwischenklärbecken als nachgeschaltetes aerobes Becken (Nitrifikation) ohne Belüftung betrieben. Das Belebungsbecken wird soweit mit Sauerstoffüberschuß belüftet, daß im nachgeschalteten Zwischenklärbecken kein anoxisches Milieu entsteht.

Es konnte nachgewiesen werden, daß sowohl der Sommer- als auch der Winterbetrieb den Regelungen des A 131 (Gelbdruck) entspricht.

Gegenüber der Variante 5 (Neubau eines Denitrifikationsbeckens) konnten Investitionskosten von ca. 1 Mio DM brutto eingespart werden.

4. Schlußbetrachtung

Bei der Planung von Abwasserentsorgungsanlagen ist die Untersuchung mehrerer Varianten ebenso wichtig wie die richtige Anwendung der technischen Regelwerke. Die Bemessungsparameter sind sehr gewissenhaft durch Auswertung von Meßreihen und statistischen Aufzeichnungen zu ermitteln. Bei der Planung sind das Kanalnetz und die Kläranlage als Einheit zu betrachten und aufeinander abzustimmen. Der Prüfungsverband ist zu Beratungen gerne bereit.