

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Gewässerschutz bei Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation

Robert Fenz

Band 174 - Wien 2002

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Band 174

Gewässerschutz bei Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation

Robert Fenz

Herausgeber
Prof. Dipl.Ing. Dr. H. Kroiß
Technische Universität Wien
Institut für Wassergüte
und Abfallwirtschaft

Dissertationsschrift zur Erlangung des akademischen Grades
eines Doktors der technischen Wissenschaften
an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen



Institut für Wassergüte
und Abfallwirtschaft
TU- Wien

Karlsplatz 13 / 226
1040 Wien

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Karlsplatz 13/226; 1040 Wien
Tel: + 43 1 58801 - 22611
Fax: + 43 1 58801 - 22699
Mail: iwag@iwag.tuwien.ac.at

Alle Rechte vorbehalten.
Ohne Genehmigung der Herausgeber ist es nicht gestattet,
das Buch oder Teile daraus zu veröffentlichen
© Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft TU-Wien, 1999

Druck: Riegelnik
1080, Piaristengasse 19

ISSN 0279 - 5349
ISBN 3 - 85234 - 065 - 9

Vorwort

Dieser Band der Wiener Mitteilungen fußt auf der Dissertation von Dr. Robert Fenz, die es sich zum Ziel gesetzt hat, die Wechselwirkung zwischen Kanalnetz und Gewässer zu analysieren um daraus Schlüsse für die Entlastungskonzepte von Mischkanalnetzen zu entwickeln.

Der notwendige Schutz der Gewässer vor den Einflüssen von Regenentlastungen ist sowohl in Österreich als auch international ein Gegenstand umfangreicher Forschungsvorhaben und daraus entstehender Diskussionen, aus denen Regelwerke von Fachorganisationen entstehen. Nachdem relativ hohe Investitionssummen erforderlich sind, um den jeweiligen „Stand der Technik“ in die Praxis umzusetzen, lohnt es sich immer wieder, die Sinnhaftigkeit und die gewählte Vorgangsweise bei der Umsetzung von Entlastungskonzepten einer kritischen Überprüfung zu unterziehen. Die Frage nach der Begründung des Standes der Technik auf wissenschaftlicher Basis leidet darunter, dass Wertentscheidungen erforderlich sind, um das „Notwendige“ vom „Wünschenswerten“ und allenfalls vom „Überflüssigen“ zu unterscheiden.

Die vorliegende Arbeit von Herrn Fenz ist in engem Zusammenhang mit der Entwicklung einer Emissionsverordnung für Mischwasserentlastungen nach dem WRG 1959 i.d.g.F. zu sehen, für die das Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft einen entsprechenden Forschungsauftrag an das Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft vergeben hat. Die Dissertation verfolgt das Ziel das aktuelle internationale Wissen um die Zusammenhänge zwischen Regenentlastung und Gewässerschutz nach wissenschaftlichen Gesichtspunkten zu ordnen und danach verschiedene Vorstellungen über einen ausreichenden Gewässerschutz mit den dazu erforderlichen Kosten der technischen Umsetzung zu verknüpfen. Dabei werden gewisse Eckpunkte des Gewässerschutzes wie z.B. die Vermeidung akuter Beeinträchtigung der Fischpopulationen durch Ammoniak und Sauerstoffmangel vorausgesetzt.

Für die Praxis besonders relevant ist die Entwicklung von Methoden zur Entscheidungsfindung, was bei der Beurteilung der Auswirkung der stochastischen Phänomene keine triviale Aufgabe darstellt. In der Zwischenzeit wurden u.a. auf der Basis der Arbeiten von Herrn Fenz Entwürfe für eine Emissionsverordnung und ein dazugehöriges Regelblatt des ÖWAV entwickelt. Mit diesem Band soll die Hintergrundinformation der Fachwelt zugänglich gemacht werden.

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit stellt sich die Aufgabe, Grundlagen für die Festlegung von Emissions- und Immissionsanforderungen bei der Bemessung von Regenentlastungsanlagen in Mischkanalisationen darzustellen. Die Festlegung von Anforderungen läuft in einem Prozess ab, in dem Wertvorstellungen, naturwissenschaftliche Erkenntnis, technische Möglichkeiten, wirtschaftliche Überlegungen und die Einbindung in ein Rechtssystem in vielfacher Wechselbeziehung zueinander stehen. In der Arbeit wird einerseits der Beitrag verdeutlicht, den die verschiedenen Bereiche im Entscheidungsfindungsprozess leisten können bzw. müssen, andererseits aber auch gezeigt, wo die Grenzen ihrer Aussagekraft liegen. Im Folgenden werden einige zentrale Aussagen dieser Arbeit zusammengefasst.

Technisch wäre es möglich, den gesamten Mischwasserabfluss zu speichern und einer Abwasserreinigungsanlage zuzuführen, es wäre aber sehr teuer. Die im „Emissionsfall“ unabhängig vom empfangenden Gewässer gestellten Mindestanforderungen sind daher ein Resultat von Kosten-Nutzen-Überlegungen. Bisher wurden Mischwasserentlastungen in Österreich gewöhnlich nach den Vorgaben des ÖWAV Regelblattes 19 (ÖWAV, 1987) oder des ATV Arbeitsblattes A-128 (ATV, 1992) bemessen. Mit dem darin verlangten Ausmaß der Mischwasserbehandlung werden die Emissionen von Schwermetallen, Rohabwasser und abfiltrierbaren Stoffen aus der Siedlungsentwässerung im Vergleich zu einer Mischkanalisation, in der keine Mischwasserbehandlung existiert, signifikant reduziert. Es ist daher sinnvoll auch zukünftig emissionsorientierte Mindestanforderungen für Mischwasserentlastungen vorzugeben.

Sind Vermeidungsmaßnahmen an der Quelle, wie z.B. eine möglichst geringe Flächenversiegelung oder die Vermeidung von potentiellen Schadstoffquellen, erschöpft (bzw. wird deren Kosten/Nutzen-Verhältnis als zu ungünstig erachtet), so lassen sich die entlasteten Mischwassermengen am kostengünstigsten durch eine Kombination von Maßnahmen reduzieren. Dazu gehören unter anderem die Versickerung von gering verunreinigten Niederschlagsabflüssen, die Erhöhung der Kläranlagenkapazität für Niederschlagsabflüsse und die Erhöhung der Speicherkubatur im Kanalnetz. Die Kostenvergleichsrechnungen haben vor allem gezeigt, dass eine Erhöhung des Wirkungsgrades der Mischwasserbehandlung in vielen Fällen kostengünstiger durch eine Erhöhung der Kläranlagenkapazität als durch eine Erhöhung des Speichervolumens im

Kanal erreicht werden kann.

Eine generelle Verschärfung der bislang gebräuchlichen Mindestanforderungen (ÖWWV Regelblatt 19, ATV Arbeitsblatt A-128) erscheint aufgrund des damit verbundenen Kosten/Nutzen Verhältnisses nicht sinnvoll, obwohl das Ausmaß der Mischwasserspeicherung mit $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Au}}$ (= 1,5 mm Niederschlag) gemessen an den anfallenden Niederschlagsmengen als eher gering anzusehen ist.

Werden für die Mischwasserbehandlung maximal zulässige Entlastungsraten e_0 oder Mindestwirkungsgrade der Weiterleitung η vorgegeben, dann sollte für Entwässerungsnetze mit geringer Besiedlungsdichte und/oder hoher Jahresniederschlagshöhe ein geringerer Wirkungsgrad der Mischwasserbehandlung verlangt werden als in Gebieten mit hoher Besiedlungsdichte und/oder geringer Jahresniederschlagshöhe. Die abgestufte Festlegung des geforderten Wirkungsgrades erscheint zweckmäßig, da das Kosten/Nutzen-Verhältnis von Maßnahmen der Mischwasserbehandlung mit geringer werdender Besiedlungsdichte und mit steigender Jahresniederschlagshöhe deutlich ungünstiger wird, und die spezifische Oberflächenverschmutzung mit steigender Besiedlungsdichte zumindest tendenziell zunimmt.

Bei neu zu errichtenden Kanalisationen sind Regenüberläufe nach dem Konzept der kritischen Regenspende mit $r_{\text{krit}} = 15 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ auszulegen. In bestehenden Netzen sollte aber anhand von Kosten-Nutzen-Überlegungen geprüft werden, ob eine Anpassung von Regenüberläufen, die nicht nach dem Konzept der kritischen Regenspende bemessen wurden, an den „Stand der Technik“ sinnvoll ist.

Auf die Gesamtemissionen von Nährstoffen in Oberflächengewässer haben Maßnahmen der Mischwasserbehandlung einen vernachlässigbar kleinen Einfluss. In Bezug auf Schwermetallemissionen in Oberflächengewässer ist ein höherer Nutzen erzielbar, eine deutliche Reduktion der Schwermetallemissionen in Oberflächengewässer ist aber nur durch Maßnahmen an der Quelle erreichbar.

Im „Immissionsfall“ ist vor allem festzulegen, welcher Zielzustand angestrebt wird. In Bezug auf Ammoniaktoxizität oder Sauerstoffdefizit bedeutet dies, dass entschieden werden muss, welche Sicherheit gegenüber toxischen Wirkungen, verursacht durch Mischwasserentlastungen, verlangt wird. Denkbar ist die Festlegung von toxischen Schwellkonzentrationen (Mortalität nach menschlichem Ermessen ausgeschlossen) oder die Forderung, zumindest den

langfristigen Fortbestand der Biozönose zu sichern. Auch bei nicht-toxischen Auswirkungen der Mischwasserentlastungen auf die Biozönose, etwa Verluste durch Drift, ist eine Bewertung erforderlich, ab wann das Maß der festgestellten Veränderung der Biozönose einen Handlungsbedarf auslöst.

Das Schadensausmaß extremer Einzelereignisse hängt von der Größe, Dauer und Häufigkeit der Ereignisse ab. Belastungen bei Trockenwetter beeinflussen wesentlich die Ausgangsbedingungen im Gewässer und damit auch die Auswirkungen des Mischwasserereignisses auf das Gewässer. Vielfach werden daher Maßnahmen zur Reduktion der Belastung bei Trockenwetter notwendig sein um negative Auswirkungen von Mischwasserentlastungen auf die Gewässergüte zu vermeiden.

Mischwasserentlastungen sind vielfach an urban beeinflussten Gewässern angeordnet. Die Identifizierung der mischwasserbedingten Effekte ist in diesen Fällen oft schwierig, weil die Mischwassereinleitungen nur eine unter vielen Gewässerbelastungen sind und bei den meisten Vorflutgewässern in Österreich nicht die dominierende.

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG	1
2	VORGANGSWEISE	4
3	VERGLEICH DER ANFORDERUNGEN IN DEN EU-STAA TEN	9
3.1	Bemessung der Regenüberläufe nach dem Verdünnungsprinzip	12
3.2	Bemessung der Regenüberläufe nach dem Konzept der „kritischen Regenspende“	14
3.3	Bemessung der Regenüberläufe anhand der Überlaufhäufigkeit	16
3.4	Zusammenfassung der Unterschiede der verschiedenen Konzepte	18
4	NUTZEN UND KOSTEN VON MASSNAHMEN IM EMISSIONSFALL	20
4.1	Verschmutzung des Regen- und Mischwasserabflusses	20
4.2	Wirksamkeit von Speicherbecken zur Reduktion von Schmutzfrachten	22
4.2.1	Auswirkung der zeitlichen Variabilität der Konzentrationen der Abwasserinhaltsstoffe auf die Wirkung von Speicherbecken	26
4.2.2	Wirksamkeit von Absetzbecken unter Berücksichtigung der Absetzbarkeit der Schmutzstoffe	30
4.3	Wirksamkeit von Abkoppelungen in Bezug auf die aus der Mischkanalisation entlasteten Schmutzfrachten	36
4.4	Einfluss der Kläranlagenkapazität auf die aus der Mischkanalisation entlasteten Schmutzfrachten	42
4.5	Beurteilung der Wirkung von Maßnahmen in Bezug zu den Gesamtemissionen in Fließgewässer	50
4.5.1	Nährstoffe	50
4.5.2	Schwermetalle	53
4.6	Kosten der Regenwasserbehandlung	63
4.6.1	Kosten von Regenüberlaufbecken	63
4.6.2	Kosten für dezentrale Regenwasserversickerung:	67
4.6.3	Kosten auf der Kläranlage	68
4.7	Vergleich der in Österreich gebräuchlichen Richtlinien (ÖWAV-Regelblatt 19, ATV-Arbeitsblatt A-128)	72
4.7.1	Bemessung der Regenüberläufe	72
4.7.2	Bemessung der Regenüberlaufbecken	74
4.8	Mindestanforderungen - Vorschläge unter Berücksichtigung der Verhältnisse in Österreich	81

5	GEWÄSSERBEZOGENE ANFORDERUNGEN	90
5.1	Allgemeines	90
5.2	Sauerstoff	91
5.2.1	Ergebnisse von Untersuchungen zur Toxizität von Sauerstoffdefiziten	91
5.2.2	Festlegung von Grenzwerten für kurzfristige Belastungen	93
5.2.3	Abgrenzung von Immissionsfällen	101
5.2.4	Ereignisspezifische Schmutzfrachten	107
5.2.5	Maßnahmen im Immissionsfall	109
5.3	Ammoniaktoxizität	112
5.3.1	Zusammenfassung von Untersuchungen zur Ammoniaktoxizität	112
5.3.2	Festlegung von Grenzwerten für NH ₃ -N	117
5.3.3	pH-Wert im Gewässer bei Mischwasserbelastung	120
5.3.4	Maßnahmen im Immissionsfall	123
5.4	Beeinflussungen der Biozönose durch die hydraulische Belastung	128
5.4.1	Ergebnisse verschiedener Untersuchungen	128
5.4.2	Abgrenzung von Immissionsfällen	132
5.4.3	Maßnahmen im Immissionsfall	137
5.5	Beeinflussungen der Biozönose durch stoffliche Belastung	139
5.6	Ökologische Funktionsfähigkeit	140
5.7	Fallbeispiel Untersuchungsgebiet Stooberbach	145
5.7.1	Beschreibung des Gebietes	145
5.7.2	Abschätzung der Gefahr von mischwasserbedingten Sauerstoffdefiziten und akuter Ammoniaktoxizität	147
5.7.3	Ökomorphologie - Hydrologie	151
5.7.4	Limnologische Untersuchungen	152
5.7.5	Fischökologie	153
5.7.6	Chemisch- physikalische Parameter	154
5.7.7	Gesamtbeurteilung	154
5.7.8	Anpassung an den Stand der Technik - Aufteilung des Regenüberlaufbeckenvolumens	155
6	SCHLUSSFOLGERUNGEN UND VORSCHLÄGE	158
6.1	Mindestanforderungen	158
6.2	Gewässerbezogene Anforderungen	163
7	ANHANG	168
7.1	Mindestanforderungen des Entwurfs der AEV Mischwasser	168
7.2	Anmerkungen zu den Mindestanforderungen	169
8	LITERATUR	171

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1:	Zeitliche und räumliche Skala der Auswirkungen von Einleitungen in ein Fließgewässer (nach Lijklema et al., in House et al., 1993)	3
Abbildung 2-1:	Einflussfaktoren im Entscheidungsprozeß für Maßnahmen der Siedlungswasserwirtschaft (im gegebenen Fall im Bereich der Mischwasserableitung), angeregt durch Kroiß (1999).	4
Abbildung 3-1:	Grundsätzliche Konzeption der Mischwasserableitung in Großbritannien	13
Abbildung 3-2:	Verbleib des Mischwassers (in % des in der Kanalisation abfließenden Niederschlagswassers) in einer Mischkanalisation, die entsprechend der üblichen Anforderungen in Großbritannien bemessen wurde.	14
Abbildung 3-3:	Grundsätzliche Konzeption der Mischwasserableitung in Österreich	15
Abbildung 3-4:	Verbleib des Mischwassers (in % des in der Kanalisation abfließenden Niederschlagswassers) in einer Mischkanalisation, die entsprechend der üblichen Anforderungen in Österreich bemessen wurde.	16
Abbildung 3-5:	Grundsätzliche Konzeption der Mischwasserableitung in den Niederlanden	17
Abbildung 3-6:	Verbleib des Mischwassers (in % des in der Kanalisation abfließenden Niederschlagswassers) in einer Mischkanalisation, die entsprechend der üblichen Anforderungen in den Niederlanden bemessen wurde.	18
Abbildung 4-1:	Reduktion des entlasteten Mischwasservolumens in Abhängigkeit vom spezifischen Regenüberlaufbeckenvolumen	23
Abbildung 4-2:	Relative Reduktion der entlasteten Mischwasservolumina in Abhängigkeit vom Volumen des Regenüberlaufbeckens	23
Abbildung 4-3:	Anteil des Niederschlagabflusses, der in Abhängigkeit vom spezifischen Speichervolumen und von der Jahresniederschlagshöhe entlastet wird.	24
Abbildung 4-4:	Relative Reduktion der Überlaufdauer D und der Überlaufhäufigkeit N in Abhängigkeit vom Volumen des Regenüberlaufbeckens	25
Abbildung 4-5:	Unterschiedlich stark ausgeprägte Spülstöße näherungsweise dargestellt durch die Potenzfunktion $SF = W^a$	27
Abbildung 4-6:	Speicherbare Schmutzfracht in Abhängigkeit von der Größe des Beckens und vom Ausmaß des Spülstoßes	29
Abbildung 4-7:	Absetzkurven der partikulären Mischwasserinhaltsstoffe („gut“ und „schlecht“ absetzbares Mischwasser; in Anlehnung an Hübner, 1997)	31
Abbildung 4-8:	Wirkungsgrad eines Durchlaufbeckens in Bezug auf die abfiltrierbaren Stoffe bei gut absetzbarem Mischwasser im Vergleich zur reinen Speicherwirkung (ohne Berücksichtigung allfälliger Spülstöße)	34
Abbildung 4-9:	Reduktion der jährlichen Entlastungsvolumina in Abhängigkeit vom Abkoppelungsgrad versiegelter Flächen vom Kanalnetz	36
Abbildung 4-10:	Reduktion der Überlaufdauer und -häufigkeit in Abhängigkeit vom Abkoppelungsgrad versiegelter Flächen vom Kanalnetz	37
Abbildung 4-11:	Reduktion der jährlichen Entlastungsvolumina und -dauer in Abhängigkeit vom Mischwasserzufluss zur Kläranlage	42

Abbildung 4-12: Relative Reduktion der jährlichen Entlastungsvolumina, der Überlaufdauer und -häufigkeit in Abhängigkeit vom Mischwasserzufluss zur Kläranlage bei 2 verschiedenen Regenüberlaufbeckenvolumina	43
Abbildung 4-13: Zunahme der Sicherheit gegen kurzfristige Stoßbelastungen in einer Belebungsanlage mit steigendem Schlammalter ($V_N/V_{BB} = 50\%$) in Abhängigkeit von der Temperatur	47
Abbildung 4-14: Zunahme der Sicherheit gegen kurzfristige Stoßbelastungen in einer Belebungsanlage mit steigendem Schlammalter ($V_N/V_{BB} = 75\%$) in Abhängigkeit von der Temperatur	48
Abbildung 4-15: Spezifische Kosten von Regenüberlaufbecken	63
Abbildung 4-16: Kosten/Nutzen-Kurve für Regenüberlaufbecken in Bezug auf die Reduktion der Entlastungsvolumina und der entlasteten Schmutzfracht (abfilt. Stoffe). Das Regenüberlaufbeckenvolumen variiert von 50 m^3 bis 4.000 m^3 .	65
Abbildung 4-17: Kosten/Nutzen-Kurve für Regenüberlaufbecken in Bezug auf die Reduktion der Entlastungsvolumina, der entlasteten Schmutzfracht (abfiltrierbaren Stoffe) und der Überlaufdauer	65
Abbildung 4-18: Zusätzliche spezifische Kosten (€ pro % reduzierter Entlastungsmenge bzw. -fracht) bei schrittweiser Erweiterung um $5\text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$.	66
Abbildung 4-19: Spezifische Kosten für Nachklärbecken (Bohn, 1993)	70
Abbildung 4-20: Abminderung der kritischen Regenspende in Abhängigkeit von der Fließzeit im Kanalnetz	73
Abbildung 4-21: Bemessungsdiagramm aus dem ATV Arbeitsblatt A-128	76
Abbildung 4-22: Einfluss des Verhältnisses zwischen durchschnittlichem Trockenwetterabfluss und stündlichem Spitzenabfluss auf das Regenüberlaufbeckenvolumen nach A-128	78
Abbildung 4-23: Einfluss der Besiedlungsdichte auf das spezifische Regenüberlaufbeckenvolumen im ÖWAV-Regelblatt 19 und im ATV-Arbeitsblatt A-128	80
Abbildung 4-24: Einfluss der Jahresniederschlagshöhe auf Abflussvolumina (V_{Qr} in m^3) und Entlastungsvolumina (V_{Qe} in m^3)	82
Abbildung 4-25: Entlastungsrate e_0 in Abhängigkeit von der Regenabflussspende $l/(\text{s}\cdot\text{ha})$ und der Jahresniederschlagshöhe (mm) bei einem spezifischen Regenüberlaufbeckenvolumen von $15\text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Au}}$.	83
Abbildung 4-26: Anpassung der zulässigen Entlastungsrate an die lokale Jahresniederschlagshöhe	84
Abbildung 5-1: Grenzwerte für O_2 -Konzentrationen in Salmonidengewässern und in Cyprinidengewässern in Abhängigkeit von der Dauer der Belastung und deren Wiederkehrhäufigkeit in Dänemark (Hvitved-Jacobsen, 1984 in House et. al., 1993)	94
Abbildung 5-2: Geschwindigkeitsbeiwerte (K_2) für den physikalischen Sauerstoffeintrag in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit und der Wassertiefe ($I = 0,4\%$).	96

Abbildung 5-3: Auswirkung eines Regenereignisses auf den O ₂ -Gehalt im Petersbach (die obere Linie zeigt den pH-Wert, die untere den O ₂ -Gehalt)	105
Abbildung 5-4: Auswirkung eines Regenereignisses auf den O ₂ -Gehalt im Krottenbach (die obere Linie zeigt den pH-Wert, die untere den O ₂ -Gehalt)	106
Abbildung 5-5: Mittlere Ereignis-CSB-Konzentration und spezifische CSB-Fracht (pro min) in Abhängigkeit in Abhängigkeit von der Abflussmenge (Geiger, 1984)	107
Abbildung 5-6: Mittlere Ereignis-CSB-Konzentration in Abhängigkeit in Abhängigkeit von der Abflussmenge (Geiger, 1984)	108
Abbildung 5-7: Abhängigkeit der NH ₃ -N-LC ₅₀ Konzentrationen vom pH-Wert (EPA, 1999)	114
Abbildung 5-8: Abhängigkeit der NH ₃ -N-LC ₅₀ -Konzentrationen von der Temperatur (EPA, 1999)	115
Abbildung 5-9: NH ₃ -LC ₅₀ -Konzentrationen für Regenbogenforellen und Bachforellen in Abhängigkeit von der Belastungsdauer	116
Abbildung 5-10: Mortalität junger Bachforellen in Abhängigkeit der NH ₃ -N-Konzentration - Dauer der Belastung: 44 min (Borchardt, 1992)	117
Abbildung 5-11: Grenzwert (mg/l) für NH ₄ -N nach EPA in Abhängigkeit vom pH-Wert. Dieser Wert darf nicht öfter als einmal alle 3 Jahre kurzfristig (1 Stunde) überschritten werden (EPA, 1999).	118
Abbildung 5-12: Mögliche Festlegung von NH ₃ -N-Grenzwerten bei T = 20 °C (eigener Vorschlag)	120
Abbildung 5-13: Einfluss von Mischwasserentlastungen auf den pH-Wert im Krottenbach (die obere Linie zeigt die Leitfähigkeit, die untere den pH-Wert)	123
Abbildung 5-14: NH ₄ -N-Konzentrationen im Gewässer in Abhängigkeit von der Größe des Regenüberlaufbeckens	125
Abbildung 5-15: NH ₄ -N-Konzentrationen im Gewässer in Abhängigkeit von der Größe des Regenüberlaufbeckens	126
Abbildung 5-16: NH ₄ -N-Konzentrationen im Gewässer in Abhängigkeit von der Größe des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage	127
Abbildung 5-17: Überschreitungshäufigkeit von Abflüssen im Gewässer - mit und ohne der Einleitung der Abflüsse von der 2 ha großen versiegelten Fläche	135
Abbildung 5-18: Überschreitungsdauer von Abflüssen im Gewässer - mit und ohne der Einleitung der Abflüsse von der 2 ha großen versiegelten Fläche	136
Abbildung 5-19: Untersuchungsgebiet Stooberbach (Burgenland)	146
Abbildung 5-20: Stickstoff-Tagesganglinie, die für die Berechnungen verwendet wurde	149
Abbildung 5-21: Wirkung einer Umwandlung des bestehenden RÜ in Siegraben in ein RÜB auf die NH ₃ -N-Konzentrationen im Siegrabenbach	156

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3-1:	Überblick über Anforderungen an Mischwasserentlastungen in den EU-Staaten (European Waste Water Group, 1995).	11
Tabelle 4-1:	Konzentrationen (mg/l) im Niederschlagsabfluss in Trennkanalisationen	20
Tabelle 4-2:	Konzentrationen (mg/l) im Niederschlagsabfluss in Mischkanalisationen	21
Tabelle 4-3:	Mittelwerte und Standardabweichungen der relativen Schmutzfracht bei Abflusssumme = 50%, sowie Faktor a der Potenzfunktion $SF = W^a$	28
Tabelle 4-4:	Wirkung von Abkoppelungen versiegelter Flächen bei gleichzeitiger Reduzierung des RÜB-Volumens in dem Ausmaß, dass das entlastete Mischwasservolumen ($\Sigma m^3/a$) in allen Fällen gleich hoch ist.	38
Tabelle 4-5:	Wirkung von Abkoppelungen versiegelter Flächen bei konstantem spezifischem Speichervolumen	39
Tabelle 4-6:	Wirkung von Abkoppelungen versiegelter Flächen bei gleichzeitiger Reduzierung des RÜB-Volumens in dem Ausmaß, dass die Entlastungsrate (e_0) in allen Fällen gleich hoch ist.	40
Tabelle 4-7:	Wirkung einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage bei gleichzeitiger Reduzierung des RÜB-Volumens in dem Ausmaß, dass die Entlastungsrate (e_0) in allen Fällen gleich hoch ist.	43
Tabelle 4-8:	Wirkung einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage bei gleichzeitiger Reduzierung des RÜB-Volumens in dem Ausmaß, dass die Entlastungsrate (e_0) in allen Fällen gleich hoch ist. Das Volumen bei $Q_m = 4 Q_{TWm}$ ist doppelt so groß wie in der vorangegangenen Tabelle	44
Tabelle 4-9:	Wirkung einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage bei gleichzeitiger Reduzierung des RÜB-Volumens in dem Ausmaß, dass einmal die Entlastungsrate e_0 (2. und 4.Spalte) und einmal die Rohabwassermenge (3. und 5.Spalte) gleich hoch wie im Ausgangsszenario (1.Spalte) ist.	45
Tabelle 4-10:	Stickstoffemissionen ausgedrückt in % der jährlichen Emissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren. Der Rückhalt in der Kläranlage wurde zu 80 % bzw. 60 % (Wert in Klammer) angenommen.	51
Tabelle 4-11:	Phosphoremissionen ausgedrückt in % der jährlichen Emissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren (der Rückhalt in der Kläranlage wurde zu 90 % angenommen)	52
Tabelle 4-12:	Die Herkunft einiger Schwermetalle in % des jährlichen Gesamteintrages in das Abwasser	53
Tabelle 4-13:	Schwermetallkonzentrationen ($\mu g/l$) in Niederschlagsabflüssen	54
Tabelle 4-14:	Durchschnittliche Schwermetallkonzentrationen und spezifische Frachten im Oberflächenabfluss	55
Tabelle 4-15:	Schwermetallkonzentrationen im häuslichen Abwasser (Zeßner, 1999)	55

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 4-16:	Rückhaltegrade für Schwermetalle auf biologischen Kläranlagen (Zeßner 1999)	56
Tabelle 4-17:	Emissionen eines Schwermetalls, das zu 20% aus Oberflächenabschwemmungen kommt, in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren, ausgedrückt in % der jährlichen Emissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft. Der Rückhalt in der Kläranlage ist 90 % bzw. 50 % (Wert in Klammer).	58
Tabelle 4-18:	Emissionen eines Schwermetalls, das zu 50% aus Oberflächenabschwemmungen kommt, in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren, ausgedrückt in % der jährlichen Emissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft. Der Rückhalt in der Kläranlage ist 90 % bzw. 50 % (Wert in Klammer).	58
Tabelle 4-19:	Emissionen eines Schwermetalls, das zu 80% aus Oberflächenabschwemmungen kommt, in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren, ausgedrückt in % der jährlichen Emissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft. Der Rückhalt in der Kläranlage ist 90 % bzw. 50 % (Wert in Klammer).	59
Tabelle 4-20:	Einfluss unterschiedlicher kritischer Regenspenden auf die Entlastungsdaten ($Q_m = 10 \text{ l/s}$, $A_{\text{red}} = 10 \text{ ha}$, $q_r = 0,77 \text{ l/s/ha}$, $V_{\text{rüb}} = 200 \text{ m}^3$)	73
Tabelle 4-21:	Wirkung einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage um 50 % bei Anwendung des ATV-Arbeitsblattes A-128 und des ÖWAV-Regelblattes 19 (Annahmen: $150 \text{ l/(EW}\cdot\text{d)}$; 800 mg CSB/l ; Oberflächenabfluss: $4.462 \text{ m}^3/(\text{ha}\cdot\text{a})$; 100 mg CSB/l)	79
Tabelle 4-22:	Jahresniederschlagshöhen (mm) in den Landeshauptstädten so wie in Retz und Altaussee als extreme Beispiele	82
Tabelle 4-23:	Vorschlag für zulässige Entlastungsraten e_o , in Abhängigkeit von der Größe der Besiedlung	84
Tabelle 4-24:	Wirkung einer Erhöhung der Drosselabflüsse von dezentralen Regenüberlaufbecken von $2 Q_t$ auf $6 Q_t$ bei gleichzeitiger Reduktion des spezifischen Volumens von $15 \text{ m}^3/\text{ha}$ auf $3 \text{ m}^3/\text{ha}$.	86
Tabelle 5-1:	Minimale O_2 -Gehalte (mg/l) in Cyprinidengewässern in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung (Foundation for Water Research, 1998)	93
Tabelle 5-2:	Minimale O_2 -Gehalte (mg/l) in Salmonidengewässern in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung (Foundation for Water Research, 1998)	93
Tabelle 5-3:	Kritische a-Werte ($EW/(l/s)$) bezüglich O_2 -Gehalt	101
Tabelle 5-4:	BSB_5 -Konzentration (mg/l) im Gewässer (6 Stunden Mittelwert), die nicht öfter als einmal jährlich überschritten werden darf (Foundation for Water Research, 1994)	102
Tabelle 5-5:	Extreme Niederschläge (mm) in Neustift im Burgenland in Abhängigkeit der Dauer der Regenereignisse und ihrer Jährlichkeit.	110
Tabelle 5-6:	Wirkung von Maßnahmen auf die entlastete CSB-Fracht ($CSB-F_e$): CSB-Konzentration im Mischwasserabfluss: 100 mg/l	110

Tabelle 5-7:	%-Anteil von NH_3 an NH_4 in Abhängigkeit von pH und Temperatur	112
Tabelle 5-8:	Maximal zulässige NH_4 -Konzentrationen (mg/l) in Abhängigkeit von pH-Wert und Temperatur bei einem NH_3 -Grenzwert von 0,10 mg/l	113
Tabelle 5-9:	NH_3 -N Grenzwerte (mg/l) in Salmonidengewässern in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung (Foundation for Water Research, 1998)	119
Tabelle 5-10:	NH_3 -N Grenzwerte (mg/l) in Cyprinidengewässern in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung (Foundation for Water Research, 1998)	119
Tabelle 5-11:	Theoretische pH-Werte im Bach nach Einmischung des Überlaufwassers (Mischverhältnis 1:1) nach Jordan, 1989	122
Tabelle 5-12:	Kenndaten von Untersuchungsgebieten in Deutschland und in der Schweiz, bei denen hydraulisch bedingte Beeinträchtigungen der Biozönose durch Mischwasserentlastungen registriert wurden (Podraza u. Widera, 1998 ¹⁾ ; Fuchs, 1997 ²⁾ ; Fischer, 1998 ³⁾ ; Krejci et al., 1994 ⁴⁾).	129
Tabelle 5-13:	Maximal zulässige Anzahl (1/a) von Geschiebetrieb auslösenden Mischwasserentlastungen in Abhängigkeit von der Verfügbarkeit von Refugialräumen und vom Wiederbesiedlungspotential (Gammeter, 1996)	133
Tabelle 5-14:	Grenzs Schubspannung τ_c für vorherrschendes Einzelkorngefüge	133
Tabelle 5-15:	Wirkung unterschiedlicher Regenüberlauf- und Regenrückhaltebecken-volumina bei einem Drosselabfluss in das Gewässer von $5 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$. Die Fläche A_{red} des fiktiven Modellgebietes beträgt 100 ha.	138
Tabelle 5-16:	Fachgebiete und Kriterien, die gegenwärtig für die Bewertung der ökologischen Funktionsfähigkeit herangezogen werden	141
Tabelle 5-17:	Skalierte Bewertung der ökologischen Funktionsfähigkeit	141
Tabelle 5-18:	Definition des „guten ökologischen Zustandes“ von Fließgewässern in n der EU-Wasserrahmenrichtlinie (EU, 2000)	143
Tabelle 5-19:	pH-Werte im Stooberbach bei Oberpullendorf (Op) und Strebersdorf (Str)	148
Tabelle 5-20:	NH_3 -N-Konzentrationen im Sieggrabenbach unterhalb des RÜB Tschurndorf (Ereignisse mit NH_3 -N-Konzentrationen im Gewässer $> 0,1 \text{ mg/l}$)	150
Tabelle 5-21:	Entlastungsvolumina, Überlaufhäufigkeit und -dauer im bestehenden System	156
Tabelle 5-22:	Entlastungsvolumina, Überlaufhäufigkeit und -dauer im „Sanierungssystem“	157
Tabelle 7-1:	Mindestwirkungsgrade η der Weiterleitung in % der im gesamten Einzugsgebiet der Mischkanalisation anfallenden Schmutzfrachten (BMfLFUW, 2001)	168

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

ARA		Abwasserreinigungsanlage
A_{red}	ha	Befestigte Fläche
ATV		Abwassertechnische Vereinigung (Deutschland)
A_u	ha	Undurchlässige Fläche
b_A	d^{-1}	Zerfallsrate
c_e	mg/l	Konzentration im Entlastungsabfluss
c_T	mol/l	Gesamtkonzentration aller Formen der Kohlensäure
c_{zu}	mg/l	Zulaufkonzentration
D	h	Jährliche Überlaufdauer
D_A	m^2/d	Diffusionskoeffizient des Stoffs A
D_t	mg/l	Sauerstoffdefizit zum Zeitpunkt t
D_x	d^{-1}	Überschussschlammabzugsrate
e_o	%	Jahresentlastungsrate
h_N	mm	Jährliche Niederschlagshöhe
HQ ₁	m^3/s	Hochwasserabfluss, der im Mittel einmal jährlich überschritten wird.
K_A	g/m^3	Monodkonstante des Stoffs A
K_1	d^{-1}	Geschwindigkeitskonstante für den mikrobiellen Abbau der organischen Substanz
K_2	d^{-1}	Geschwindigkeitskonstante für die atmosphärische Belüftung
k_{ST}	$m^{1/3}s^{-1}$	Stricklerbeiwert
LC ₅₀	mg/l	Letale Konzentration, bei der 50 % der Population sterben
MNQ	l/s	Mittlerer jährlicher Niedrigwasserabfluss
N, n	a^{-1}	Jährliche Überlaufhäufigkeit
η	%	Wirkungsgrad der Weiterleitung
OW		Oberflächenabfluss
ÖWAV		Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
P	mg/(l·h)	Sauerstoffproduktion durch Photosynthese
P_f	g/m^2	Makrophytenbiomasse
q_r	l/(s·ha)	Regenabflusspende
Q_d	l/s	Drosselabfluss
Q_e	l/s	entlasteter Mischwasserabfluss
Q_f	l/s	Fremdwasserabfluss
Q_G	l/s	Gewässerabfluss

SYMBOL- UND ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

Q_m	l/s	Mischwasserzufluss zur Kläranlage
Q_{tx}	l/s	Stündlicher Spitzenabfluss bei Trockenwetter
Q_{t24}	l/s	Trockenwetterabfluss im Tagesmittel
Q_{TWm}	l/s	durchschnittlicher Trockenwetterabfluss = Q_{t24}
Q_{TWs}	l/s	Trockenwetterabfluss in der Tagesspitze
Q_{krit}	l/s	Kritischer Mischwasserabfluss
Q_{rkrit}	l/s	Kritischer Regenabfluss
r_{ab}	l/(s·ha)	Regenabflussspende
r_{krit}	l/(s·ha)	Kritische Regenspende
R	mg/(l·h)	Sauerstoffverbrauch durch Atmung der Pflanzen
RÜ		Regenüberlauf
RÜB		Regenüberlaufbecken
S	mg/l	Gehalt an abbaubarer organischer Substanz
SF	-	Schwankungsfaktor der Stickstofffracht
SF_{ARA}	kg	Jahresschmutzfracht im Regenwasser d. Kläranlagenablaufs
SF_e	kg	Entlastete Jahresschmutzfracht
SF_r	kg	Jahresschmutzfracht im Regenabfluss
SF_{ST}	-	Sicherheitsfaktor gegen Stoßbelastungen
SW		Schmutzwasserabfluss
μ_A	d ⁻¹	Wachstumsrate der Nitrifikanten
μ_c	%	Konzentrationswirkungsgrad
μ_{max}	d ⁻¹	Maximale Wachstumsrate
γ	g/m ³	Dichte der Biomasse im Biofilm
t_A	h	Aufenthaltszeit im Speicherbecken
TS_{BB}	g/l	Belebtschlamm Trockensubstanz
t_{TS}	d	Schlammalter
V_{BB}	m ³	Belebungsbeckenvolumen
V_N	m ³	Belüftetes aerobes Belebungsbeckenvolumen
V_{Qe}	m ³	im Jahresmittel entlastete Mischwassermenge
V_{Qr}	m ³	Regenabflusssumme eines Jahres
V_s	m ³	Spezifisches Speichervolumen
X_A	-	Spitzenbeiwert zur Berücksichtigung der Kanalablagerungen
Y_A	g/g	Ertragskoeffizient

1 EINLEITUNG

In Mischwasserkanalisationen treten bei Niederschlag Abflüsse auf, die mehr als das 100-fache des Abflusses bei Trockenwetter betragen können. Da es eindeutig unwirtschaftlich wäre die Kläranlage auf solche Maximalabflüsse auszulegen, werden im Kanalnetz Entlastungsbauwerke (Regenüberläufe) angeordnet. Dadurch wird der Zufluss zur Kläranlage begrenzt und die darüber hinausgehende Wassermenge in die Gewässer eingeleitet. Um die Gewässerbelastung zu reduzieren, die aus Mischwasserentlastungen resultiert, wird in vielen Fällen zusätzliches Speichervolumen im Kanalnetz geschaffen (meistens in der Form von Regenüberlaufbecken). Dadurch wird ein Teil des Mischwasserabflusses nach Regenende der Kläranlage zugeführt. Technisch wäre es möglich, dieses Speichervolumen so groß zu wählen, dass der gesamte Mischwasserabfluss in der Kläranlage biologisch gereinigt wird. In den Niederlanden, wo aufgrund der topographischen Verhältnisse Kanalvolumen im großen Ausmaß als Stauraum aktiviert werden kann, gibt es vereinzelt Mischwasserkanalisationen, in denen es keine Entlastungen in Gewässer gibt (European Waste Water Group, 1995). Abgesehen von solchen Ausnahmefällen wird aber die Behandlung des gesamten Mischwasserabflusses als wirtschaftlich nicht sinnvoll und ökologisch nicht notwendig angesehen. Die Frage nach dem erforderlichen Mindestmaß an Mischwasserspeicherung und -behandlung wird sehr unterschiedlich beantwortet, wie ein Vergleich der Anforderungen in den einzelnen EU-Staaten zeigt (siehe Kapitel 3).

Die in Österreich bisher zur Bemessung von Regenentlastungsanlagen in Mischkanalisationen verwendeten Richtlinien bzw. Regelblätter - das ÖWAV Regelblatt 19 (ÖWAV, 1987) und das ATV-Arbeitsblatt A-128 (ATV, 1992) - basieren auf einer Emissionsbetrachtung. Der geforderte Mindeststandard wird (weitgehend) unabhängig vom unmittelbar betroffenen Gewässer festgelegt. Das Ausmaß der geforderten Behandlungsmaßnahmen ergibt sich aus Kosten/Nutzen-Abwägungen. Durch diese Vorgangsweise werden an alle Mischkanalisationen einheitliche Anforderungen gestellt. Das Emissionsprinzip zielt entsprechend dem Vorsorgeprinzip darauf ab, die Gewässer jeweils so zu schützen, wie dies nach dem technischen Stand möglich bzw. unter Berücksichtigung des damit verbundenen Aufwands sinnvoll erscheint.

Bei abflussschwachen Fließgewässern ist zu prüfen, ob weitergehende Anforderungen notwendig sind, um eine Beeinträchtigung des unmittelbar von

der Mischwasserentlastung betroffenen Gewässerabschnitts zu vermeiden. In der „Allgemeinen Abwasseremissionsverordnung“, einer Durchführungsverordnung zum österreichischen Wasserrechtsgesetz, ist festgelegt, dass *die Mischkanalisation unter Berücksichtigung der Forderung der Erhaltung der ökologischen Funktionsfähigkeit des betroffenen Gewässers bemessen und betrieben werden muss*. Aber auch im Immissionsfall ist das Sanierungsziel das Ergebnis von Kosten-Nutzen Abwägungen, da die Erhaltung der ökologischen Funktionsfähigkeit des Gewässers nur ein öffentliches Interesse neben anderen (z.B. Hochwasserschutz, Energiegewinnung) darstellt. Außerdem wird das Gewässer auch durch zahlreiche andere Faktoren (z.B. Regulierung, Uferbewuchs, diffuse Belastungen) beeinflusst, so dass bei vielen abflussschwachen Gewässern eine Erhaltung oder Wiederherstellung der ökologischen Funktionsfähigkeit mit Maßnahmen bei Mischwasserentlastungen alleine gar nicht erreichbar ist.

In Abbildung 1-1 sind mögliche Wirkungsmechanismen von Niederschlagswassereinleitungen zusammengefasst. Sie erstrecken sich von kurzfristigen Auswirkungen, die auf den unmittelbar betroffenen Gewässerabschnitt begrenzt sind, bis zu chronischen Beeinträchtigungen, die das gesamte Gewässersystem (bis zum Meer) betreffen. Die problemorientierte Wahl von Maßnahmen zur Reduzierung der negativen Auswirkungen von Mischwasserentlastungen hängt also wesentlich von der Festlegung der Grenzen des betrachteten Systems ab. Die Wirkungen der Mischwasserentlastungen auf ein Gewässer müssen außerdem im Zusammenhang mit anderen Einwirkungen auf das Gewässer gesehen werden. Dies gilt sowohl für den unmittelbar betroffenen Gewässerabschnitt, als auch für das Gesamtsystem. Ob etwa die Eutrophierung des Schwarzen Meeres durch eine Reduktion der Mischwasserentlastungen merklich reduziert werden kann, lässt sich nur beantworten, wenn das Ausmaß der Nährstoffemissionen aus Mischwasserentlastungen in Relation zu den gesamten Nährstoffemissionen (inklusive der diffusen Quellen) in die Oberflächengewässer gesetzt wird. Für den von der Mischwasserentlastung unmittelbar betroffenen Gewässerabschnitt wiederum stellt sich z.B. die Frage, ob eine Veränderung der Biozönose in erster Linie durch Mischwasserentlastungen oder aber durch andere Eingriffe, etwa in die Gewässermorphologie, bedingt ist.

Die kombinierte Berücksichtigung von Emissionsprinzip und Immissionsprinzip ist auch ein Kernelement der EU-Wasserrahmenrichtlinie (EU, 2000). Mit dem „kombinierten Ansatz“ ist gemeint, dass sich die beiden Prinzipien gegenseitig

ergänzen, wobei das jeweils strengere Konzept anzuwenden ist. Die vorliegende Arbeit stellt sich die Aufgabe, Grundlagen für die Festlegung von technisch, wirtschaftlich und ökologisch sinnvollen Emissions- und Immissionsanforderungen an Mischwasserentlastungen darzustellen und unter Berücksichtigung der Verhältnisse in Österreich zu diskutieren.

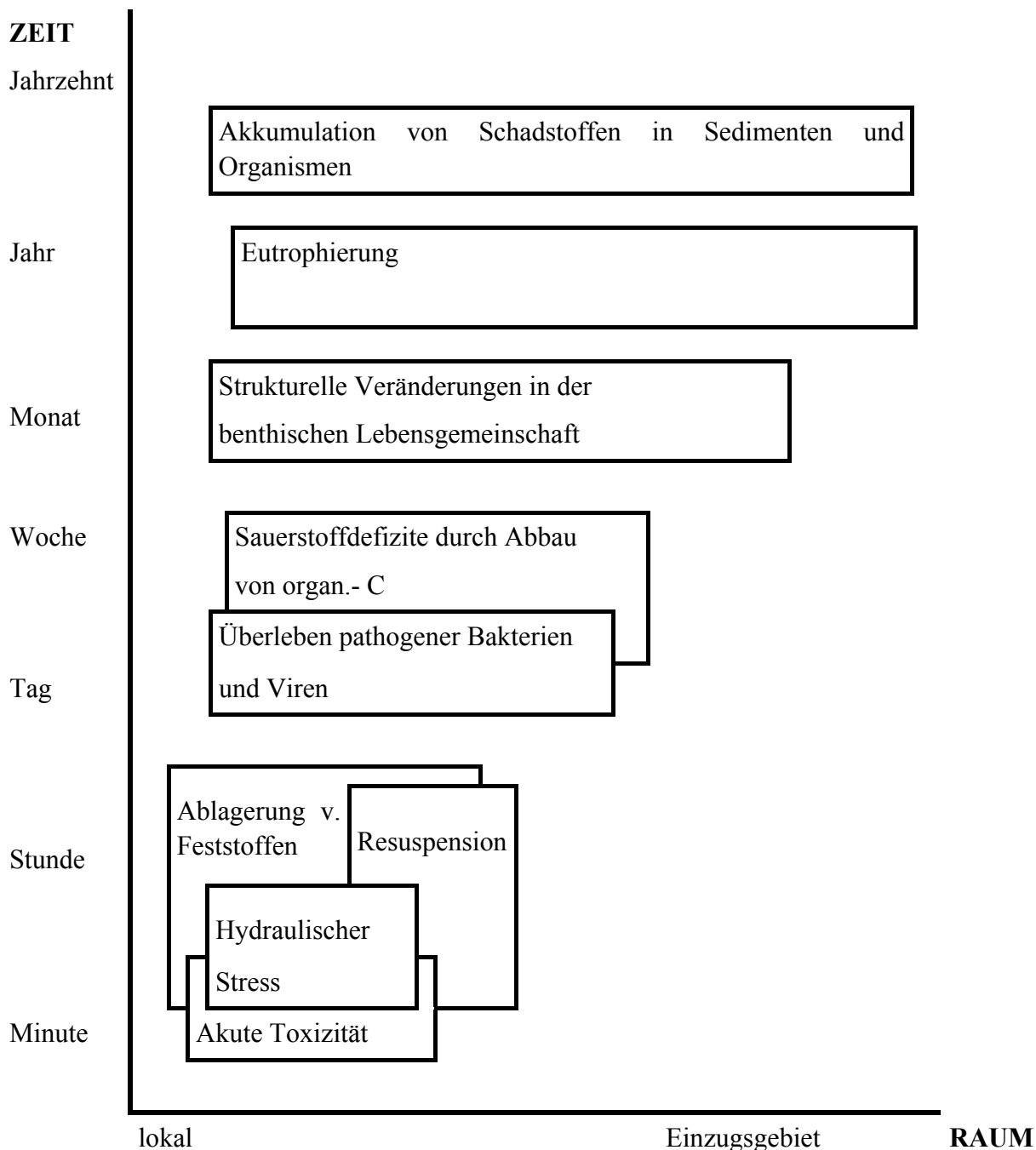


Abbildung 1-1: Zeitliche und räumliche Skala der Auswirkungen von Einleitungen in ein Fließgewässer (nach Lijklema et al., in House et al., 1993)

2 VORGANGSWEISE

Die Entscheidung für Maßnahmen im Umweltschutz läuft in einem sehr dynamischen System ab, in dem Wertvorstellungen, naturwissenschaftliche Erkenntnis, technische Möglichkeiten, wirtschaftliche Überlegungen und die Einbindung in ein Rechtssystem in vielfacher Wechselbeziehung zueinander stehen.

In der vorliegenden Arbeit werden diese Wechselbeziehungen in Bezug auf Maßnahmen zur Reduktion der Auswirkungen von Mischwasserentlastungen dargelegt und diskutiert. Es soll einerseits der Beitrag verdeutlicht werden, den die verschiedenen Bereiche im Entscheidungsfindungsprozess leisten können bzw. müssen, andererseits soll aber auch klar gezeigt werden, wo die Grenzen ihrer Aussagekraft liegen.

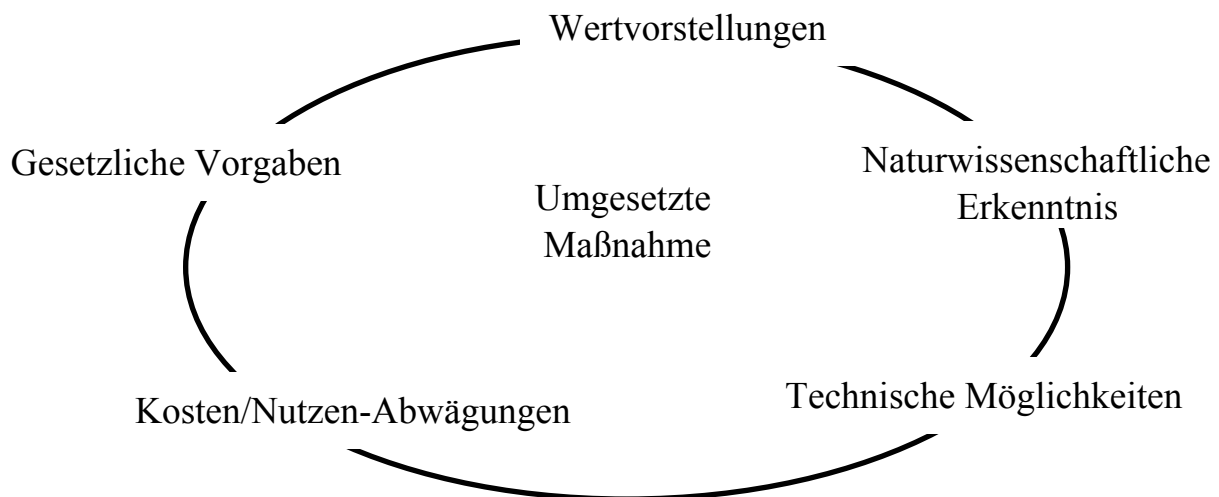


Abbildung 2-1: Einflussfaktoren im Entscheidungsprozess für Maßnahmen der Siedlungswasserwirtschaft (im gegebenen Fall im Bereich der Mischwasserableitung), angeregt durch Kroiß (1999).

Es ist unabdingbare Voraussetzung für die Wahl der geeigneten Umweltschutzmaßnahme, dass die Probleme, welche gelöst oder reduziert werden sollen, analysiert werden (Naturwissenschaftliche Erkenntnisse). Von den mischwasserrelevanten Problembereichen wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit in erster Linie auf folgende Aspekte eingegangen:

- Die Nährstoffbelastung des Schwarzen Meeres hat sich in den letzten Jahren vervielfacht und diese Erhöhung der Belastung ist mit einer Verschlechterung

der Wasserqualität einhergegangen (Fleckseder, 1999). Es bestehen aber noch erhebliche Wissenslücken, da eindeutige Zusammenhänge zwischen der Nährstoffbelastung und dort auftretenden Güteproblemen vielfach fehlen. Mit Hilfe von Stoffbilanzen wird in der vorliegenden Arbeit der Anteil der Mischwasserentlastungen an der Nährstoffgesamtbelastung der Gewässer abgeschätzt.

- Untersuchungen zeigen, dass es unterhalb von Mischwasserentlastungen zu einer Akkumulation von potentiellen Schadstoffen, insbesondere Schwermetallen, in Gewässersedimenten und in Organismen (Bascombe et al., 1990) kommen kann. Auch für Schwermetalle gilt aber, dass eindeutige Zusammenhänge zwischen der Belastung der Sedimente und auftretenden Güteproblemen fehlen. Mit Hilfe von Stoffbilanzen wird in dieser Arbeit der Beitrag der Mischwasserentlastungen an den Schwermetallemissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft abgeschätzt.
- Ein für den Bereich der Mischwasserentlastungen ganz wichtiger Bestandteil der (natur)wissenschaftlichen Arbeit ist die Erforschung der Auswirkungen von erhöhten Ammoniakkonzentrationen, von Sauerstoffdefiziten oder von hydraulischem Stress auf Organismen in Fließgewässern. Im Rahmen dieser Arbeit wird versucht, die Zusammenhänge zwischen der Mischwassereinleitung und der akuten Wirkung im Gewässer anhand von Messungen bzw. Untersuchungen an österreichischen Gewässern darzustellen und unter Berücksichtigung von Hinweisen aus der Literatur zu diskutieren.
- Die Erfassung des Gewässerzustands im anthropogen unbeeinflussten Zustand ist eine notwendige Basis um die Auswirkungen anthropogener Einflüsse quantifizieren zu können. Da es aber einen anthropogen völlig unbeeinflussten Zustand nicht gibt, muss definiert werden, welcher Zustand als „anthropogen unbeeinflusst“ bezeichnet wird. Im zweiten Schritt müssen dann die entscheidenden Belastungsfaktoren, die die Differenz zwischen dem Ist-Zustand und dem „anthropogen unbeeinflussten“ Zustand verursachen, bestimmt werden, um daraus einen eventuellen Handlungsbedarf in der Siedlungsentwässerung ableiten zu können.

Für die Bearbeitung ist es ganz wichtig festzustellen, dass die (naturwissenschaftliche) Problemanalyse zuerst einmal nur eine wertfreie Darlegung von Zusammenhängen sein kann bzw. sein muss. Die Erkenntnis etwa, dass ein betrachteter Gewässerabschnitt nicht einem anthropogen

unbeeinflussten Zustand entspricht, kann, muss aber nicht als ein Umweltproblem eingestuft werden, das einen Handlungsbedarf auslöst. Wissenschaftlich kann der Einfluss der Mischwasserentlastung auf den aktuellen Gewässerzustand nur „beschrieben“ werden.

Technische Maßnahmen zur Reduktion der festgestellten Auswirkungen von Mischwasserentlastungen können einen sehr breiten Rahmen abdecken:

- im Einzugsgebiet (Entsiegelung, Versickerung, Trennung der Wässer bei ihrer Erfassung, Maßnahmen an der Quelle)
- in der Kanalisation (Speicherung, Abflusssteuerung, Fremdwasserreduktion)
- auf der Kläranlage (Erhöhung der Zulaufmenge)
- im Gewässer (Profil-Anpassung, Beschattung, Verbesserung der Sohlstruktur)

Es ist wichtig, dieses breite Spektrum bei der Planung im Auge zu behalten. Ein entscheidender Schritt in diese Richtung wurde in Österreich mit der Erstellung des Leitfadens zu einer „Gesamthaften Entwässerungsplanung“ durch eine Arbeitsgruppe des ÖWAV getan (ÖWAV, 1998). Die Auswahl der geeigneten Maßnahme steht in einem engen Zusammenhang mit gesetzlichen Vorgaben und mit Kosten/Nutzen-Überlegungen. Diese stehen wiederum in einer starken Wechselbeziehung zum Wertempfinden einer Gesellschaft.

Bezüglich der gesetzlichen Vorgaben wurde in der vorliegenden Arbeit nicht von einem konkreten Gesetz bzw. einer konkreten Verordnung ausgegangen. Die Erfahrung der letzten Jahre zeigt auch, dass sich rechtliche Vorgaben, wenigstens im Detail, rasch ändern. Im Wesentlichen gibt es zwei Grundprinzipien, auf denen rechtliche Vorgaben im Bereich des Gewässerschutzes basieren. Es sind dies das Emissionsprinzip und das Immissionsprinzip. In der Regel werden beide Prinzipien berücksichtigt, vielfach sind aber deutlich unterschiedliche Gewichtungen der beiden Prinzipien erkennbar. In Großbritannien etwa liegt das Schwergewicht eindeutig auf immissionsorientierten Anforderungen, die gewässerunabhängigen Mindestanforderungen an Mischwasserentlastungen sind weniger streng als etwa in Österreich (siehe Kapitel 3).

Im österreichischen Wasserrechtsgesetz ist das Vorsorgeprinzip fest verankert, wonach unabhängig vom empfangenden Gewässer der „Stand der Technik“ erfüllt werden muss (Emissionsprinzip). Damit wird dem Verursacherprinzip

und der Forderung nach Wettbewerbsgleichheit am besten entsprochen. Auch in der vorliegenden Arbeit wird vom Vorsorgeprinzip ausgegangen. Die Grundüberzeugung, an Mischwasserentlastungen unabhängig vom empfangenden Gewässer gewisse Mindestanforderungen („Stand der Technik“) zu stellen, wird nicht in Frage gestellt. Gerade in Bezug auf die Mischwasserbehandlung stellt sich aber die Frage, was „Stand der Technik“ eigentlich ist, zumal es technisch ja möglich wäre den gesamten Niederschlagsabfluss biologisch zu reinigen. Es wäre vermutlich besser, den Begriff „Stand der Technik“ durch den Begriff „best available technique“ oder „best available means“ zu ersetzen, weil so zum Ausdruck kommt, dass das Ziel ist, die beste Maßnahme unter Berücksichtigung von Kosten/Nutzen-Überlegungen zu treffen.

Reichen diese Mindestanforderungen nicht aus, um eine gewünschte Qualität des Gewässers zu erreichen, so sind strengere, gewässerbezogene Anforderungen zu stellen. Ab welchem Grad der Veränderung des Gewässers und seines ökologischen Umfeldes eine „Beeinträchtigung“ gegeben ist, die strengere Anforderungen als die Mindestanforderungen erfordert, ist eine Frage, die wiederum nicht rein naturwissenschaftlich beantwortet werden kann, sondern in der Kosten/Nutzen-Überlegungen und Wertempfinden ganz wesentlich mitspielen.

Bei Kosten/Nutzen-Überlegungen werden zwei Fälle unterschieden: Im ersten Fall handelt es sich um reine Kostenvergleichsrechnungen, bei denen der zu erreichende Nutzen vorgegeben ist. Die entlasteten Mischwassermengen lassen sich z.B. durch eine Erhöhung des Speichervolumens im Kanal oder aber auch durch eine Erhöhung der Zulaufmenge zur Kläranlage reduzieren. Ist der Nutzen (Reduktion der Entlastungsmengen) in beiden Fällen gleich, so kann mittels einer Kostenvergleichsrechnung ermittelt werden, welcher Variante der Vorzug gegeben werden sollte.

Schwieriger ist der zweite Fall, die Durchführung von Kosten/Nutzen-Analysen, da der zu erreichende Nutzen nicht vorgegeben ist sondern erst definiert werden muss. Der Nutzen von Maßnahmen kann emissionsseitig als erreichte Reduktion der Emissionen ausgewiesen werden. Immissionsseitig kann die erreichte oder zu erwartende Verbesserung des Gewässerzustandes als Nutzen den Kosten der Maßnahme gegenübergestellt werden. Es ist aber schwer zu ermitteln, ab wann der Nutzen einer Maßnahme die dafür erforderlichen Kosten rechtfertigt, da der Nutzen von immateriellen Gütern kaum in monetären Einheiten messbar ist.

Eine Möglichkeit einer monetären Bewertung des Nutzens wäre die Ermittlung von Kosten für Kompensationen von Umweltschäden, etwa zur Kompensation von reduzierten Fischpopulationen und -fangmengen, oder zur Kompensation von Einbußen im Fremdenverkehr aufgrund von Algenblüten. Eine andere Bewertungsmöglichkeit sind Befragungen, bei denen Bürger angeben, wie viel ihnen eine Verbesserung der Umweltsituation wert ist, bzw. wie viel sie bereit wären dafür auszugeben. Methodisch sind solche Befragungen mit einer Reihe von Problemen verbunden (Bartel u. Hackl, 1994). Es kommt aber darin zum Ausdruck, dass es letztlich eine Frage der Wertvorstellungen ist, ob die mit Maßnahmen des Umweltschutzes verbundenen Kosten getragen werden oder nicht. In den letzten 30 Jahren lag der Anteil der Investitionskosten für die öffentlichen Aufgaben der Abwasserableitung und Abwasserreinigung ziemlich konstant bei 0,5 % des Bruttosozialprodukts.

Bei bisherigen Gewässerschutzmaßnahmen (in der Regel Erstinvestitionen) war eindeutig ein Effekt (Nutzen) erkennbar, da diese zu einer augenscheinlichen Verbesserung der Gewässergüte führten. Daher wurde die Notwendigkeit dieser Maßnahmen akzeptiert. Heute sind die markantesten Beeinträchtigungen der österreichischen Fließgewässer beseitigt. Die Erhaltung bzw. Erneuerung der existierenden Infrastruktur verdeutlicht nicht mehr den Nutzen, den die Maßnahme bringt. Auch eine allfällige Verschärfung der Anforderungen an Abwasserableitungs- und -reinigungssysteme führt nicht mehr zu augenscheinlichen Verbesserungen der Zustände in den Gewässern. Von daher werden die Notwendigkeit für die Erhaltung und/oder eine allfällige Verbesserung der bestehenden Infrastruktur in der Siedlungswasserwirtschaft und die damit verbundenen Kosten zunehmend kritisch hinterfragt.

Auf den Einfluss der Wertvorstellungen im Entscheidungsprozeß wurde bereits mehrfach hingewiesen. Besonders deutlich tritt dies bei konkurrierenden Ansprüchen an ein Gewässer zutage. So war es z.B. bislang allgemeiner Konsens, dass der Hochwasserschutz einer Siedlung es rechtfertigt, dass sich in den betroffenen (regulierten) Gewässerabschnitten keine Biozönose einstellen kann, die dem „anthropogen unbeeinflussten“ Zustand entspricht. Mischwasserentlastungen sind überwiegend an regulierten, urbanisierten Gewässern angeordnet. Die Entscheidung über den gewünschten Grad an „Revitalisierung“ des urbanisierten Gewässers hat einen erheblichen Einfluss auf die Anforderungen an Mischwasserentlastungen.

3 VERGLEICH DER ANFORDERUNGEN IN DEN EU-STAA TEN

Bis in die 60er Jahre dieses Jahrhunderts war es in Deutschland üblich bei allen Regentlastungen ein bestimmtes Verdünnungsverhältnis (Mischverhältnis Regenwasser zu Trockenwetterabfluss) bei Anspringen der Regentlastungen zu fordern. Für den Gewässerschutz wurde es als ausreichend angesehen, wenn der 5 fache Trockenwetterabfluss zur mechanischen Kläranlage geleitet wird. Stärker verdünntes Mischwasser konnte in die Vorfluter entlastet werden. (Krauth, 1990).

1962 wurde von der ATV in der „Vorläufigen Richtlinie zur Bemessung und Gestaltung von Regenüberläufen in Mischwasserkanälen“ vorgeschlagen, bei der Bemessung von Regenüberläufen vom Verdünnungsverhältnis abzugehen. Es wurde die kritische Regenspende ($l/(s \cdot ha_{Ared})$) eingeführt, bei der ein Regenüberlauf frühestens anspringen darf. Dies hat dazu geführt, dass bei Regenüberläufen beträchtlich mehr Mischwasser im Kanal weitergeleitet wird. Eine Erhöhung des Kläranlagenzulaufs auf den kritischen Mischwasserabfluss war und ist aber nicht möglich. Auf den Bau von Speicherbecken vor der Kläranlage wurde (wohl aus Kostengründen) verzichtet, so dass die Entlastungsvolumina vor der Kläranlage zunahm en. Die Verbesserung bei den Regenüberläufen ging mit einer Erhöhung der Gewässerbelastung bei (vor) der Kläranlage einher.

In der ATV-Richtlinie für die Bemessung und Gestaltung von Regentlastungen in Mischwasserkanälen aus dem Jahr 1977, dem ATV-Arbeitsblatt A-128 „alt“ (ATV, 1977), wurde als Zielsetzung festgelegt, die Bauwerke der Regentlastung und Regenwasserbehandlung so zu bemessen, dass von den biologisch abbaubaren Stoffen und den absetzbaren Stoffen des Mischwasserabflusses bei Regen im Jahresmittel etwa 90 % dem Klärwerk einschließlich der biologischen Stufe zugeleitet und dort behandelt werden (ATV, 1977). Mit dieser Richtlinie (bzw. auch der im Jahr 1972 herausgegebenen Richtlinie für Baden-Württemberg und der 1973 herausgegebenen Bodenseerichtlinie) wurde in Deutschland intensiv mit dem Bau von Regenüberlaufbecken begonnen. Die Zielsetzung des A-128 alt wurde aber durch die darin festgelegten Maßnahmen nicht erreicht.

Das überarbeitete ATV-Arbeitsblatt A-128 „neu“ (ATV, 1992) gibt als Zielvorstellung vor, dass über die Entlastungen der Mischkanalisation und über

das in der Kläranlage mitbehandelte Regenwasser maximal so viel Schmutzfracht emittiert werden darf, als mit dem Regenwasser von der Oberfläche abgespült wird. Das Mischsystem soll also (niederschlagsbedingt) nicht schlechter abschneiden als ein Trennsystem.

$$SF_e + SF_{ARA} \leq SF_r$$

SF_e	Entlastete Jahresschmutzfracht aus Mischwasserüberläufen
SF_{ARA}	Jahresschmutzfracht im Regenwasser des Kläranlagenablaufs
SF_r	Von der Oberfläche durch Regen abgespülte Jahresschmutzfracht

Die grundsätzliche Konzeption der Mischwasserentsorgung des alten Arbeitsblattes A-128 wurde aber auch im neuen Arbeitsblatt beibehalten.

Dieser kurze Abriss der Geschichte der Regenwasserbehandlung in Deutschland zeigt, dass sich die Zielvorstellungen im Laufe der Zeit gewandelt haben. Ein Vergleich zwischen den Staaten der Europäischen Union macht deutlich, dass auch heute sehr unterschiedliche Anforderungen an Mischwasserentlastungen gestellt werden.

Tabelle 3-1 gibt einen Überblick über die Anforderungen an Mischwasserentlastungen in den EU-Staaten. Diese Zusammenstellung der grundsätzlichen Konzeption von Mischwassernetzen und der Kriterien für die Bemessung der Entlastungsbauwerke wurde dem Bericht „Stormwater Pollution Control Systems in EU Member States“ der European Waste Water Group (1995) entnommen. In den meisten Staaten der EU ist die Mischwasserkanalisation die dominierende Entwässerungsform. Überwiegend im Trennsystem entsorgt werden die skandinavischen Staaten sowie Griechenland und Portugal.

In fast allen Staaten werden für die Drosselabflüsse von Regenüberläufen konstruktive Vorgaben festgelegt. In den meisten Fällen muss über die Drossel ein bestimmtes Vielfaches des Trockenwetterabflusses weitergeleitet werden. In den deutschsprachigen Ländern darf erst ab Überschreiten einer bestimmten Regenspende ($l/(s \cdot ha_{Ared})$) entlastet werden (Luxemburg hat die deutschen Richtlinien übernommen). Ganz anders ist die Vorgangsweise, die vielfach in den Niederlanden, in Dänemark und in Belgien angewandt wird. Statt konstruktiver Vorgaben wird die Zahl der jährlichen Überlaufereignisse begrenzt. Speichervolumen (im Kanal oder als Regenüberlaufbecken) und Drosselabfluss müssen so festgelegt werden, dass die geforderte Entlastungsfrequenz eingehalten werden kann.

3 VERGLEICH DER ANFORDERUNGEN IN DEN
EU-STAATEN

Tabelle 3-1: Überblick über Anforderungen an Mischwasserentlastungen in den EU-Staaten (European Waste Water Group, 1995).

	% Mischkanal	Q_m (ARA)	Q_d (RÜ)	Speichervolumen
Belgien	70	3-5 Q_{TWm}	5-10 Q_{TWm} $N = 7/a$	$N = 7/a$
Dänemark	45-50	2 Q_{TWs}	5 Q_{TWs} $N = 2-10/a$	$N = 2-10/a$
Niederlande	74	3 Q_{TWs}	5 Q_{TWm} $N = 3-10/a$	$N = 3-10/a$; ca. $70m^3/ha_{Ared}$
Großbritannien	70	3 Q_{TWm}	6-9 Q_{TWm}	$t_A = 2h$ bei 3 Q_{TW}
Irland	70	3 Q_{TWm}	6-9 Q_{TWm}	
Frankreich	75-80	2-3 Q_{TWm}	3 Q_{TWs}	
Griechenland	20	2 Q_{TWm}	3-6 Q_{TWm}	
Italien	60-70	2 Q_{TWm}	5 Q_{TWm}	
Portugal	40-50	2 Q_{TWm}	6 Q_{TWm}	
Spanien	90-95	2 Q_{TWm}	5 Q_{TWm}	
Schweden	25-40	3-4 Q_{TWm}	5-20 Q_{TWm}	
Finnland	10-15	2 Q_{TWs}	6-7 Q_{TWm}	
Luxemburg	80-90	2-3 Q_{TWm}	7,5 - 15 l/(s·ha _{Ared})	10-40 m ³ /ha _{Ared}
Deutschland	67	2 Q_{TWs}	7,5 - 15 l/(s·ha _{Ared})	10-40 m ³ /ha _{Ared}
Österreich	75-80	2 Q_{TWs}	< 15 l/(s·ha _{Ared})	15 m ³ /ha _{Ared}

Q_m	(l/s)	Mischwasserzufluss zur Kläranlage
Q_d	(l/s)	Drosselabfluss bei Regenüberläufen
Q_{TWm}	(l/s)	durchschnittlicher Trockenwetterabfluss
Q_{TWs}	(l/s)	Trockenwetterabfluss (Tagesspitze)
N	(1/a)	jährliche Überlaufhäufigkeit
t_A	(h)	Aufenthaltszeit
A_{red}	(ha)	an Mischkanalisation angeschlossene befestigte Fläche

Für die Bemessung von Regenüberlaufbecken scheint es nur in wenigen Staaten Richtlinien zu geben. In Österreich wird das spezifische Speichervolumen im Wesentlichen fix vorgegeben (15 m³/ha_{Ared}, bei stehenden Gewässern, Badegewässern und kleinen Vorflutern 20-25 m³/ha_{Ared}). In Deutschland erfolgt die Bemessung der Regenüberlaufbecken anhand mehrerer Einflussfaktoren (CSB-Konzentration im Trockenwetterabfluss, Jahresniederschlag, Zufluss zur Kläranlage, Neigung zu Kanalablagerungen). Die spezifische Beckengröße

variiert von 10 – 40 m³/ha_{Ared}. In Großbritannien ist die Aufenthaltszeit im Becken Bemessungsgrundlage.

Die Größe des Bemessungszuflusses Q_m zur Kläranlage scheint in allen Staaten relativ ähnlich zu sein, aber dieser erste Eindruck täuscht. Man muss beim Vergleich genau berücksichtigen, ob durchschnittliche Trockenwetterabflüsse oder Tagesspitzenabflüsse für die Bemessung herangezogen werden. In Großbritannien und in Frankreich wird das 3 fache des durchschnittlichen Trockenwetterabflusses in die Kläranlage geleitet, in Deutschland das doppelte des stündlichen Spitzenabflusses bei Trockenwetter. Auch die Festlegung des durchschnittlichen Trockenwetterabflusses unterliegt größeren Schwankungen. Weiters macht es einen großen Unterschied bei der Bemessung ob der arithmetische Mittelwert aller Tagesabflüsse eines Jahres oder der an 85 % der Tage eines Jahres unterschrittene Tagesabfluss die Grundlage für die Dimensionierung der Kläranlage bildet.

Im Prinzip können die grundlegenden Konzepte für die emissionsbezogene Bemessung von Entlastungsbauwerken in Mischkanalisationen in 3 Gruppen eingeteilt werden, die im Folgenden eingehender verglichen werden.

1. Staaten, in denen Regenüberläufe nach dem „Verdünnungsprinzip“ bemessen werden,
2. Staaten, in denen Regenüberläufe nach dem Konzept der „kritischen Regenspende“ bemessen werden, und
3. Staaten, in denen Regenüberläufe so zu bemessen sind, dass die Zahl der jährlichen Überlaufereignisse einen Grenzwert nicht übersteigt.

Im Rahmen des nachfolgenden Vergleichs wird nicht berücksichtigt, wie weit die angeführten emissionsbezogenen Anforderungen im jeweiligen Land in der Praxis auch tatsächlich umgesetzt werden.

3.1 Bemessung der Regenüberläufe nach dem Verdünnungsprinzip

In den meisten Staaten der EU werden Regenüberläufe nach dem „Verdünnungsprinzip“ bemessen (Großbritannien, Irland, Frankreich, Spanien, Portugal, Italien, Griechenland). Das heißt, es wird eine bestimmte Verdünnung des Trockenwetterabflusses bei Anspringen des Regenüberlaufs gefordert. Die geforderten Verdünnungsverhältnisse schwanken natürlich von Staat zu Staat, die Angaben liegen aber alle in einem Bereich zwischen dem 5 und 10 fachen des durchschnittlichen Trockenwetterabflusses.

Als Beispiel wird Großbritannien herangezogen. Dort wurden Regenüberläufe traditionell so dimensioniert, dass der 6 fache durchschnittliche Trockenwetterabfluss im Kanalnetz weitergeführt wird. Seit den 70er Jahren wird der Drosselabfluss mit Hilfe der so genannten „Formel A“ bemessen:

$$Q_d = Q_{t,24} + 1360 \cdot E + 2 \cdot Q_{i,24}$$

Q_d	erforderlicher Drosselabfluss in l/d
$Q_{t,24}$	durchschnittlicher Trockenwetterabfluss in l/d
$Q_{i,24}$	durchschnittlicher Abfluss aus Industrie in l/d
E	an Kanalisation angeschlossener Einwohner

Regenüberläufe, die nach dieser Formel bemessen wurden, leiten im Durchschnitt etwa das 6-10 fache des durchschnittlichen Trockenwetterabflusses weiter. Kläranlagen werden in Großbritannien traditionell für den 3 fachen durchschnittlichen Trockenwetterabfluss ausgelegt; es ist also nicht möglich den gesamten Drosselabfluss der Regenüberläufe direkt in die Kläranlage zu leiten. Die Differenz zwischen dem zulässigen Kläranlagenzulauf ($3 \cdot Q_{TWm}$) und dem Drosselabfluss der Regenüberläufe (traditionell $6 \cdot Q_{TWm}$) soll in Regenüberlaufbecken großteils gespeichert werden. Das Volumen der Becken wird so dimensioniert, dass die Füllzeit bei einem Zufluss von $3 \cdot Q_{TWm}$ (also der Differenz von Drosselabfluss und Kläranlagenzufluss) mindestens 2 Stunden beträgt. Bei der Planung wird mit einem spezifischen Abwasseranfall von $250 \text{ l}/(\text{E} \cdot \text{d})$ gerechnet. Nimmt man eine Besiedlungsdichte von $100 \text{ E}/\text{ha}_{\text{Ared}}$ an, so ergibt das ein spezifisches Speichervolumen von $6,25 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$.



Abbildung 3-1: Grundsätzliche Konzeption der Mischwasserableitung in Großbritannien

Um abzuschätzen, wie viel des abfließenden Mischwassers bei dieser Konzeption im Jahresmittel entlastet wird, wurde für ein einfaches Modellgebiet eine Langzeitsimulation mit dem Simulationsprogramm KOSIM durchgeführt. Es wurde ein Gebiet mit 1.000 Einwohnern und einer befestigten Fläche von 10 ha angesetzt. Für die Festlegung des Drosselabflusses des RÜ und des Bemessungszuflusses zur Kläranlage wurde mit einem Trockenwetterabfluss von $250 \text{ l}/(\text{E} \cdot \text{d})$ gerechnet, der tatsächlich auftretende Trockenwetterabfluss

wurde mit 150 l/(E·d) angenommen. Der Drosselabfluss des Regenüberlaufs beträgt $6 \cdot Q_{\text{TWm}}$, der Kläranlagenzufluss $3 \cdot Q_{\text{TWm}}$, das sind 8,7 l/s. Das Regenüberlaufbecken hat ein spezifisches Volumen von $6,25 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$. Anhand der Niederschlags/Abflusssimulation unter Verwendung einer einjährigen Niederschlagsreihe mit einem Jahresniederschlag von 774 mm wurde abgeschätzt, dass in diesem Fall etwa 53 % der abfließenden Niederschlagsmenge beim Regenüberlauf (ausgelegt auf $6 \cdot Q_{\text{TWm}}$) entlastet wird. Beim Regenüberlaufbecken vor der Kläranlage werden noch weitere 7 % entlastet. Insgesamt werden also etwa 60 % der abfließenden Niederschlagsmenge entlastet, wobei anzumerken ist, dass angenommen wurde, dass im Kanal kein Speichervolumen vorhanden ist.

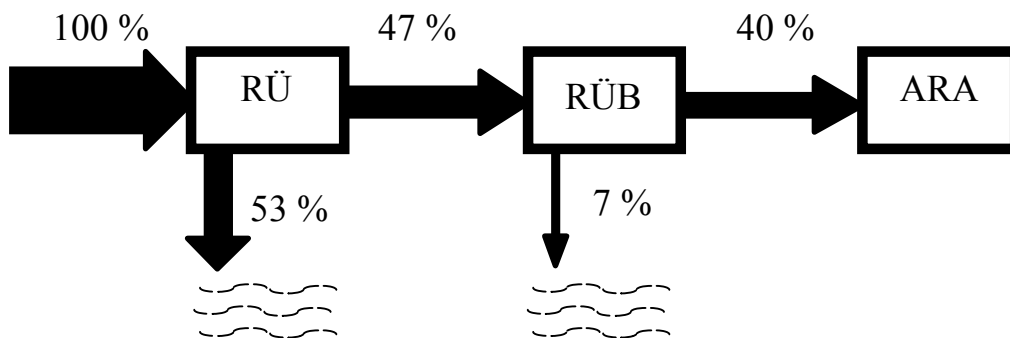


Abbildung 3-2: Verbleib des Mischwassers (in % des in der Kanalisation abfließenden Niederschlagswassers) in einer Mischkanalisation, die entsprechend der üblichen Anforderungen in Großbritannien bemessen wurde.

In den anderen Staaten, in denen Regenüberläufe nach dem Verdünnungsprinzip bemessen werden, sind die Anforderungen vom Prinzip her ganz ähnlich wie in Großbritannien, trotzdem gibt es natürlich Unterschiede bei der Festlegung des Verdünnungsgrades, bei der Festlegung des zulässigen Kläranlagenzuflusses und bei der Bestimmung des Regenüberlaufbeckenvolumens. Im Rahmen dieser Arbeit soll das grundsätzliche Konzept dargelegt werden und in dieser Hinsicht können diese Unterschiede vernachlässigt werden.

3.2 Bemessung der Regenüberläufe nach dem Konzept der „kritischen Regenspende“

Ursprünglich wurden die Regenüberläufe auch im deutschen Sprachraum (Deutschland, Österreich und Schweiz) nach dem Verdünnungsprinzip ausgelegt. Seit den 60er Jahren wurde aber dazu übergegangen die Drosselabflüsse der Regenüberläufe nach dem Konzept der „kritischen

Regenspende“ zu bemessen. Die im Kanalnetz weiterzuleitende Drosselabflussmenge richtet sich dann nach der Größe der an den Kanal angeschlossenen Fläche, da diese für die Größe des Regenabflusses entscheidend ist. Die kritische Regenspende wird mit $15 \text{ l/(s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ festgelegt. Mit zunehmender Fließzeit im Kanalnetz bis zum Regenüberlauf kann die kritische Regenspende etwas abgemindert werden.

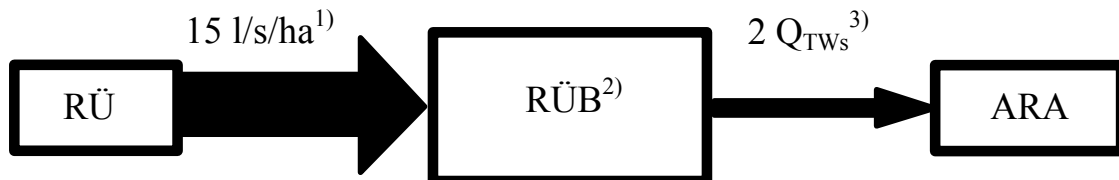


Abbildung 3-3: Grundsätzliche Konzeption der Mischwasserableitung in Österreich

- 1) Das Verhältnis zwischen Drosselabfluss und durchschnittlichem Trockenwetterabfluss beträgt gewöhnlich zumindest 30
- 2) Die spezifischen Regenüberlaufbeckenvolumina liegen zwischen 10 und $40 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$
- 3) Der Kläranlagenzulauf wird gewöhnlich auf den doppelten maximalen stündlichen Trockenwetterabfluss ausgelegt.

Regenüberläufe dienen daher nur zur Entlastung der Abflussspitzen im Kanalnetz. Sie werden in der Schweiz auch als Hochwasserentlastungen bezeichnet. Das Verdünnungsverhältnis zwischen Drosselabfluss und durchschnittlichem Trockenwetterabfluss hängt sehr stark von der Besiedlungsdichte ab, es liegt aber in der Regel über 30, also deutlich höher als in den Staaten, in denen Regenüberläufe nach dem „Verdünnungsprinzip“ bemessen werden. Mit der Einführung der kritischen Regenspende wurde die Anzahl der Überlaufereignisse bei Regenüberläufen deutlich gesenkt ($<30/a$). Der überwiegende Teil des Mischwasserabflusses bleibt im Kanalnetz und wird im weiteren Verlauf in Regenüberlaufbecken teilweise gespeichert. Es hängt dann von den örtlichen Gegebenheiten ab, ob nur bei der Kläranlage ein Regenüberlaufbecken existiert, oder ob zusätzlich zu diesem Becken noch weitere Becken dezentral im Einzugsgebiet angeordnet werden. Das Konzept sieht vor, dass bei Regenüberlaufbecken immer auf ca. den doppelten Trockenwetterspitzenabfluss gedrosselt wird, also auf das Maß des Kläranlagenzulaufes. Die Größe der Regenüberlaufbecken beträgt in Österreich ca. $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ und in Deutschland zwischen 10 und $40 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$. Die Bemessung der Regenüberlaufbecken wird in Kapitel 4.7.2 eingehender beschrieben.

Der deutliche Unterschied zwischen dem Konzept, bei dem Regenüberläufe nach dem Verdünnungsprinzip bemessen werden, und dem Konzept, bei dem Regenüberläufe nach dem Konzept der kritischen Regenspende mit $r_{\text{krit}} = 15 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$ bemessen werden, wird aus dem Vergleich der Abbildung 3-4 mit der Abbildung 3-2 deutlich. Für die Simulation des „österreichischen Kanalnetzes“ wurde dieselbe Niederschlagsreihe verwendet wie für das britische Beispiel (siehe Abbildung 3-2). Es wurde eine kritische Regenspende von $15 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$ und ein spezifisches Regenüberlaufbeckenvolumen von $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ angenommen. Der Kläranlagenzulauf wurde gegenüber dem Beispiel „Großbritannien“ nicht verändert. Auch in diesem Fall wurde angenommen, dass im Kanal kein Volumen aktiviert werden kann. Man erkennt deutlich, dass insgesamt weniger ungereinigtes Mischwasser entlastet wird als etwa in Großbritannien, und dass sich das Schwergewicht der Entlastung von den Regenüberläufen zu den Regenüberlaufbecken verlagert hat. Würde man zusätzlich berücksichtigen, dass Kläranlagen in Österreich in der Regel für größere Mischwasserzuflüsse ausgelegt werden als in Großbritannien, so ergäben sich noch größere Unterschiede beim Prozentsatz des Mischwasserabflusses, der im Jahresmittel zur Kläranlage geleitet wird.

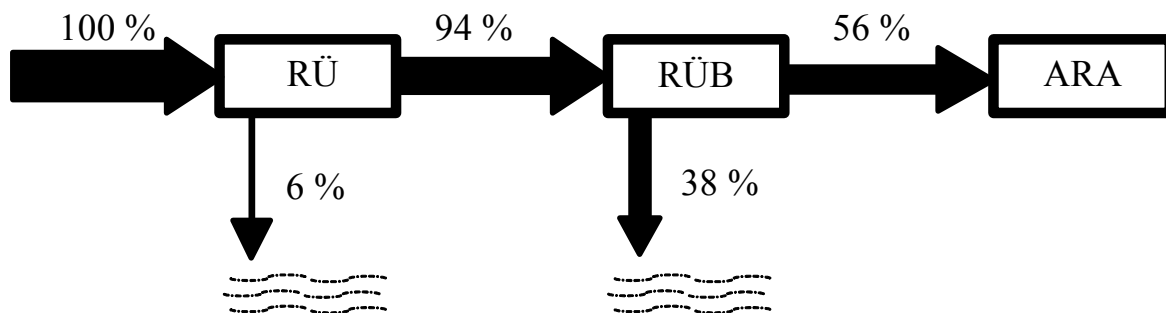


Abbildung 3-4: Verbleib des Mischwassers (in % des in der Kanalisation abfließenden Niederschlagswassers) in einer Mischkanalisation, die entsprechend der üblichen Anforderungen in Österreich bemessen wurde.

3.3 Bemessung der Regenüberläufe anhand der Überlaufhäufigkeit

Wiederum ganz anders ist das grundlegende Konzept in den „flachen“ EU-Staaten Dänemark (teilweise, weil es keine landesweit verbindlichen Richtlinien zur Mischwasserbehandlung gibt), Niederlande und Belgien. Zwar wurden auch dort die Drosselabflüsse der Regenüberläufe traditionell nach dem Verdünnungsprinzip bemessen, es wird aber heute in der Regel verlangt, dass es

bei den Regenüberläufen nur ganz selten im Jahr (< 10 mal) zu einer Entlastung von Mischwasser kommt. Da die Drosselabflüsse nicht sehr groß sind, kann diese Forderung nur dann erfüllt werden, wenn im Kanalnetz ein großes statisches Speichervolumen vorhanden ist. Aufgrund des geringen Gefälles und der dadurch bedingten großen Kanaldurchmesser wird diese Bedingung meistens erfüllt. Am deutlichsten wird der Unterschied zu den Mischwassernetzen in den anderen europäischen Staaten am Beispiel der Niederlande erkennbar. Die Entwässerung erfolgt dort in der Regel zu Pumpwerken, die nur noch die Menge weiterpumpen, die in die Kläranlage geleitet werden kann. Die überschüssige Mischwassermenge wird über Regenüberläufe bei den Pumpwerken entlastet.

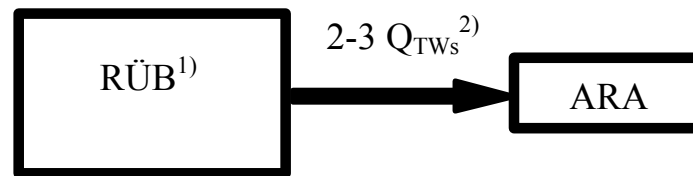


Abbildung 3-5: Grundsätzliche Konzeption der Mischwasserableitung in den Niederlanden

- 1) Das vorhandene Speichervolumen ist überwiegend statisches Kanalvolumen, bei kritischen Gewässerverhältnissen wird aber noch ein zusätzliches Regenüberlaufbecken ($V_s = 20 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$) errichtet.
- 2) Zur Kläranlage wird $Q_{\text{TW}} + 1,4$ bis $2,8 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$ gepumpt.

Die Bemessung erfolgt nach der „Kuiper Graphical Method“, bei der in Abhängigkeit von der Regenabflussspende (Quotient aus dem Regenwasseranteil im Drosselabfluss und der zugehörigen undurchlässigen Fläche) und der zulässigen Überlaufhäufigkeit ($1/a$) das erforderliche Speichervolumen ermittelt werden kann. Für die Simulation wurde wieder die bei den beiden anderen Beispielen angenommene Niederschlagsreihe verwendet. Auch der Kläranlagenzulauf wurde beibehalten. Das spezifische Speichervolumen wurde mit $70 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ angesetzt.

Werden Mischwassernetze entsprechend den niederländischen Richtlinien errichtet, so sind die Überlaufmengen im Vergleich zu den (meisten) anderen europäischen Staaten sehr gering. In der Praxis wird das vorhandene statische Kanalvolumen oft zu hoch angesetzt, so dass die tatsächliche Überlaufhäufigkeit in vielen Fällen über dem in den Richtlinien geforderten Wert liegt (European Waste Water Group, 1995). In den Niederlanden ist ein ganz erhebliches Speichervolumen bereits in den flachen Kanalnetzen enthalten, zusätzlich wird aber bei kritischen Vorfluterbedingungen (extrem langsam fließende Gewässer)

noch ein Regenüberlaufbecken errichtet. Insgesamt ist in den Niederlanden und in Dänemark deutlich mehr Speichervolumen vorhanden bzw. aktivierbar als in allen anderen EU-Staaten.

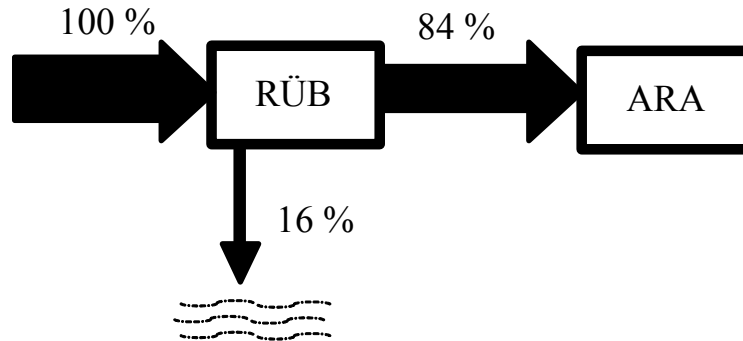


Abbildung 3-6: Verbleib des Mischwassers (in % des in der Kanalisation abfließenden Niederschlagswassers) in einer Mischkanalisation, die entsprechend der üblichen Anforderungen in den Niederlanden bemessen wurde.

3.4 Zusammenfassung der Unterschiede der verschiedenen Konzepte

In den meisten EU-Staaten wird bei den Regenüberläufen bereits ein erheblicher Anteil des Mischwasserabflusses entlastet, da nur das 5 bis 10 fache des durchschnittlichen Trockenwetterabflusses im Kanalnetz Richtung Kläranlage weitergeleitet wird. In den deutschsprachigen und auch in den „flachen“ EU Staaten wird hingegen nur ein geringer Teil des Mischwasserabflusses bei den Regenüberläufen entlastet. In den deutschsprachigen Staaten wird dies dadurch erreicht, dass der Drosselabfluss bei den Regenüberläufen deutlich größer ist als in den anderen Staaten. In Dänemark, Belgien und den Niederlanden wird ein wesentlicher Anteil des Mischwasserabflusses in den meist großen Kanälen vor den Regenüberläufen gespeichert bevor diese anspringen.

Die gezielte Mischwasserspeicherung zur Reduktion der Entlastungsmengen wird in einem sehr unterschiedlichen Ausmaß verwirklicht. In Deutschland wurde sehr viel in den Bau von Regenüberlaufbecken investiert, andere Länder sind in dieser Hinsicht deutlich weniger aktiv. In den „flachen“ Staaten lässt sich Kanalvolumen in einem großen Ausmaß als Speichervolumen aktivieren.

Die Unterschiede in der grundsätzlichen Konzeption der Mischwasserableitung sind zum einen durch geographische (topographische und orographische) Unterschiede bedingt, die sich in der Auslegung der Entlastungsbauwerke der Mischkanalisation niederschlagen. Es wäre völlig unwirtschaftlich im

weitgehend „gebirgigen Österreich“ ähnlich geringe Überlaufhäufigkeiten zu verlangen wie in den flachen Niederlanden. Die niederländische Topographie erlaubt es mit einfachen Mitteln einen Mischwasserrückhalt zu erzielen, der in Österreich in der Regel nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand erreichbar wäre. Die niederländische Topographie macht aber auch höhere Mindestanforderungen notwendig, da die Mischwasserentlastungen generell in flache, langsamfließende bzw. stehende Gewässer entlasten, und auch die Gefahr von Kanalablagerungen in den flachen Kanalnetzen viel größer ist als in einem gebirgigen Land. Zum anderen sind es vermutlich auch unterschiedliche „Wertvorstellungen“, die hinter den unterschiedlichen Anforderungen stehen.

4 NUTZEN UND KOSTEN VON MASSNAHMEN IM EMISSIONSFALL

4.1 Verschmutzung des Regen- und Mischwasserabflusses

Der Niederschlag ist bereits vor dem Auftreffen auf die Oberfläche mehr oder weniger „belastet“, da durch physikalische Transportvorgänge und chemische Reaktionen verschiedene Stoffe aufgenommen werden. Beim Auftreffen des Niederschlages auf die Oberfläche kommt es in der Regel zu einer deutlichen Zunahme der Belastung, wobei die nach dem Auftreffen des Niederschlages auf die befestigte Oberfläche aufgenommenen Stoffe einerseits Verschmutzungen aus der Luft sind (Trockendepositionen auf den befestigten Flächen) und andererseits aus menschlicher Aktivität in der Region (Reifenabrieb, Tropfverluste, Streumaterial, Korrosionsprodukte, Abfall, Abgänge von Tieren,...) resultieren. Vor allem bei stärkeren Regen gelangen zudem über Bodenerosion von nicht befestigten, geneigten Flächen überwiegend anorganische Stoffe in die Kanalisation. Im Mischwasserkanal kommt es außerdem noch zur Vermischung mit dem Schmutzwasser und zur Remobilisierung von Stoffen, die bei Trockenwetterabfluss abgelagert oder in Biofilmen (Sielhäuten) aufgenommen worden waren.

In den folgenden Tabellen sind beobachtete Konzentrationen in Trenn- (Tabelle 4-1) und Mischwasserkanalisationen (Tabelle 4-2) aus der Literatur (Borchardt, 1997, verändert und ergänzt) zusammengestellt. Es fällt auf, dass die Spannweite der Werte sowohl innerhalb der Einzeluntersuchungen als auch zwischen den verschiedenen Arbeiten sehr groß ist.

Tabelle 4-1: Konzentrationen (mg/l) im Niederschlagsabfluss in Trennkanalisationen

	AFS	BSB ₅	CSB	NH ₄ -N	NO ₃ -N	ges.P
Goettle	5-999 153	1-104 11,5	7-996 118	0,0-10,8 1,0	0,6-20,0 3,8	0,1-10,0 1,6
Harremoes, Johansen	11-100	4,4	11-77	0,3	1,2	0,03-3,5
US.EPA	100/300	9/15	65/450		1,5/3,3*	0,33/0,7
Geiger	83-300	7-18,4	28,5-140	0,8-1,2	1,8-3,5	0,1-1,1

Tabelle 4-2: Konzentrationen (mg/l) im Niederschlagsabfluss in Mischkanalisationen

	AFS	BSB ₅	CSB	NH ₄ -N	NO ₃ -N	ges.P
Krauth, Stotz	225/46,5 95,5	126/37 65,4				
Krauth, Stotz	291/7,9 48	115/14,1 40,3	268/26 84			
Harremoes, Johansen	41-469 176	42-114 30	79-275 130	0,6-2,1	0,6-2,1	1,1-7,4 2,6
Winter		49-112	146-292	7,1-10,3	0,2-1,1	2,4-2,5
Geiger	55-177	42-114	79-275	3,8-8,6	0,3	1,2-4,3

Goettle (1978) gibt den Schwankungsbereich aus mengenproportionalen Mischproben einer 2_{1/2} jährigen Messreihe und den Mittelwert aller Proben an. Geiger (1990): Bandbreite durchschnittlicher Konzentrationen aus Literaturangaben. Harremoes u. Johansen (1986): Schwankungsbereich einer 1 jährigen Messreihe und abflussgewichtete Mittelwerte. Krauth und Stotz (1985): 95/15 Perzentil und arithmetische Mittel aus mehrjährigen Messreihen für 2 unterschiedliche Einzugsgebiete. Die Daten von US.EPA (EPA, 1993) sind Resultate des Nationwide Urban Runoff Programm; angegeben sind Mediane und 90%-Perzentile von mittleren Ereigniskonzentrationen (*ges.N).

Die Angabe von spezifischen Jahresschmutzfrachten ist wegen der großen Unterschiede zwischen verschiedenen Einzugsgebieten schwierig. Im Arbeitsblatt A-128 der ATV wird von einer CSB-Jahresfracht im Regenwasserabfluss von 600 kg je ha befestigter Fläche ausgegangen. Goettle (1978) hat in seinen Untersuchungen in München einen ähnlichen Wert gefunden, die meisten in der Literatur angegebenen Werte sind allerdings etwas niedriger (z.B. House, 1993; Harremoes u. Johansen, 1986; ATV, 1980). Die BSB₅-Fracht ist nur etwa 1/10 der CSB-Fracht - ein deutlicher Unterschied zum Schmutzwasser. Für ges.N Depositionen liegt der Großteil der in der Literatur angegebenen Werte zwischen 10 und 25 kg/(ha·a); für ges.P Depositionen zwischen 0,2 und 0,5 kg/(ha·a) (Hamm et al., 1991; Zeßner, 1999). Während die abfließende Stickstofffracht im Wesentlichen durch die Depositionen bestimmt wird, ist beim Phosphor in der Regel eine deutliche Erhöhung der Fracht durch andere (lokale) Schmutzquellen beobachtbar. Die spezifische ges.P-Jahresfracht im Oberflächenabfluss wird in der Literatur meist im Bereich von 1-2 kg/(ha_{Ared}·a) angegeben (House et. al. 1993).

Diese knappe Zusammenstellung von Konzentrationen einiger Stoffe im Oberflächenabfluss und im Mischwasserabfluss und den dabei anfallenden Frachten zeigt trotz aller Unsicherheiten, dass Mischwasserentlastungen ein erhebliches Verschmutzungspotential bilden können. Im Wesentlichen gibt es 3 Möglichkeiten die Anzahl und die Dauer von Mischwasserentlastungen sowie die dabei entlasteten Mischwassermengen zu reduzieren, die im Folgenden eingehender diskutiert werden sollen:

- Erhöhung des Speichervolumens im Kanalnetz bzw. der Effizienz von Mischwasserbehandlungsanlagen
- Reduktion der an das Kanalnetz angeschlossenen Flächen
- Erhöhung der Zulaufmenge zur Kläranlage

4.2 Wirksamkeit von Speicherbecken zur Reduktion von Schmutzfrachten

In den meisten Fällen sind die Größe der an das Kanalnetz angeschlossenen Fläche und die Größe des Kläranlagenzulaufs vorgegeben. Es bleibt dann die Frage, ob sich anhand der Kosten/Nutzen-Kurve für das oder die Regenüberlaufbecken ein optimales Volumen mit dem geringsten Kosten/Nutzen-Verhältnis findet. In diesem Kapitel wird die Wirksamkeit (der Nutzen) von Regenüberlaufbecken diskutiert (die Kosten werden in Kapitel 4.6.1 behandelt). Zu diesem Zweck wurde eine Simulation mit dem Programm KOSIM unter Verwendung einer einjährigen Niederschlagsreihe mit einem Jahresniederschlag von 774 mm durchgeführt. Es wurde eine befestigte Fläche von 10 ha und eine Besiedlungsdichte von 100 EW/ha_{Ared} angenommen. Der durchschnittliche Wasserverbrauch wurde mit 200 l/(EW·d) angesetzt. In Abbildung 4-1 ist deutlich zu erkennen, dass die Kurven mit zunehmender Speicherbeckenkubatur flacher werden. Die Reduktion der Entlastungsmengen je m³ Beckenvolumen wird also mit zunehmendem spezifischem Volumen immer geringer. Um die Wirkung eines 10 m³/ha_{Ared} Beckens zu verdoppeln müsste das Volumen auf etwa 35 m³/ha_{Ared} erhöht werden.

In Abbildung 4-2 wird die relative Reduktion der Entlastungsvolumina in Abhängigkeit vom Beckenvolumen gezeigt. Da die Entlastungsvolumina bei größeren Mischwasserzuflüssen zur Kläranlage kleiner sind als bei geringen Mischwasserzuflüssen, nimmt die relative Reduktion der Entlastungsvolumina mit wachsender Kläranlagenkapazität zu. Bei der Angabe von Wirkungsgraden sind daher immer die Rahmenbedingungen zu beachten.

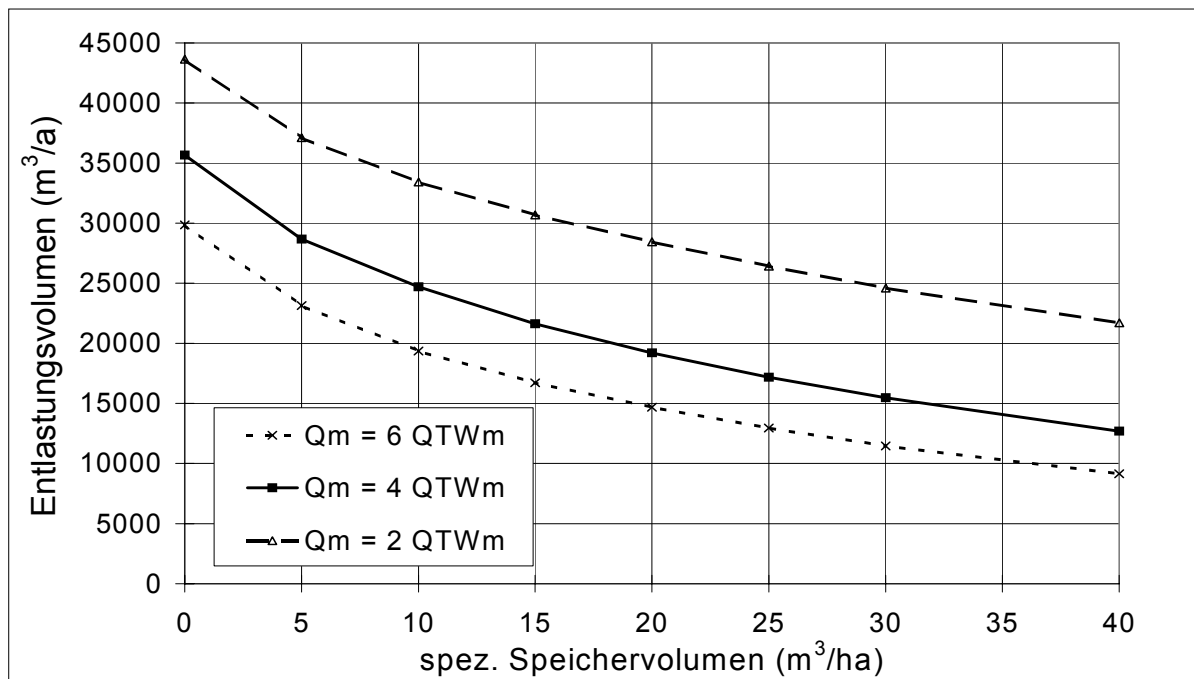


Abbildung 4-1: Reduktion des entlasteten Mischwasservolumens in Abhängigkeit vom spezifischen Regenüberlaufbeckenvolumen

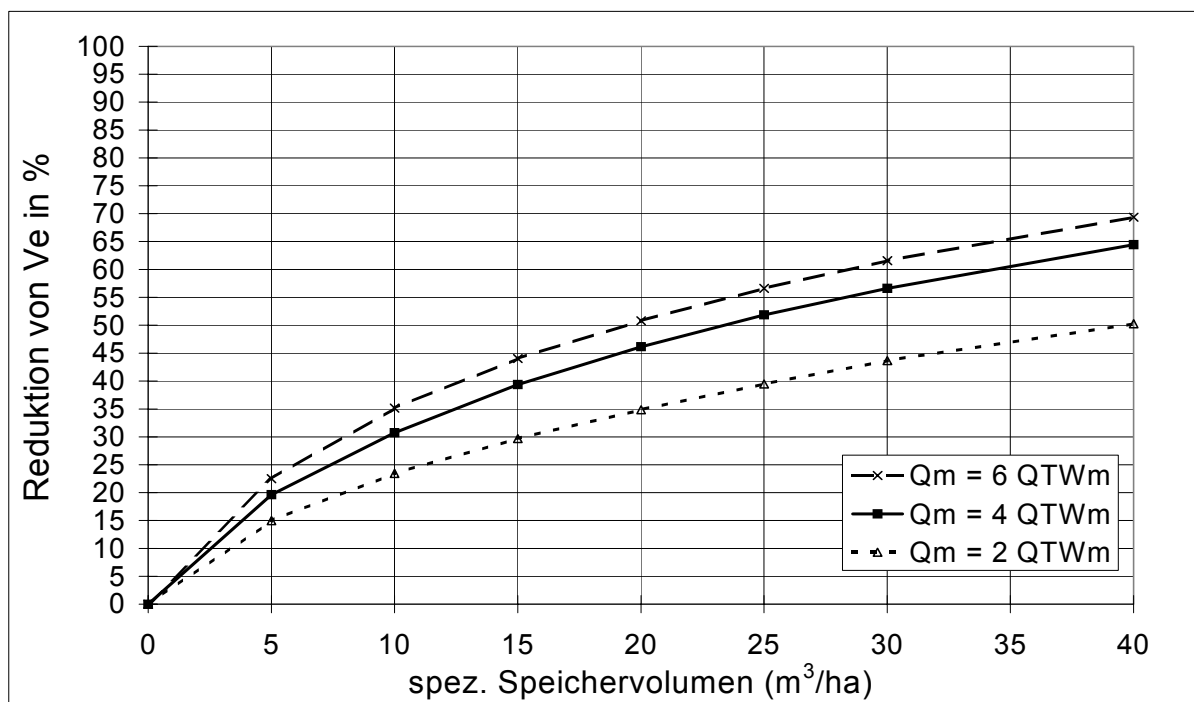


Abbildung 4-2: Relative Reduktion der entlasteten Mischwasservolumina in Abhängigkeit vom Volumen des Regenüberlaufbeckens

Abbildung 4-3 zeigt die Reduktion der Entlastungsrate e_o (Quotient aus der im Jahresmittel entlasteten Mischwassermenge und der Regenabflusssumme) in Abhängigkeit vom Speichervolumen bei zwei unterschiedlichen

Jahresniederschlägen (774 mm und 1132 mm). Die Regenabflussspende q_r (der auf die befestigte Fläche bezogene Regenwasseranteil im Drosselabfluss) beträgt in beiden Fällen $0,77 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$. Je höher die Jahresniederschlagshöhe ist, umso geringer ist die relative Reduktion der Entlastungsvolumina mit zunehmender Speichergröße. Sollen 60% der abfließenden Niederschlagsmenge zur Kläranlage geleitet werden, so ist bei der geringeren Jahresniederschlagshöhe (774 mm) ein spezifisches Speichervolumen von $17,5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ erforderlich, bei der höheren Jahresniederschlagshöhe müsste das spezifische Volumen aber $28 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ betragen. Da in Österreich die Jahresniederschlagsmengen örtlich sehr stark variieren (in Retz im nördlichen Niederösterreich beträgt die durchschnittliche Jahresniederschlagshöhe 434 mm, in Altaussee im Salzkammergut hingegen 2080 mm), würde die Festlegung von einer zulässigen Entlastungsrate für das gesamte Bundesgebiet zu sehr unterschiedlichen Beckenvolumina führen (siehe Kapitel 4.8).

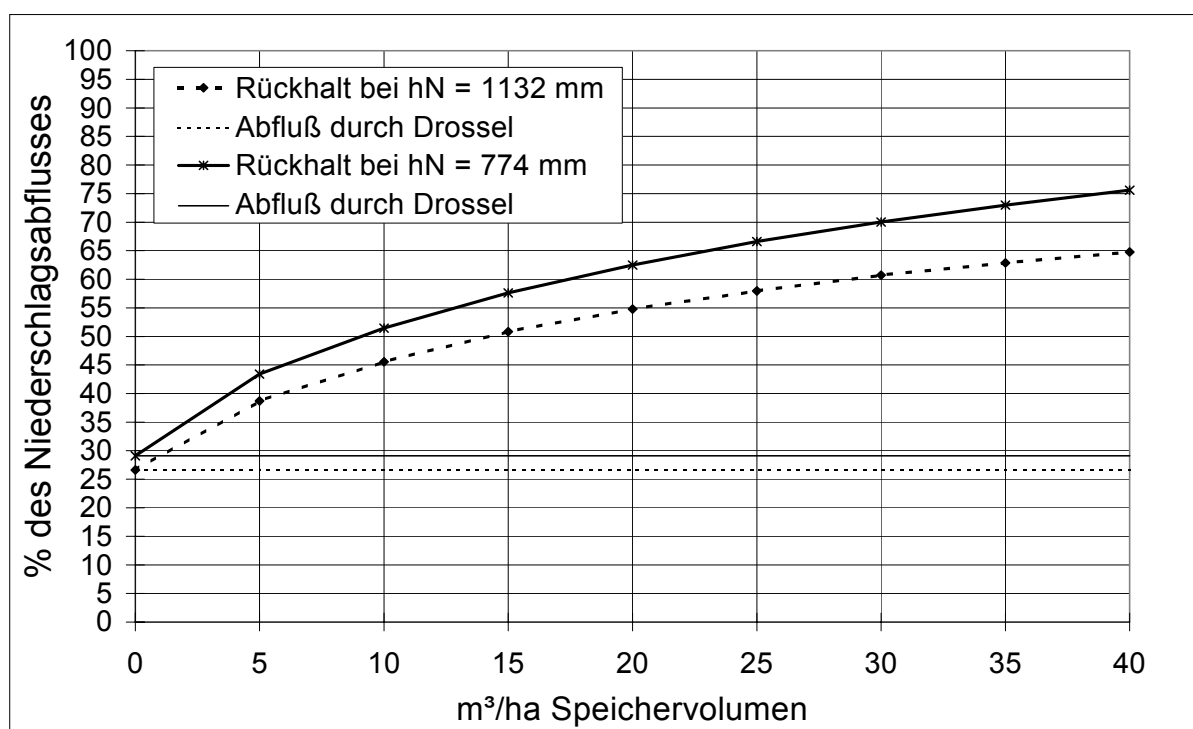


Abbildung 4-3: Anteil des Niederschlagsabflusses, der in Abhängigkeit vom spezifischen Speichervolumen und von der Jahresniederschlagshöhe entlastet wird.

Die folgende Abbildung 4-4 zeigt, dass bereits kleine Regenüberlaufbecken ($V_s < 10 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$) zu einer deutlichen Reduktion der Überlaufdauer und -häufigkeit führen. Mit einem spezifischen Speichervolumen von $10 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ erreicht man eine Halbierung der Anzahl der Überlaufereignisse. Ähnliches gilt für die Überlaufdauer. Eine Erhöhung des spezifischen Volumens von

10 m³/ha_{Ared} auf 20 m³/ha_{Ared} bewirkt nur noch eine zusätzliche Reduktion der Überlaufdauer und -häufigkeit von 10–15 % gegenüber dem Zustand ohne Becken. Über die Auswirkungen der Häufigkeit und Dauer von Entlastungen, die zu keiner akuten Beeinträchtigung des Gewässers führen, liegen bislang kaum einschlägige Erfahrungen vor. Daher können bezüglich der Entlastungshäufigkeit von Überlaufbauwerken noch keine abgesicherten Grenzwerte angegeben werden (ATV, 1988).

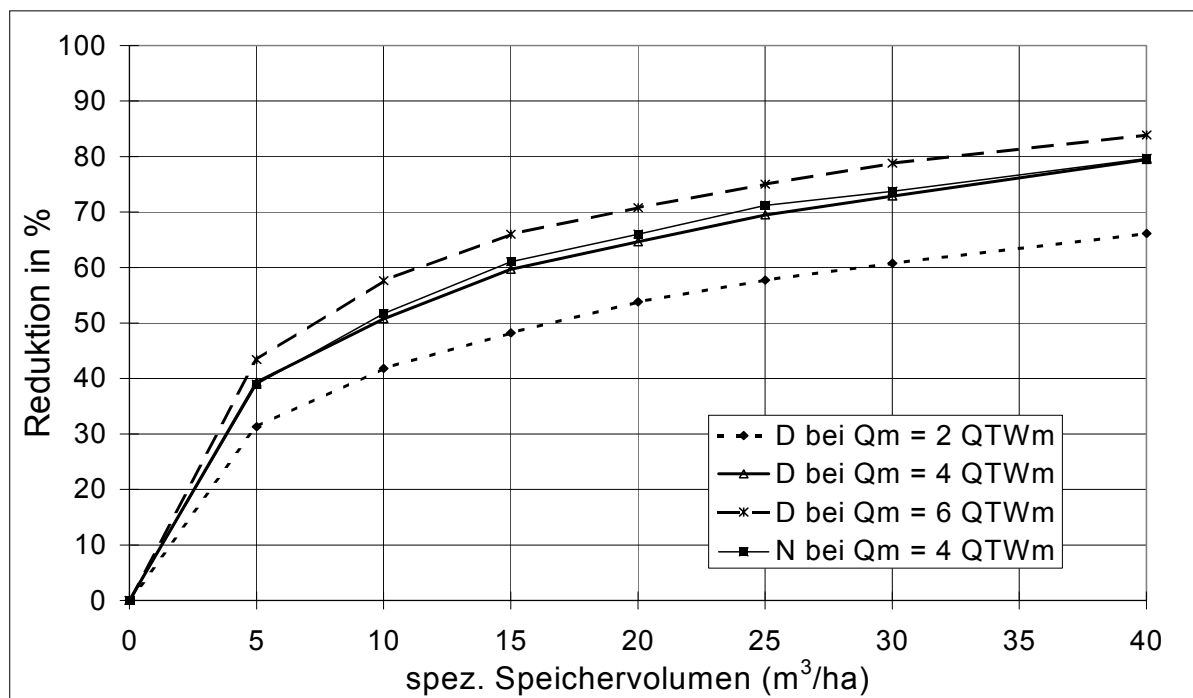


Abbildung 4-4: Relative Reduktion der Überlaufdauer D und der Überlaufhäufigkeit N in Abhängigkeit vom Volumen des Regenüberlaufbeckens

Eine Reduzierung der entlasteten Mischwassermengen kann natürlich auch durch eine Kanalnetzsteuerung, also durch eine verbesserte Ausnutzung des bestehenden Speichervolumens im Kanalnetz, erreicht werden, auf die im Rahmen dieser Arbeit aber nicht näher eingegangen wird. Im Durchschnitt kann mit einer Kanalnetzsteuerung etwa $\frac{1}{4}$ des vorhandenen Speichervolumens zusätzlich aktiviert werden (Schilling 1998). Ob eine Kanalnetzsteuerung kostengünstiger ist als die bauliche Schaffung von Speichervolumen muss im Einzelfall geprüft werden. Große Netze mit großem spezifischem Speichervolumen profitieren von der Steuerung mehr als kleine Netze mit kleinem spezifischem Volumen.

Bis jetzt wurde nur die Wirkung von Regenüberlaufbecken in Bezug auf Wassermengen betrachtet. Die Reduktion der entlasteten Schmutzfrachten kann

natürlich von der Reduktion der entlasteten Wassermengen abweichen. Dies trifft vor allem in 2 Fällen zu:

1. Tritt im Kanalnetz ein Spülstoß auf, so ist der Mischwasserabfluss, der in Speicherbecken aufgefangen wird, stärker verschmutzt als der nach der Füllung entlastete Mischwasserabfluss.
2. Wirken die Speicherbecken auch als Absetzbecken, so erfolgt eine mechanische Reinigung des entlasteten Mischwassers.

4.2.1 Auswirkung der zeitlichen Variabilität der Konzentrationen der Abwasserinhaltsstoffe auf die Wirkung von Speicherbecken

Die zeitliche Variabilität der Konzentrationen im Mischwasserabfluss kann für die Wirkung verschiedener Maßnahmen von erheblicher Bedeutung sein. Nehmen die Konzentrationen während des Niederschlagsereignisses ab, so spricht man von einem Spülstoß. Spülstöße sind durch ein Vorauseilen der Frachtsumme vor der Wassersumme gekennzeichnet. Frachtsummenlinien (Gegenüberstellung der zu einem Zeitpunkt t ausgetragenen Fracht zur abgeflossenen Mischwassermenge) geben daher das beste Bild bezüglich des Ausmaßes eines Spülstoßes - siehe Abbildung 4-5. Die mittlere Frachtsummenlinie kann näherungsweise auch durch eine Potenzfunktion $SF_{(\text{Schmutzfracht})} = W^a_{(\text{Wasservolumen})}$ dargestellt werden (Rauch u. Renner, 1996). In Tabelle 4-3 sind einige Werte, die in der Literatur gefunden wurden, zusammengestellt worden.

Geiger (1984) hat bei Messungen in München-Harlaching keine ausgeprägten Spülstöße registriert und begründet dies mit der Zwischenspeicherung und mit Überlagerungen in dem großen Kanalnetz ($A_{\text{red}} > 150 \text{ ha}$). An den Ganglinien ist zwar erkennbar, dass oft schwache „Vorregen“ mit hohen Konzentrationen auftreten, aber es gibt auch zahlreiche Beispiele mit Konzentrationsspitzen im späteren Verlauf. Eine Abhängigkeit des Spülstoßes von der vorangegangenen Trockenperiode konnte bei diesem Messprogramm nicht gefunden werden.

Saget et al. (1995) haben in Frankreich 117 Regenereignisse in 7 Mischkanalisationssystemen analysiert und haben dabei - ähnlich wie Geiger - kaum Spülstöße registriert. Im Mittel wurde nach 50 %-Abflussvolumen 55 % der CSB-Fracht ausgetragen. Nur bei 10 % der Ereignisse war ein Spülstoß registriert worden, bei dem nach 50 %-Abflussvolumen zumindest 60 % der Gesamtfracht ausgetragen worden war.

Auch Untersuchungen in 2 flachen Kanalnetzen in Dänemark (Johansen, 1985, zit. in Rauch u. Renner, 1996) haben keine Hinweise auf ausgeprägte Spülstöße erbracht. Die Messungen zeigten, dass die AFS-Konzentrationen mit zunehmender Ereignisdauer deutlicher zurückgehen als die Nährstoffkonzentrationen.

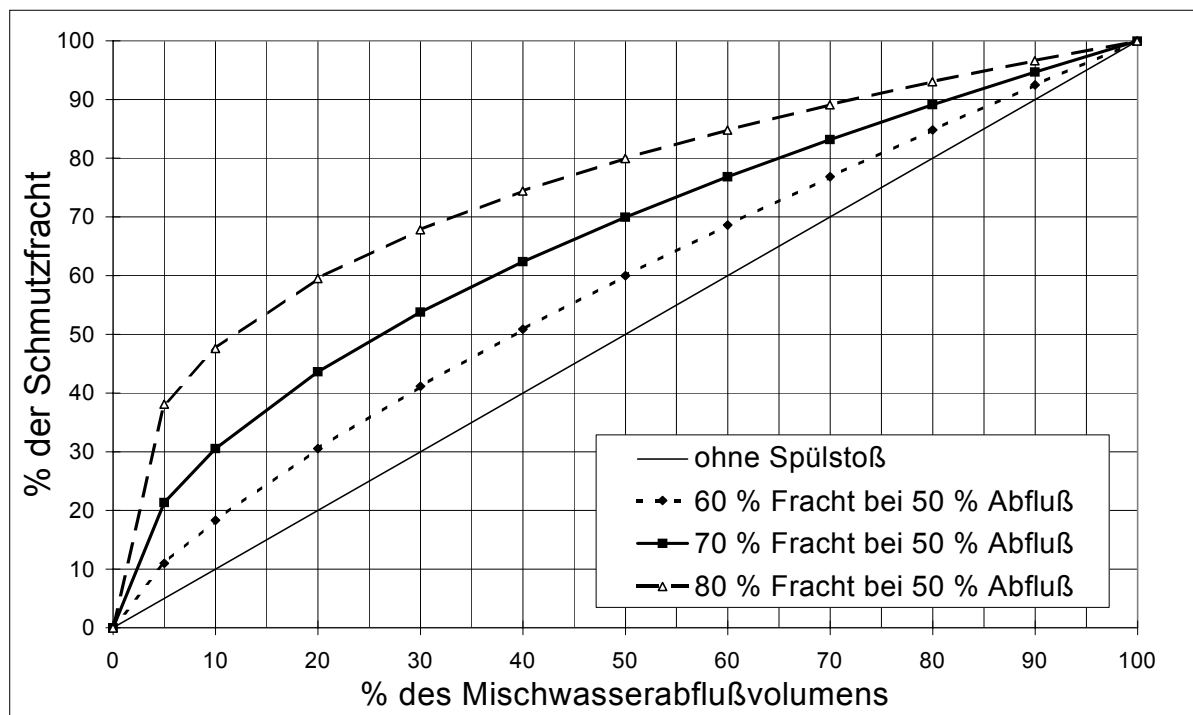


Abbildung 4-5: Unterschiedlich stark ausgeprägte Spülstöße näherungsweise dargestellt durch die Potenzfunktion $SF = W^a$

Etwas stärkere Spülstöße fanden Rauch u. Renner (1996) in steilen, kleinen ($t_f < 20$ min, $A_{red} = 5-20$ ha) Kanalnetzen in Tirol. Nach Abfluss von 50 % der Mischwassermenge waren knapp 70 % der darin enthaltenen CSB- und AFS-Fracht ausgetragen worden.

Krauth (1979) beobachtete ausgeprägte Spülstöße in Stuttgart-Büsnau. Das von ihm untersuchte Gebiet war klein und steil ($A_{red} = 11,9$ ha, $I = 2$ %). Krauth ging davon aus, dass bei gleichen Fließzeiten nahezu unabhängig von anderen gebietspezifischen Kenngrößen auch die Charakteristik des Schmutzaustrages gleich ist. In dem kleinen, steilen Gebiet Stuttgart-Büsnau gehen die Konzentrationen sehr schnell nach Abflussbeginn zurück.

Menacher u. Augustin (1992) fanden für ein flaches, kleines Netz (Heddesheim Industriegebiet, $A_{red} = 20$ ha, $I = 0,2$ %) ebenfalls einen relativ ausgeprägten Spülstoß, der im größeren Gesamtgebiet ($A_{red} = 80$ ha) nicht mehr so eindeutig

zu erkennen war. Sie schließen daraus, dass Spülstöße in erster Linie durch die Größe des Gebietes und nicht so sehr durch das Gefälle des Kanalsystems beeinflusst werden.

Tabelle 4-3: Mittelwerte und Standardabweichungen der relativen Schmutzfracht bei Abflusssumme = 50%, sowie Faktor a der Potenzfunktion $SF = W^a$

		Mittelwert	a für $SF = W^a$
Johansen (1985)	AFS	0,66	0,60
	CSB	0,61	0,71
	TKN	0,60	0,74
	Pges	0,56	0,84
Rauch u. Renner (1996)	AFS	0,69	0,53
	CSB	0,67	0,58
Saget et al. (1995)	CSB	0,55	0,86
Krauth (1979)	CSB	0,70	0,54
	AFS	0,80	0,33
Geiger (1984)	CSB	0,53	0,91
	AFS	0,57	0,81
Menacher u. Augustin (1992)	AFS	0,70	0,54
	AFS	0,55	0,86

Die in der Literatur gefundenen Ergebnisse von Untersuchungen bestätigen das Auftreten von Spülstößen. Die meisten Arbeiten deuten darauf hin, dass nach Abfluss von 50 % der Wassermenge im Mittel etwa 55 – 70 % der Schmutzfracht ausgespült worden ist. Die Ausprägung des Spülstoßes hängt in erster Linie von der Größe und der Form des Gebietes ab. Kleine Gebiete ($t_f < 10$ min) neigen zu spülstoßartigen Austrägen. Auch größere Gefälle und stärkere Regenereignisse verursachen in der Regel eine Zunahme des Spülstoßeffektes. Da bei der Erstellung des alten Arbeitsblattes A-128 (1977) in erster Linie die Arbeit von Krauth (1970 und 1979) berücksichtigt wurde, sei darauf hingewiesen, dass die in Stuttgart-Büsnau beobachteten Spülstöße ausgeprägter waren als die der anderen Untersuchungen.

Tritt in einem Kanalnetz ein Spülstoß auf, so ist der Wirkungsgrad von Speicherbecken hinsichtlich des Schmutzstoffrückhaltes höher als der

Wirkungsgrad hinsichtlich des Wassermengentrückhalts, da das im Becken gespeicherte Mischwasser stärker verschmutzt ist als das später entlastete Mischwasser. In Abbildung 4-6 werden die Auswirkungen des Spülstoßes auf die Wirksamkeit des Speicherbeckens (Fangbecken) anhand eines Beispiels, bei dem mit einer Jahresniederschlagshöhe von 774 mm und einer Regenabflussspende von $0,77 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ gerechnet wurde, gezeigt.

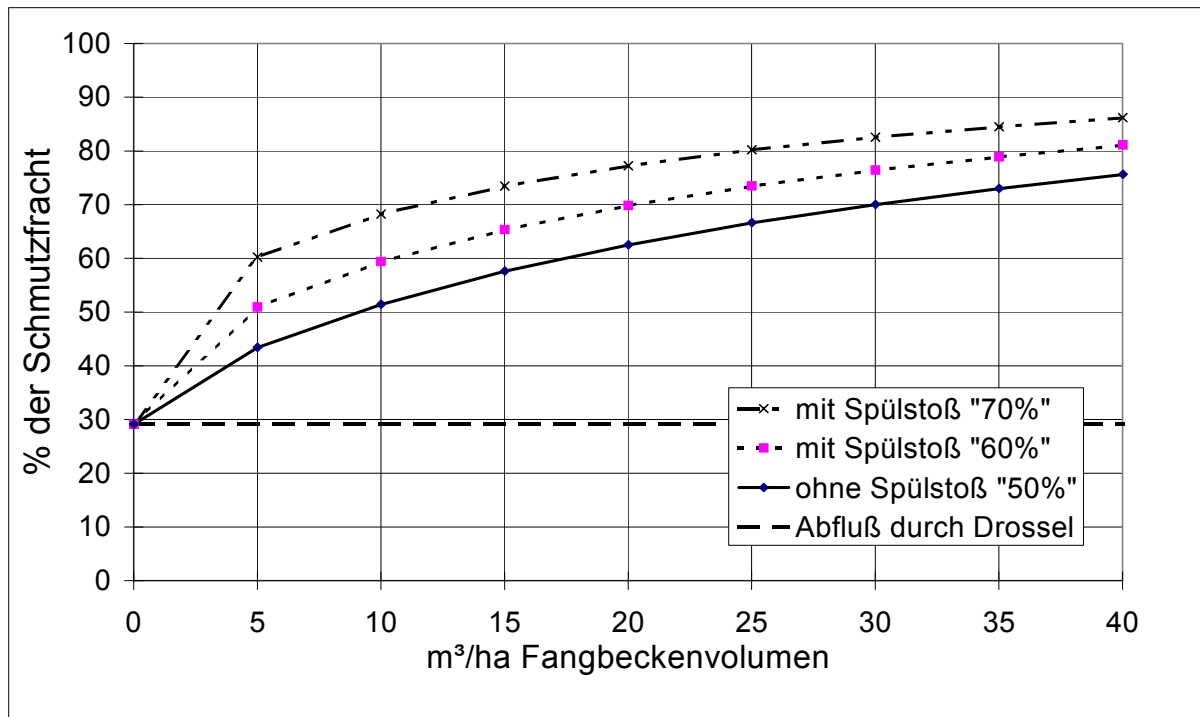


Abbildung 4-6: Speicherbare Schmutzfracht in Abhängigkeit von der Größe des Beckens und vom Ausmaß des Spülstoßes

Die waagrechte Linie stellt den Anteil der Mischwasserschmutzfracht dar, der ohne Becken zur Kläranlage gelangt. Die Differenz zwischen dieser Geraden und der durchgezogenen Kurve zeigt jenen Anteil der Schmutzfracht, der im Fangbecken gespeichert wird, wenn kein Spülstoß gegeben ist. Kommt es im Kanalnetz zu einem Spülstoß so wird die im Fangbecken gespeicherte Schmutzfracht natürlich umso größer, je ausgeprägter der Spülstoß ist. Vor allem bei kleinen Becken führt das Vorhandensein von Spülstößen zu einer deutlichen relativen Erhöhung der gespeicherten Schmutzfracht. Mit einer Beckenkubatur von $10 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ werden beim ausgeprägteren („70 %“) Spülstoß 38 % der Schmutzfracht gespeichert. Eine Vergrößerung des Beckens um weitere $10 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ bringt aber nur noch eine zusätzliche Speicherung von weiteren 9 % der Schmutzfracht. Ohne Spülstoß verläuft diese Kurve deutlich flacher, mit den ersten $10 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ würden 22 % der Schmutzfracht gespeichert, mit zusätzlichen $10 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ kämen noch weitere 11 % hinzu.

Je größer Fangbecken werden, umso ineffizienter (als Effizienz wird das Verhältnis zwischen gespeicherter Fracht zu Speicherbeckenvolumen definiert) müssen sie zwangsläufig werden. Dieser Trend verstärkt sich wenn es im Kanalnetz zu Spülstößen kommt. Je größer das Becken wird um so eher wird auch wieder weniger verschmutztes Wasser gespeichert, der Einfluss des Spülstoßes auf den Wirkungsgrad des Beckens geht daher mit zunehmender Beckengröße zurück. Absolut gesehen wird der Rückhalt eines Regenüberlaufbeckens bei Vorhandensein von Spülstößen natürlich größer.

Betrachtet man nicht die Jahresfrachten sondern extreme Einzelereignisse, so wird der Wirkungsgrad eines Regenüberlaufbeckens naturgemäß geringer, die Bedeutung des Spülstoßes nimmt aber zu. Ein Fangbecken mit einem spezifischen Volumen von $30 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ kann bei einem Niederschlagsereignis mit einem Abfluss von 30 mm ($300 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$) 10 % der abfließenden Niederschlagsmenge speichern. Bei einem ausgeprägten Spülstoß (70 % der Fracht bei 50 % Abfluss) würden aber immerhin 30 % der Gesamtschmutzfracht im Fangbecken zurückgehalten.

4.2.2 Wirksamkeit von Absetzbecken unter Berücksichtigung der Absetzbarkeit der Schmutzstoffe

Eine Möglichkeit, die Absetzbarkeit der Mischwasserinhalstoffe zu beurteilen, ist die Bestimmung der Sinkgeschwindigkeitsverteilung der partikulären Mischwasserinhalstoffe. Pisano (1996) hat die Ergebnisse zahlreicher Messungen in den U.S.A. zusammengetragen. Im Durchschnitt betrug die mittlere Sinkgeschwindigkeit der partikulären Mischwasserinhalstoffe $7,8 \text{ m/h}$, wobei die Bandbreite in einem weiten Bereich zwischen $2,5 \text{ m/h}$ und etwa 30 m/h lag. Chebbo et al. (1992) haben in Frankreich an einigen Mischwassernetzen die Sinkgeschwindigkeitsverteilung der partikulären Mischwasserinhalstoffe bestimmt. Im Durchschnitt hatte die Hälfte der partikulären Mischwasserinhalstoffe eine Sinkgeschwindigkeit von $8,1 \text{ m/h}$, bei 10 % der partikulären Mischwasserinhalstoffe war die Sinkgeschwindigkeit kleiner als $0,06 \text{ m/h}$ und bei 10 % größer als 67 m/h .

In Deutschland haben vor allem Brombach et al. (1992, 1995) zahlreiche Messungen durchgeführt. Brombach berücksichtigte bei den Messungen aber nicht die Gesamtmasse der abfiltrierbaren Stoffe sondern nur den Anteil der Feststoffe, der sich vor der eigentlichen Messung in einem Imhofftrichter nach 2 Stunden abgesetzt hat. Über den Anteil der Feststoffe, der in dieser Zeit nicht

sedimentiert, liegen unterschiedliche Angaben vor. Brombach gibt durchschnittlich 12 % an, Chebbo bis zu 40 %. Unter der Annahme dass 20 % der partikulären Inhaltstoffe nicht in 2 h sedimentieren, ergaben sich bei den Messungen von Brombach mittlere Sinkgeschwindigkeiten von knapp 10 m/h.

Hübner (1997) hat zahlreiche in der Literatur aufgefundene Sinkgeschwindigkeitsverteilungen für partikuläre Mischwasserinhaltsstoffe zusammengestellt, und basierend darauf 3 Kurven für „gut“, „mittel“ und „schlecht“ absetzbares Mischwasser festgelegt. Die in der Literatur gefundenen Sinkgeschwindigkeitsverteilungen liegen im Wesentlichen zwischen der „guten“ und der „schlechten“ Kurve.

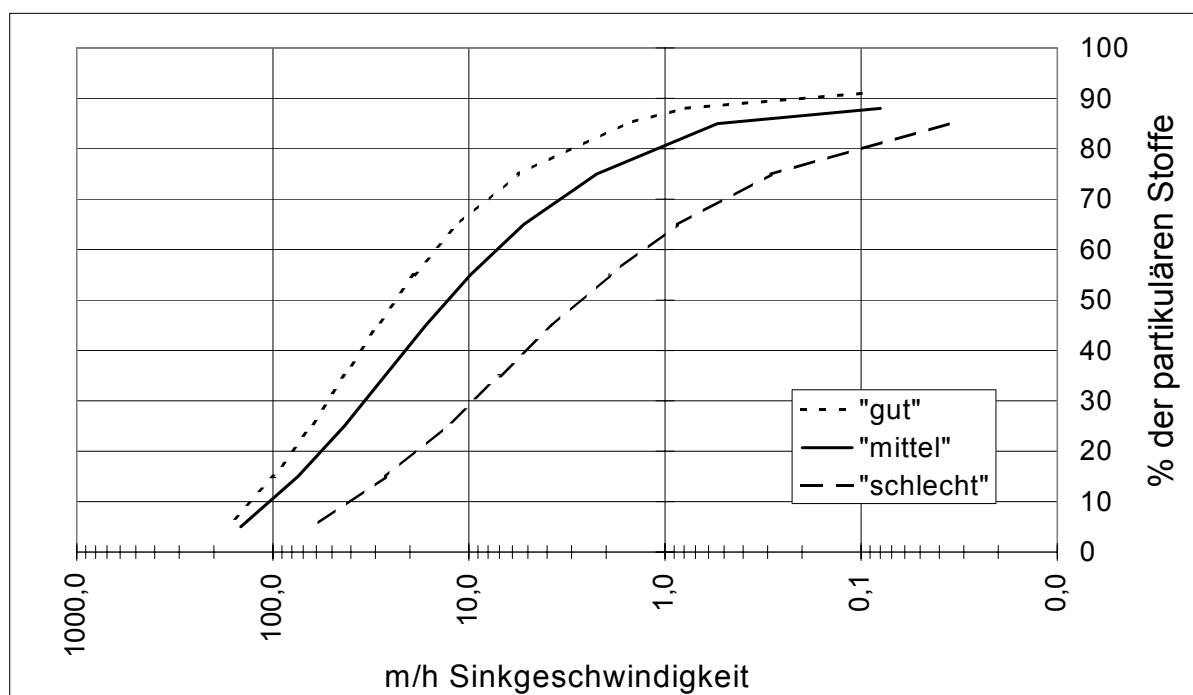


Abbildung 4-7: Absetzkurven der partikulären Mischwasserinhaltsstoffe („gut“ und „schlecht“ absetzbares Mischwasser; in Anlehnung an Hübner, 1997)

Anhand der Sinkgeschwindigkeiten der Mischwasserinhaltsstoffe ergibt sich, dass ein relativ großer Anteil der partikulären Stoffe bereits bei hohen Oberflächenbeschickungen zurückgehalten werden kann. Bei der „mittleren“ Sinkgeschwindigkeitsverteilung wären bei einer Oberflächenbeschickung von 5 m/h bereits ca. 65 % der partikulären Feststoffe absetzbar, bei 1 m/h wären es 80 %. Aus dem Vergleich der Sedimentationswirkung des Beckens mit einer Oberflächenbeschickung von 5 m/h mit der des Beckens mit einer Oberflächenbeschickung von 1 m/h ergibt sich, dass nur weitere 15 % der partikulären Stoffe durch die deutliche Verringerung der

Oberflächenbeschickung (auf 1/5 des ursprünglichen Wertes) sedimentieren. Bei „schlechter“ Sinkgeschwindigkeitsverteilung würden bei einem Durchlaufbecken mit einer Oberflächenbeschickung von 5 m/h 40 % der partikulären Stoffe absetzen, 62 % bei einer Oberflächenbeschickung von 1 m/h. Auch in diesem Fall kann durch eine Verringerung der Oberflächenbeschickung auf 1/5 des ursprünglichen Wertes nur ein relativ geringer Anteil (22 %) der partikulären Stoffe zusätzlich sedimentieren.

Die Bestimmung der Sinkgeschwindigkeitsverteilung erlaubt eine ungefähre Abschätzung der zu erwartenden Sedimentationsleistung eines Beckens. Aussagekräftiger als diese Messungen der Sinkgeschwindigkeiten sind natürlich an Durchlaufbecken ermittelte Wirkungsgrade. Leider gibt es aber diesbezüglich nicht sehr viele Untersuchungen. Brombach et al. (1995) haben für 3 Durchlaufbecken mittlere Konzentrationswirkungsgrade angegeben, wobei der Konzentrationswirkungsgrad μ_c aus dem Verhältnis der frachtgewogenen mittleren Entlastungskonzentration c_e und der frachtgewogenen mittleren Zulaufkonzentration c_{zu} errechnet wurde:

$$\mu_c = \left(1 - \frac{c_e}{c_{zu}}\right) \cdot 100 \quad \mu_c \text{ in \%}$$

Sind die Konzentrationen im Klärüberlauf niedriger als jene im Zulauf zum Durchlaufbecken, so kommt es im Becken zu einer Sedimentation von Schmutzstoffen. Bei allen 3 Becken war die mittlere Konzentration der abfiltrierbaren Stoffe im Klärüberlauf niedriger als die Konzentration im Beckenzulauf. Beim Becken „Niederhofen“ ($V_s = 19 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$) betrug die mittlere Oberflächenbeschickung 2,1 m/h. Dabei wurden mittlere Konzentrationswirkungsgrade von 37 % für den CSB und 73 % für die absetzbaren Stoffe erreicht. Ähnlich waren die erreichten Konzentrationswirkungsgrade beim Becken „Neureut“, ebenfalls ein Durchlaufbecken im Nebenschluss, wobei eine deutliche Abhängigkeit des Konzentrationswirkungsgrads von der Oberflächenbeschickung erkennbar war. Bei einer Oberflächenbeschickung von 1,5 m/h wurden etwa 70 – 85 % der abfiltrierbaren Stoffe zurückgehalten, bei der doppelten Oberflächenbeschickung von 3 m/h waren es etwa 65 %, bei 6 m/h schwankten die Werte zwischen 15 und 60 %, der Mittelwert lag bei etwa 40 %. Nur beim 3. Becken lag der Konzentrationswirkungsgrad für die AFS nur bei 20 %. Der geringe Wirkungsgrad ergab sich vor allem durch die niedrigen Zulaufkonzentrationen.

Die bisherigen Ausführungen haben gezeigt, welcher Wirkungsgrad bei Durchlaufbecken erreichbar ist. In der Praxis wird aber immer ein Teil der Schmutzfracht im Mischwasser durch die Speicherwirkung des Beckens zurückgehalten. Schäfer et al. (1998) haben die Effizienz eines Regenüberlaufbeckens anhand von Massenbilanzen bei 3 Niederschlagsereignissen beurteilt. Bei allen drei Ereignissen war eine Erhöhung des Wirkungsgrades durch die Sedimentation erkennbar. Beim stärksten Niederschlag (28,6 mm in 91 min) war naturgemäß die Wirkung der Sedimentation im Vergleich zur Fangwirkung am signifikantesten. Insgesamt wurden bei diesem Ereignis 77,8 % der abfiltrierbaren Stoffe zurückgehalten, wobei 41 % der Gesamtfracht über den Drosselabfluss zur Kläranlage gelangten, und 36,8 % im Durchlaufbecken gespeichert wurden. Von der im Becken gespeicherten Fracht waren 35 % (13 % der Gesamtfracht) rein durch die Fangwirkung zurückgehalten worden und 65 % (23,8 % der Gesamtfracht) durch die Sedimentationswirkung. Bei schwächeren Niederschlagsereignissen verringert sich der Anteil der Sedimentation gegenüber dem der Fangwirkung. Im Durchschnitt machten Fangwirkung und Sedimentationswirkung jeweils 50 % des gesamten Wirkungsgrades aus.

Trägt man den Prozentsatz an abfiltrierbaren Stoffen, der durch Sedimentation zurückgehalten wird, als Funktion der spezifischen Beckengröße auf, so nimmt dieser zunächst zu, durchläuft dann ein Maximum und nimmt dann wieder ab. Die „optimale“ Beckengröße (hinsichtlich der Sedimentationswirkung) ist bei Mischwasser mit „guten“ Absetzeigenschaften kleiner als bei Mischwasser mit „schlechten“ Absetzeigenschaften. Ab einem spezifischen Volumen von 10-15 m³/ha_{A_{red}} geht jedenfalls der Wirkungsgrad in Bezug auf die Sedimentation wieder zurück (Hübner, 1997).

Der Grund für den Rückgang des Sedimentationswirkungsgrades kann leicht anhand des in Abbildung 4-8 gezeigten Beispiels gezeigt werden. Es wurde mit einer Jahresniederschlagshöhe von 1132 mm und einer Regenabflusspende von 0,77 l/(s·ha_{A_{red}}) gerechnet. Unter Vernachlässigung allfälliger Spülstöße verbleibt bei einem Fangbecken mit einem spezifischen Volumen von 10 m³/ha_{A_{red}} eine Entlastungsfracht von 53 % der Gesamtfracht an abfiltrierbaren Stoffen im Mischwasserabfluss, die durch eine Beckenvergrößerung reduziert werden kann. Bei einem Durchlaufbecken derselben Größe sind es aber nur noch 29 %, da die AFS-Konzentration im Überlaufwasser nur noch knapp 50 % der Konzentration im Beckenzulauf beträgt (es wurde eine gute Sedimentationswirkung angenommen). Daher ist die

zusätzlich erreichbare Fangwirkung bei einer Vergrößerung des Durchlaufbeckens kleiner als bei der Vergrößerung des Fangbeckens. Wird dieser Rückgang der Fangwirkung nicht mehr durch die zusätzlich erreichte Sedimentationswirkung kompensiert, so nähern sich die Wirkungsgradkurven von Durchlaufbecken und Fangbecken wieder (irgendwann erreichen ja beide einen Wirkungsgrad von 100 %, daher muss der Abstand zwischen den beiden Kurven nach Erreichen des Maximalabstandes wieder schmaler und letztlich Null werden). Bei welchem spezifischen Volumen der maximale Wirkungsgrad in Bezug auf die Sedimentation auftritt, hängt vor allem von der Absetzbarkeit des Mischwassers ab. Je besser die Partikel absetzen, umso kleiner wird das spezifische Volumen, bei dem der maximale Sedimentationswirkungsgrad erreicht wird.

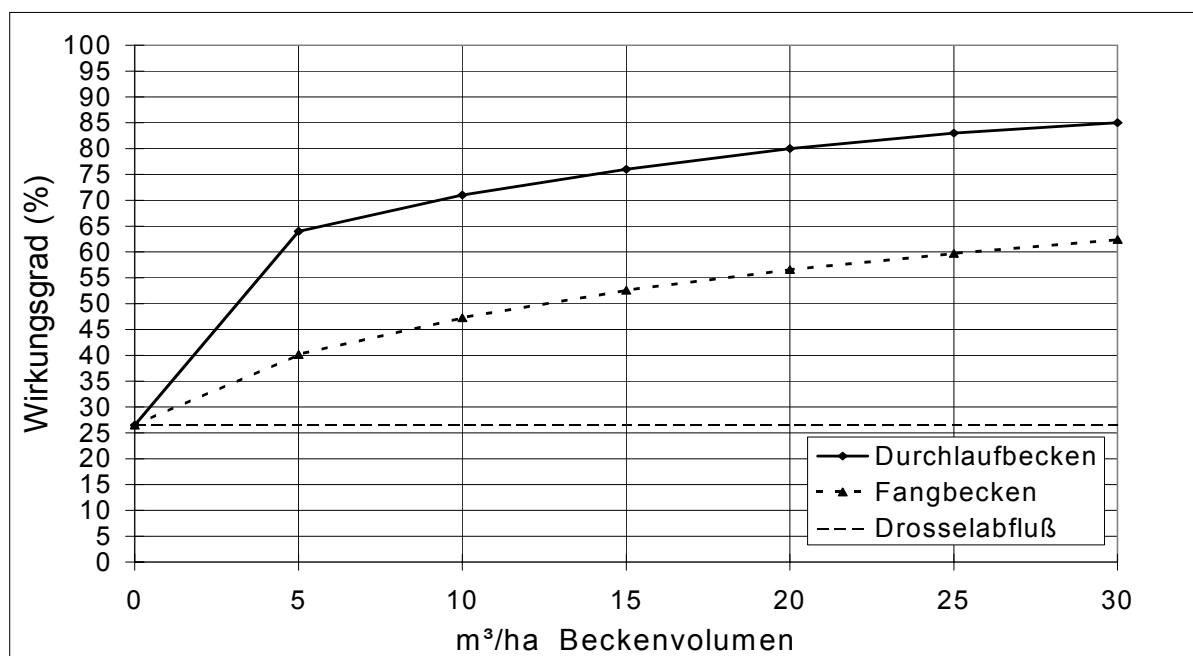


Abbildung 4-8: Wirkungsgrad eines Durchlaufbeckens in Bezug auf die abfiltrierbaren Stoffe bei gut absetzbarem Mischwasser im Vergleich zur reinen Speicherwirkung (ohne Berücksichtigung allfälliger Spülstöße)

Die Speicherung und Behandlung von Mischwasser muss natürlich nicht in einem Regenüberlaufbecken erfolgen. In letzter Zeit wurden hydrodynamische Abscheider als Alternative und Ergänzung zu Regenüberlaufbecken diskutiert. Hübner (1997) hat anhand von 2 Feldstudien und von Modellversuchen die Wirkung von hydrodynamischen Abscheidern untersucht. Demnach ist der Wirkungsgrad (bezogen auf CSB) eines hydrodynamischen Abscheiders im Mittel um 3 bis 5 % höher als der eines Durchlaufbeckens gleicher Größe. Ist nur die Reduktion der abfiltrierbaren Stoffe das Ziel der

Mischwasserbehandlung, so kann nach Hübner durch den Einsatz hydrodynamischer Abscheider bis zu einem Drittel des Volumens von Durchlaufbecken eingespart werden. Da aber die Emissionen gelöster Stoffe dann natürlich zunimmt, muss die Möglichkeit, durch den Einsatz von hydrodynamischen Abscheidern Regenüberlaufbeckenvolumen einzusparen, als gering eingestuft werden. Der große Vorteil von hydrodynamischen Abscheidern gegenüber konventionellen Regenüberlaufbecken liegt in der größeren Selbstreinigungskapazität aufgrund der radialen Strömungskomponente im Sohlbereich. Hydrodynamische Abscheider wurden allerdings bislang fast nur als Trennbauwerke vor Regenüberlaufbecken angeordnet. Das Volumen der beiden von Hübner untersuchten Abscheider war z.B. kleiner als $0,5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$. Die Oberflächenbeschickung der bislang betriebenen Abscheider war daher viel höher als bei konventionellen Regenüberlaufbecken. Ob bei vergleichbaren Volumina tatsächlich keine Ablagerungen im Abscheider verbleiben muss die Praxis weisen.

Vergleicht man die Abbildung 4-8 (Wirkungsgrad von Durchlaufbecken) mit der Abbildung 4-7 (Wirkungsgrad von Fangbecken), so fällt sofort der vergleichbare Kurvenverlauf auf. Daher können folgende, für beide Fälle geltende Folgerungen gezogen werden:

- Über die Drossel von Regenüberlaufbecken werden im Jahresdurchschnitt ca. 20 - 30 % der Mischwassermenge bzw. der darin enthaltenen Schmutzfracht zur Kläranlage abgeleitet.
- Weitere 20 % des Mischwasserabflusses, aber bis zu ca. 40 % der darin enthaltenen Fracht an abfiltrierbaren Stoffen, werden in einem Fangbecken oder in einem Durchlaufbecken mit einem spezifischen Volumen von $10 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ zurückgehalten. Bei Fangbecken trifft dies allerdings nur bei ausgeprägten Spülstößen zu (wenn nach Abfluss von 50 % der Wassermenge im Mittel mehr als 70 % der Schmutzfracht ausgespült worden ist). In Bezug auf andere Parameter als AFS ist die Wirkung des Durchlaufbeckens natürlich geringer.
- Nur noch 10 % der Menge bzw. der Fracht werden bei einer Verdoppelung des Beckenvolumens von $10 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ auf $20 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ zurückgehalten.

4.3 Wirksamkeit von Abkoppelungen in Bezug auf die aus der Mischkanalisation entlasteten Schmutzfrachten

Durch eine Reduktion der an den Kanal angeschlossenen undurchlässigen Flächen lassen sich die Überlaufmengen deutlich reduzieren. Die im Folgenden angegebenen Werte basieren auf den Ergebnissen einer Simulation mit dem Programm KOSIM unter Verwendung einer einjährigen Niederschlagsreihe mit $h_N = 774$ mm. Es wurde eine befestigte Fläche von 10 ha und eine Besiedlungsdichte von 100 EW/ha_{Ared} angenommen. Die Regenabflussspende der Regenüberlaufbecken wurde mit 0,77 l/(s·ha_{Ared}) angesetzt. Abbildung 4-9 zeigt, dass das jährliche Entlastungsvolumen durch die Abkoppelung von 10 % der undurchlässigen Flächen vom Kanalnetz um knapp 20 % reduziert werden kann. Die Abkoppelung von 13-14 % der undurchlässigen Flächen hat etwa denselben Effekt wie eine Vergrößerung des Speichervolumens von 10 m³/ha_{Ared} auf 20 m³/ha_{Ared}.

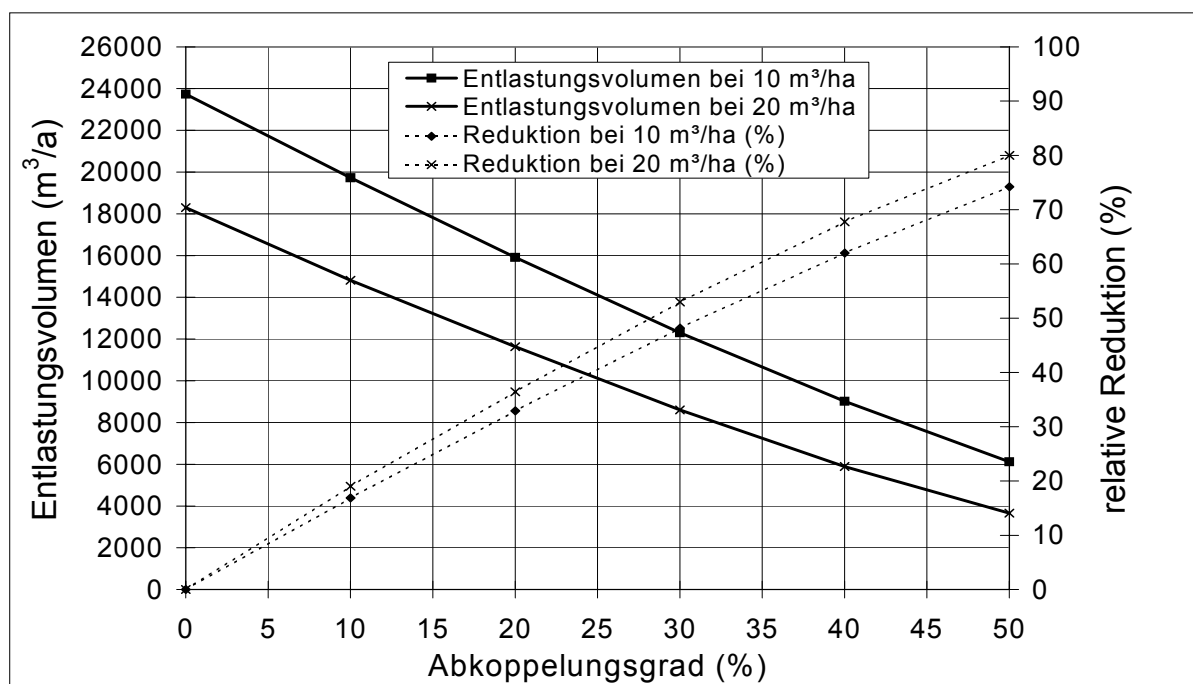


Abbildung 4-9: Reduktion der jährlichen Entlastungsvolumina in Abhängigkeit vom Abkoppelungsgrad versiegelter Flächen vom Kanalnetz

In Bezug auf die Überlaufhäufigkeit und die Überlaufdauer ist der Effekt von Abkoppelungsmaßnahmen geringer als in Bezug auf die Entlastungsvolumina. Etwa 22,5 % der an das Kanalnetz angeschlossenen Flächen müsste abgekoppelt werden um die Überlaufdauer in einem ähnlichen Maß reduzieren zu können wie durch eine Beckenvergrößerung von 10 m³/ha_{Ared} auf 20 m³/ha_{Ared}.

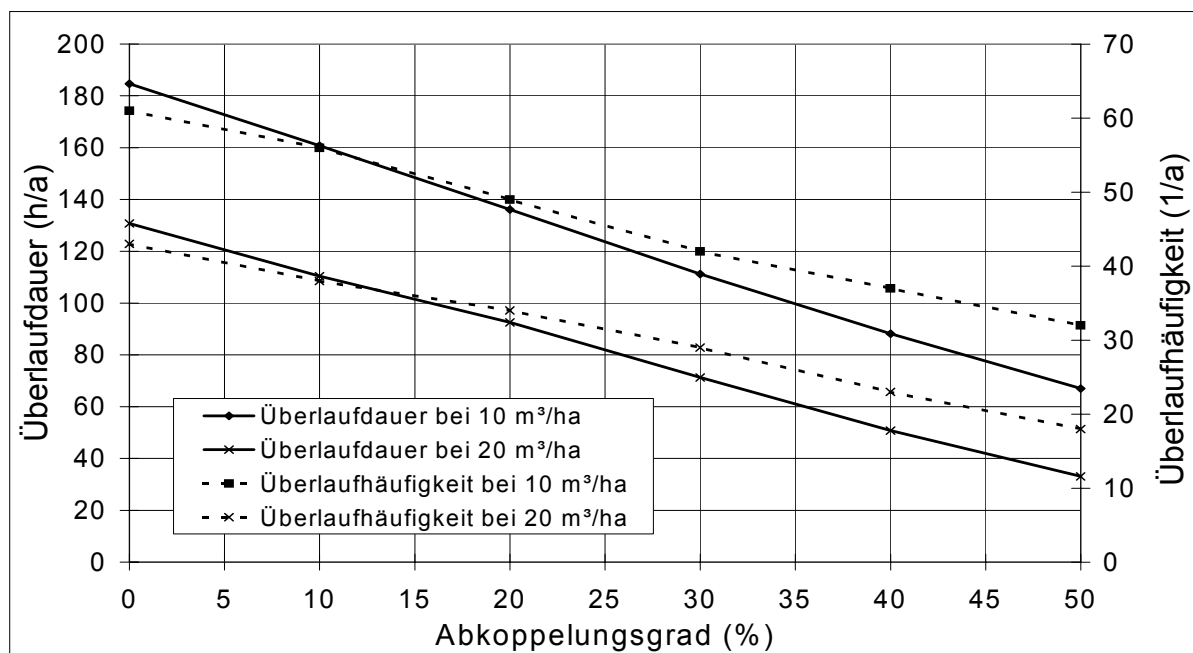


Abbildung 4-10: Reduktion der Überlaufdauer und -häufigkeit in Abhängigkeit vom Abkoppelungsgrad versiegelter Flächen vom Kanalnetz

Hinsichtlich der Überlaufhäufigkeit müssten sogar knapp 30 % der Flächen abgekoppelt werden um die Überlaufhäufigkeit in einem ähnlichen Maß reduzieren zu können wie durch eine Verdoppelung des Beckenvolumens (siehe auch Jacobsen u. Mikkelsen, 1996).

Die oben genannten Zahlen machen deutlich, dass die Größe der versiegelten Fläche einen ganz erheblichen Einfluss auf die Mischwasserüberlaufvolumina hat. Es muss daher bei Neuplanungen angestrebt werden, die Größe der versiegelten Fläche so gering wie möglich zu halten. Auch die Entsiegelung bislang undurchlässig befestigter Flächen sollte angestrebt werden. In dichtbesiedelten Gebieten sind die Möglichkeiten zur Entsiegelung jedoch gering. Häufig wird man sich zufrieden geben müssen, wenn in bestehenden Siedlungen durch eine Entsiegelung eine weitere Versiegelung ausgeglichen werden kann (Geiger, 1997).

Durch das Abkoppeln von Flächen vom Kanalnetz wird das Mischsystem ein Stück weit in Richtung Trennsystem umgewandelt, da ein Teil des Regenabflusses nicht mehr gemeinsam mit dem Schmutzwasserabfluss abgeleitet wird. Die Konzentrationen im Mischwasserabfluss nehmen daher zu. Werden alle Flächen vom Mischkanal abgekoppelt, so hätte man ein Trennsystem, wobei der Vorfluter ein Fließgewässer oder aber das Grundwasser wäre. Vielfach wird daher die Frage diskutiert, wie weit das erforderliche

Speichervolumen im Kanalnetz reduziert werden kann, wenn im Gegenzug dazu undurchlässige Flächen vom Kanalnetz abgekoppelt werden.

Das österreichische Regelblatt ÖWAV 19 zur Bemessung von Mischwasserentlastungen (ÖWAV, 1987) lässt das spezifische Volumen konstant und bietet damit keinen besonderen Anreiz zum Abkoppeln undurchlässiger Flächen vom Kanalnetz. Wird die befestigte Fläche um 20 % reduziert, so darf auch das Speichervolumen um 20 % verkleinert werden. Anhänger der dezentralen Regenwasserversickerung vertreten im Gegensatz dazu vielfach den Standpunkt, dass das Speichervolumen entsprechend der jährlichen Entlastungsvolumina reduziert werden soll (siehe z.B. Sieker, 1997). Ein Mittelweg wäre die Forderung, dass die Entlastungsrate e_0 unverändert bleiben soll. Diese 3 Szenarien werden im Folgenden verglichen (siehe Tabelle 4-4 bis Tabelle 4-6), wobei die jeweilige Zielvorgabe fett gedruckt ist.

Tabelle 4-4: Wirkung von Abkoppelungen versiegelter Flächen bei gleichzeitiger Reduzierung des RÜB-Volumens in dem Ausmaß, dass das entlastete Mischwasservolumen ($\Sigma \text{ m}^3/\text{a}$) in allen Fällen gleich hoch ist.

A_{red} (ha)	10	9	8	7	6
EW/ha	100	111	125	143	167
qr l/(s·ha)	0,77	0,86	0,96	1,10	1,28
$V_{S,RÜB} \text{ m}^3/\text{ha}$	25,0	18,3	11,6	5,4	0,8
$V_{RÜB} \text{ (m}^3\text{)}$	250	165	93	38	4
N (1/a)	34	43	51	67	91
D (h/a)	113	125	141	176	237
e_0 (%)	33,5	37,1	41,8	47,8	55,8
$\text{m}^3/(\text{ha}\cdot\text{a})$	1633	1812	2039	2334	2722
$\text{m}^3\text{SW}/(\text{ha}\cdot\text{a})$	58	70	87	115	162
$\text{m}^3\text{OW}/(\text{ha}\cdot\text{a})$	1575	1745	1955	2218	2560
$\Sigma \text{ m}^3/\text{a}$	16332	16332	16332	16332	16332
$\text{m}^3\text{SW}/\text{a}$	584	629	694	804	974
$\text{m}^3\text{OW}/\text{a}$	15748	15703	15618	15536	15360

Tabelle 4-4 zeigt, dass die entlasteten Rohabwassermengen (SW) zunehmen und die entlasteten Mengen an Oberflächenabfluss (OW) abnehmen, wenn als Zielvorgabe die Beibehaltung der Entlastungsvolumina ($\Sigma \text{ m}^3/\text{a}$) vorgegeben wird. Bei einer Abkoppelung von 20 % der versiegelten Flächen und entsprechender Verkleinerung des Beckens würde um ca. 19 % mehr Rohabwasser entlastet als im ursprünglichen Zustand. Die Entlastungsrate e_o (Quotient aus der im Jahresmittel entlasteten Mischwassermenge und der Regenabflusssumme in %) wird deutlich größer. Das entscheidende Argument gegen eine Beckenreduzierung in diesem Ausmaß ist aber, dass die Entlastungsdauer (D) und die Entlastungshäufigkeit (N) deutlich zunehmen.

Tabelle 4-5: Wirkung von Abkoppelungen versiegelter Flächen bei konstantem spezifischem Speichervolumen

A_{red} (ha)	10	9	8	7	6	5
EW/ha	100	111	125	143	167	200
qr l/(s·ha)	0,77	0,86	0,96	1,10	1,28	1,54
$V_{s,RÜB}$ m^3/ha	25	25	25	25	25	25
$V_{RÜB}$ (m^3)	250	225	200	175	150	125
N (1/a)	34	34	34	33	31	28
D (h/a)	113	104	93	82	68	55
e_o (%)	33,5	31,7	29,8	27,4	24,8	21,8
$\text{m}^3/(\text{ha}\cdot\text{a})$	1633	1548	1454	1340	1210	1064
$\text{m}^3\text{SW}/(\text{ha}\cdot\text{a})$	58	58	58	57	54	51
$\text{m}^3\text{OW}/(\text{ha}\cdot\text{a})$	1575	1489	1396	1283	1155	1013
$\Sigma \text{ m}^3/\text{a}$	16332	13930	11628	9380	7257	5322
$\text{m}^3\text{SW}/\text{a}$	584	526	463	397	326	256
$\text{m}^3\text{OW}/\text{a}$	15748	13404	11165	8983	6931	5066

Hält man das spezifische Speichervolumen konstant (siehe Tabelle 4-5), so gehen die Entlastungsvolumina deutlich zurück. Es wird auch viel weniger Rohabwasser entlastet als im ursprünglichen Zustand. Nimmt man an, dass nur unverschmutzte Flächen abgekoppelt wurden, so werden auch die insgesamt entlasteten Schmutzfrachten aus Oberflächenabflüssen durch Abkoppelungsmaßnahmen reduziert, wie ein Vergleich der flächenspezifischen Emissionen ($\text{m}^3 \text{ OW}/(\text{ha}_{\text{Ared}}\cdot\text{a})$) zeigt. Diese Vorgehensweise führt zur

deutlichsten Reduktion der Mischwasseremissionen bei Abkoppelungsmaßnahmen - sie ist quasi der Gegenpol zu der vorher beschriebenen Strategie, bei der die Entlastungsvolumina konstant gehalten werden.

In Tabelle 4-6 wurde das spezifische Speichervolumen derart angepasst, dass in allen Fällen das gleiche spezifische Entlastungsvolumen ($m^3/(ha_{Ared} \cdot a)$) bzw. die gleiche Entlastungsrate e_o auftritt. In allen Fällen werden 33,5 % des jährlichen Niederschlagsabflusses entlastet. Absolut gesehen führt die Abkoppelung von Flächen aber zu einer deutlichen Verringerung des Entlastungsvolumens. Auch das Volumen des entlasteten Rohabwassers geht zurück. Nimmt man an, dass nur unverschmutzte Flächen abgekoppelt wurden, so bleiben die entlasteten Schmutzfrachten aus Oberflächenabflüssen nahezu unverändert, wie ein Vergleich der flächenspezifischen Emissionen ($m^3 OW/(ha_{Ared} \cdot a)$) zeigt.

Tabelle 4-6: Wirkung von Abkoppelungen versiegelter Flächen bei gleichzeitiger Reduzierung des RÜB-Volumens in dem Ausmaß, dass die Entlastungsrate (e_o) in allen Fällen gleich hoch ist.

Spalte	1	3	4	5	6
A_{red} (ha)	10	8	6	5	5
E	1000	1000	1000	1000	500
EW/ha	100	125	167	200	100
qr l/(s·ha)	0,77	0,96	1,28	1,54	0,77
$V_{S,RÜB}$ m ³ /ha	25,0	20,0	13,7	10,2	25,0
$V_{RÜB}$ (m ³)	250	160	82	51	125
N (1/a)	34	38	40	43	34
D (h/a)	113	105	99	97	113
e_o (%)	33,5	33,5	33,5	33,5	33,5
m³/(ha·a)	1633	1633	1633	1633	1633
m ³ SW/(ha·a)	58	66	77	87	58
m ³ OW/(ha·a)	1575	1567	1556	1546	1575
Σ m ³ /a	16332	13067	9797	8166	8166
m ³ SW/a	584	526	464	434	292
m ³ OW/a	15748	12541	9333	7732	7874

Diese Strategie ist ein sinnvoller Mittelweg zwischen den beiden zuvor erörterten Vorgehensweisen. Anzumerken ist, dass das spezifische Beckenvolumen nicht beliebig weit reduziert werden kann, da eine bestimmte Mindestaufenthaltszeit für eine ausreichende Sedimentationswirkung erforderlich ist.

Der Vergleich der beiden letzten Spalten in Tabelle 4-6 zeigt, dass nach Abkoppelung von versiegelten Flächen, die entlasteten Schmutzwassermengen bei gleich bleibender Entlastungsrate e_0 noch deutlich reduziert werden können, wenn der dazugehörige Trockenwetterabfluss auch nicht mehr in das Mischwassersystem eingeleitet wird (das spezifische Speichervolumen V_s und die Regenabflussspende q_r wurden bei diesem Szenario gleich hoch angesetzt wie in Szenario 1). Die Abkoppelung des dazugehörigen Trockenwetterabflusses wird in der Regel nicht geschehen, wenn das bestehende Mischsystem in ein modifiziertes Mischsystem umgewandelt wird (z.B. durch Versickerung der Dachabflüsse). Wird aber ein ganzer Ortsteil vom Mischsystem in ein Trennsystem umgewandelt oder ein Trennsystem an das bestehende Mischsystem angeschlossen, so sollte man prüfen, ob der Schmutzwasserabfluss aus dem neuen Trennsystem (weiterhin) in das bestehende Mischsystem eingeleitet werden muss.

Basierend auf den Ergebnissen der Simulationsrechnungen wird empfohlen, bei Abkoppelungsmaßnahmen in einem bestehenden Mischsystem die geforderten Beckenvolumina so weit zu reduzieren, dass die Entlastungsrate im modifizierten System derjenigen des ursprünglichen Systems entspricht. Mit dieser Vorgehensweise wird die Abkoppelung von versiegelten Flächen im Mischsystem gefördert und die aus dem Mischsystem entlasteten Schmutzfrachten werden trotz der deutlichen Reduzierung des Speichervolumens reduziert. Wird hingegen der Schmutzwasserabfluss eines Trennsystems in ein bestehendes Mischsystem eingeleitet, so sollte eine niedrigere Entlastungsrate gefordert werden. Dies wird vor allem damit begründet, dass bei der Umwandlung eines Mischsystems in ein modifiziertes Mischsystem überwiegend wenig verschmutzte Flächen (vor allem Dachflächen) abgekoppelt werden, während bei der Umwandlung in ein reines Trennsystem (bzw. bei Anschluss eines Trennsystems) auch stärker verschmutzte Straßenabflüsse nicht (mehr) in das Mischsystem eingeleitet werden.

4.4 Einfluss der Kläranlagenkapazität auf die aus der Mischkanalisation entlasteten Schmutzfrachten

Die 3. Möglichkeit die Entlastungsvolumina, -häufigkeiten und -dauern zu reduzieren ist die Erhöhung des Kläranlagenzuflusses. Die im Folgenden dargestellten Werte basieren wieder auf den Ergebnissen einer Simulation mit einer einjährigen Niederschlagsreihe mit der Jahresniederschlagshöhe von 774 mm. Es wurde eine befestigte Fläche von 10 ha und eine Besiedlungsdichte von 100 EW/ha_{Ared} angenommen. Der durchschnittliche Wasserverbrauch wurde mit 200 l/(EW·d) angesetzt.

Die Erhöhung des Kläranlagenzuflusses von 4 Q_{TWm} auf 6 Q_{TWm} führt zu einer ähnlich großen Reduktion des Entlastungsvolumens wie die Verdoppelung des Speichervolumens von 10 m³/ha_{Ared} auf 20 m³/ha_{Ared} (siehe Abbildung 4-11 und Abbildung 4-12). Diese Zahlen zeigen, wie wichtig eine gekoppelte Betrachtung von Kanalisation und Kläranlage bei der Bemessung von Regenüberlaufbecken ist. Die Überlaufdauer wird deutlich verändert, der Einfluss auf die Überlaufhäufigkeit ist gering (siehe Abbildung 4-12).

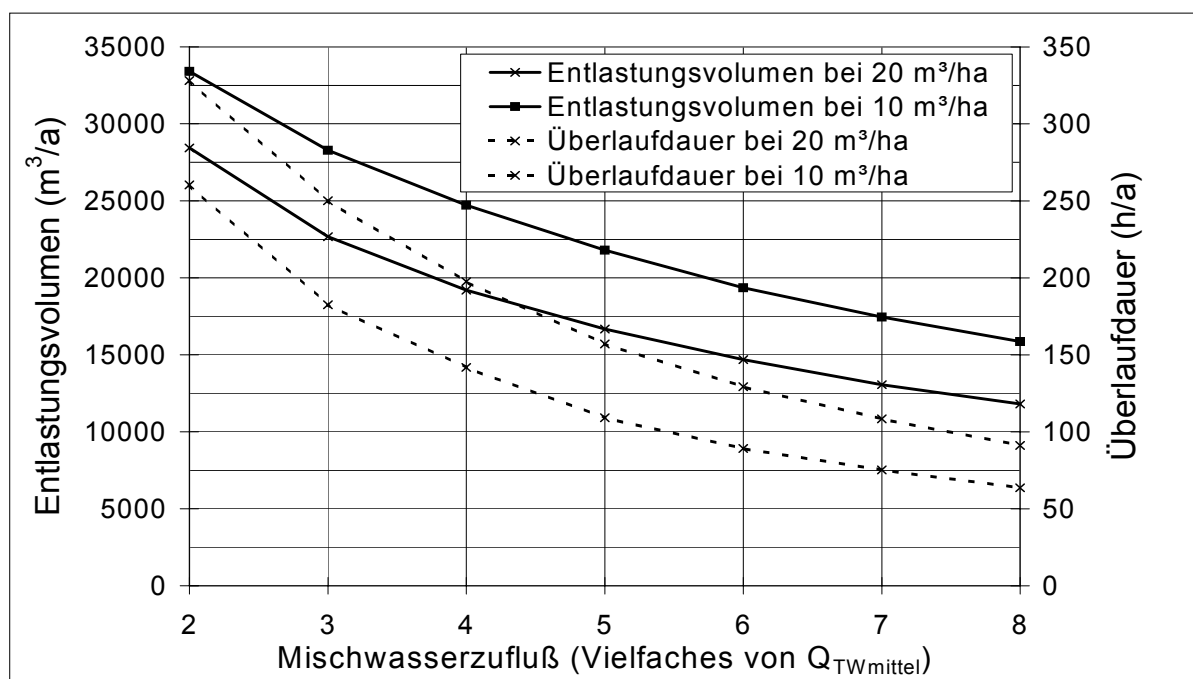


Abbildung 4-11: Reduktion der jährlichen Entlastungsvolumina und -dauer in Abhängigkeit vom Mischwasserzufluss zur Kläranlage

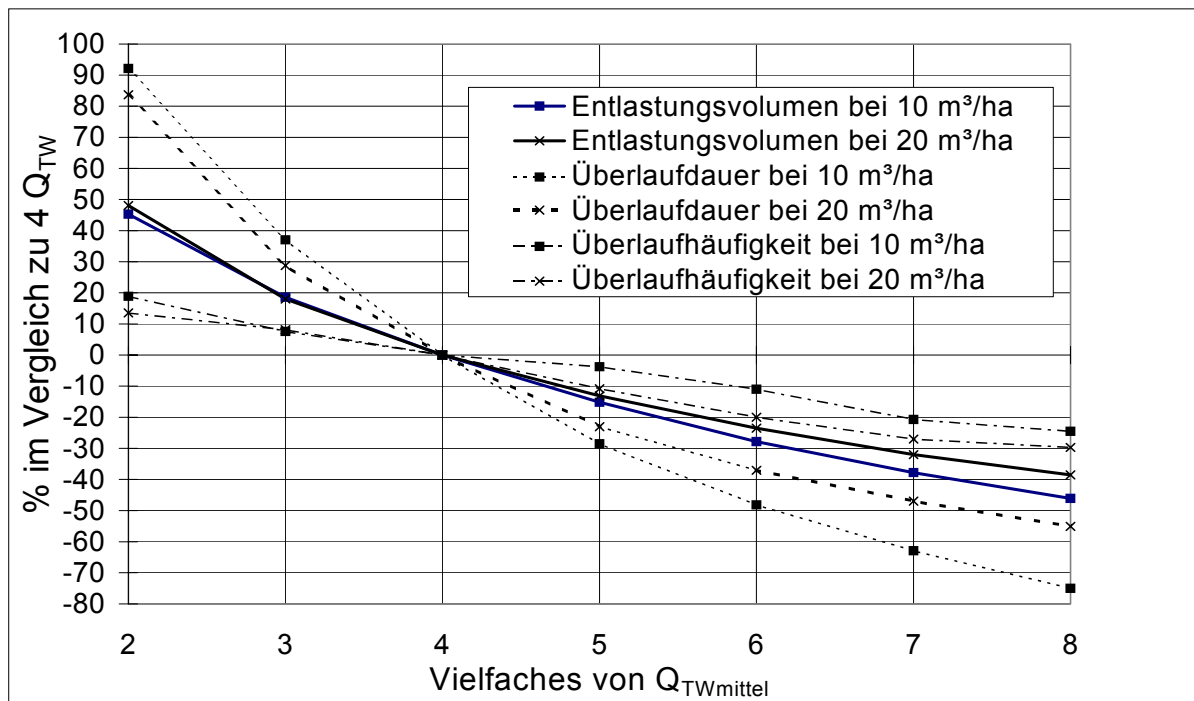


Abbildung 4-12: Relative Reduktion der jährlichen Entlastungsvolumina, der Überlaufdauer und -häufigkeit in Abhängigkeit vom Mischwasserzufluss zur Kläranlage bei 2 verschiedenen Regenüberlaufbeckenvolumina

Die beiden folgenden Tabellen zeigen wie weit das Regenüberlaufbecken verkleinert werden kann, wenn der Zufluss zur Kläranlage erhöht wird, und die Entlastungsrate e_0 unverändert bleiben soll.

Tabelle 4-7: Wirkung einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage bei gleichzeitiger Reduzierung des RÜB-Volumens in dem Ausmaß, dass die Entlastungsrate (e_0) in allen Fällen gleich hoch ist.

$Q_m = x Q_{TWm}$	2	3	4	5	6	7
q_r (l/s/ha)	0,23	0,46	0,69	0,93	1,16	1,39
V (m³)	510	282	200	146	102	73
N (1/a)	20	27	30	30	32	34
D (h/a)	173	148	142	130	128	125
e_0 (%)	39,3	39,3	39,3	39,3	39,3	39,3
Σ m³/a	19202	19202	19202	19202	19202	19202
m³ SW/a	999	819	731	658	614	580
m³ OW/a	18203	18383	18471	18544	18588	18622

Dabei zeigt sich auch, dass die Rohabwasser-Emissionen mit zunehmendem Kläranlagenzufluss zurückgehen. Das bedeutet, dass die Entlastungsmengen gleich bleiben, die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Überlaufwasser z.B. aber geringer werden. Die Überlaufhäufigkeit steigt etwas an, dafür geht die Überlaufdauer leicht zurück.

Tabelle 4-8: Wirkung einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage bei gleichzeitiger Reduzierung des RÜB-Volumens in dem Ausmaß, dass die Entlastungsrate (e_0) in allen Fällen gleich hoch ist. Das Volumen bei $Q_m = 4 Q_{\text{TWM}}$ ist doppelt so groß wie in der vorangegangenen Tabelle

$Q_m = x Q_{\text{TWM}}$	2	3	4	5	6	7
q_r (l/s/ha)	0,23	0,46	0,69	0,93	1,16	1,39
V (m^3)	982	556	400	317	258	211
N (1/a)	10	14	18	19	21	22
D (h/a)	120	90	83	77	74	72
e_0 (%)	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0
$\Sigma \text{ m}^3/\text{a}$	12690	12690	12690	12690	12690	12690
$\text{m}^3 \text{ SW}/\text{a}$	683	505	436	396	369	347
$\text{m}^3 \text{ OW}/\text{a}$	12007	12185	12254	12294	12321	12343

Die beiden Tabellen unterscheiden sich nur darin, dass in Tabelle 4-8 größere Regenüberlaufbecken gewählt wurden als in Tabelle 4-7. Die Erhöhung des Mischwasserzuflusses von $4 Q_{\text{TWM}}$ auf $6 Q_{\text{TWM}}$ ermöglicht es, das Regenüberlaufbeckenvolumen von 200 m^3 auf 102 m^3 bzw. von 400 m^3 auf 258 m^3 zu reduzieren. Die relative Reduktion des Volumens sinkt also mit zunehmendem Ausgangsvolumen, absolut gesehen ist das Einsparungspotential natürlich größer.

Schließlich wird noch gezeigt, wie weit die Beckenvolumina reduziert werden können, wenn nicht die Entlastungsrate konstant bleiben soll sondern die Rohabwasseremissionen (siehe Tabelle 4-9). Die Reduktion der Beckenvolumina ist in diesem Fall ähnlich hoch wie bei der Berechnung nach ATV-A 128 (siehe auch Kapitel 4.7.2). Die Überlaufhäufigkeit und -dauer nehmen bei dieser Vorgangsweise aber zu.

Tabelle 4-9: Wirkung einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage bei gleichzeitiger Reduzierung des RÜB-Volumens in dem Ausmaß, dass einmal die Entlastungsrate e_o (2. und 4.Spalte) und einmal die Rohabwassermenge (3. und 5.Spalte) gleich hoch wie im Ausgangsszenario (1.Spalte) ist.

$Q_m = x Q_{TWm}$	4	6	6	7	7
q_r (l/s/ha)	0,69	1,16	1,16	1,39	1,39
V (m ³)	200	102	67	73	34
N (1/a)	37	32	44	34	48
D (h/a)	142	128	156	125	165
e_o (%)	39,3	39,3	44,4	39,3	46,2
Σ m ³ /a	19202	19202	21686	19202	22551
m ³ SW/a	731	614	731	584	731
m ³ OW/a	18471	18588	20955	18618	21820

Ob eine Kläranlage bei Regen höhere Zuflüsse als den doppelten Trockenwetterzufluss in der Tagesspitze verkraftet, ohne dass die Ablaufqualität existierende Grenzwerte überschreitet, kann natürlich nicht generell beantwortet werden. Erfahrungsgemäß verfügen aber viele Kläranlagen über Leistungsreserven.

Der Mischwasserzufluss kann den Betrieb der Kläranlage in vielerlei Hinsicht beeinträchtigen. So steigt der Rechengutanfall bei Mischwasserzufluss auf das 5 bis 10 fache gegenüber Trockenwetterbedingungen (Kassner, 1987). Der Rechen ist mit 2,5 Betriebsstörungen je Einheit und Jahr das störanfälligste Aggregat (Wagner, 1995). Auch die Menge an Sandgut nimmt bei Regenwetter deutlich zu, wobei vor allem sommerliche Starkregen nach längeren Trockenperioden von Bedeutung sind (Londong, 1990). Unvollständiger Sandrückhalt kann zu zahlreichen Problemen führen, wie Ablagerungen in der Faulung, Beschädigung von Pumpen und Verstopfung von Leitungen.

Die CSB-Frachten im Ablauf der Belebung sind bei Mischwasserzufluss höher als bei Trockenwetterverhältnissen, da die Konzentrationen im Ablauf nicht im gleichen Maße abnehmen wie die Verdünnung der Zulaufkonzentrationen bei längeren Regenereignissen. Eine Beeinträchtigung der Denitrifikation bei Mischwasserzufluss ist vor allem durch den Rückgang an leicht abbaubaren Substanzen im Zulauf bedingt. Kommt es außerdem durch die bei

Mischwasserzufluss erhöhte hydraulische Belastung zu einem Sauerstoffeintrag im Zulauf zur Denitrifikationszone, so wird die Denitrifikation zusätzlich limitiert (ATV, 1997b).

Eine Erhöhung des Kläranlagenzuflusses geht mit einer Reduzierung der Volumina der Regenüberlaufbecken einher, so dass die Kläranlage im Jahresmittel in beiden Fällen die gleiche Mischwassermenge erhält. Die Erhöhung des Kläranlagenzuflusses kann aber vor allem in zwei Bereichen zu erheblichen Problemen führen:

1. Beeinträchtigung der Nitrifikation
2. Schlammabtrieb aus der Nachklärung

Die nitrifizierbare Stickstofffracht hängt von der vorhandenen Nitrifikantenpopulation ab, und diese wiederum von der nitrifizierten Stickstofffracht während der letzten 1-2 Schlammalter. Entsprechend der vorhandenen Nitrifikantenpopulation kann abhängig von der vorhandenen Temperatur eine gewisse Stickstofffracht nitrifiziert werden. Eine plötzliche, deutliche Zunahme der Stickstofffracht durch die Verdrängung (Ausspülung) des Trockenwetterabflusses aus dem Kanal, der Vorklärung oder auch dem anaeroben Becken für die biologische Phosphorentfernung kann zu erhöhten $\text{NH}_4\text{-N}$ -Gehalten im Ablauf führen, da im Gegensatz zum Kohlenstoffabbau Speichervorgänge bei der Nitrifikation keine Rolle spielen. Die Beeinträchtigung der Nitrifikation wird noch verschärft, weil durch die Verlagerung von Belebtschlamm in die Nachklärung durch den erhöhten Zufluss die Masse an Nitrifikanten in der Belebung zurückgeht. Auch ein Temperaturrückgang bei Mischwasserzufluss (häufig vor allem bei Schmelzwasserzufluss) wirkt sich nachteilig auf die Nitrifikation aus. Die Wachstumsrate der Nitrifikanten geht mit fallender Temperatur um ca. 10 % pro °C zurück.

Unter Vernachlässigung der hydraulischen Aufenthaltszeit im Belebungsbecken und unter Vernachlässigung der Vermehrung der Biomasse während der Belastungsspitze muss der Sicherheitsfaktor gegen Stoßbelastungen SF_{ST} größer als der Schwankungsfaktor der Stickstofffracht SF (Verhältnis der maximal zu nitrifizierenden Ammoniumfracht zur mittleren nitrifizierten Ammoniumfracht über ein aerobes Schlammalter) sein (nach Gujer, 1991):

$$SF_{ST} = \frac{\mu_A \frac{V_N}{V_{BB}}}{D_x + b_A} \geq 1 \geq SF$$

- SF_{ST} Sicherheitsfaktor gegen Stoßbelastungen
 SF Schwankungsfaktor der Stickstofffracht
 μ_A maximale Wachstumsrate der Nitrifikanten (1/d)
 b_A Zerfallsrate (1/d)
 D_x Überschussschlammabzugsrate (1/d)
 V_N belüftetes aerobes Belebungsbeckenvolumen (m³)
 V_{BB} Belebungsbeckenvolumen (m³)

Die beiden folgenden Abbildungen zeigen den rechnerischen Sicherheitsfaktor gegen kurzfristige Stoßbelastungen in Abhängigkeit von der Temperatur und vom Schlammalter. In Abbildung 4-13 wurde ein V_N/V_{BB} -Verhältnis von 0,5 angesetzt, in Abbildung 4-14 ist es 0,75.

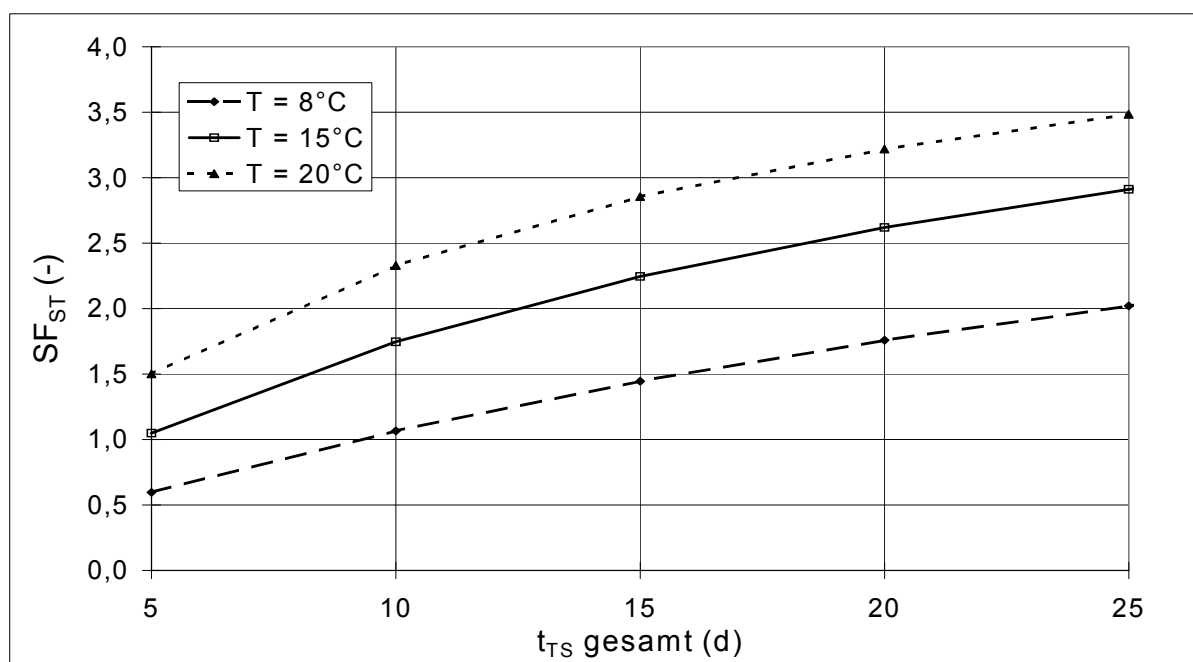


Abbildung 4-13: Zunahme der Sicherheit gegen kurzfristige Stoßbelastungen in einer Belebungsanlage mit steigendem Schlammalter ($V_N/V_{BB} = 50\%$) in Abhängigkeit von der Temperatur

Da der Sicherheitsfaktor gegen kurzfristige Stoßbelastungen mit steigendem Schlammalter größer wird, sind Kläranlagen, die auf gleichzeitige aerobe Schlammstabilisierung ausgelegt wurden, gegenüber Ammoniumstößen unempfindlicher als Anlagen mit einer externen Schlammstabilisierung.

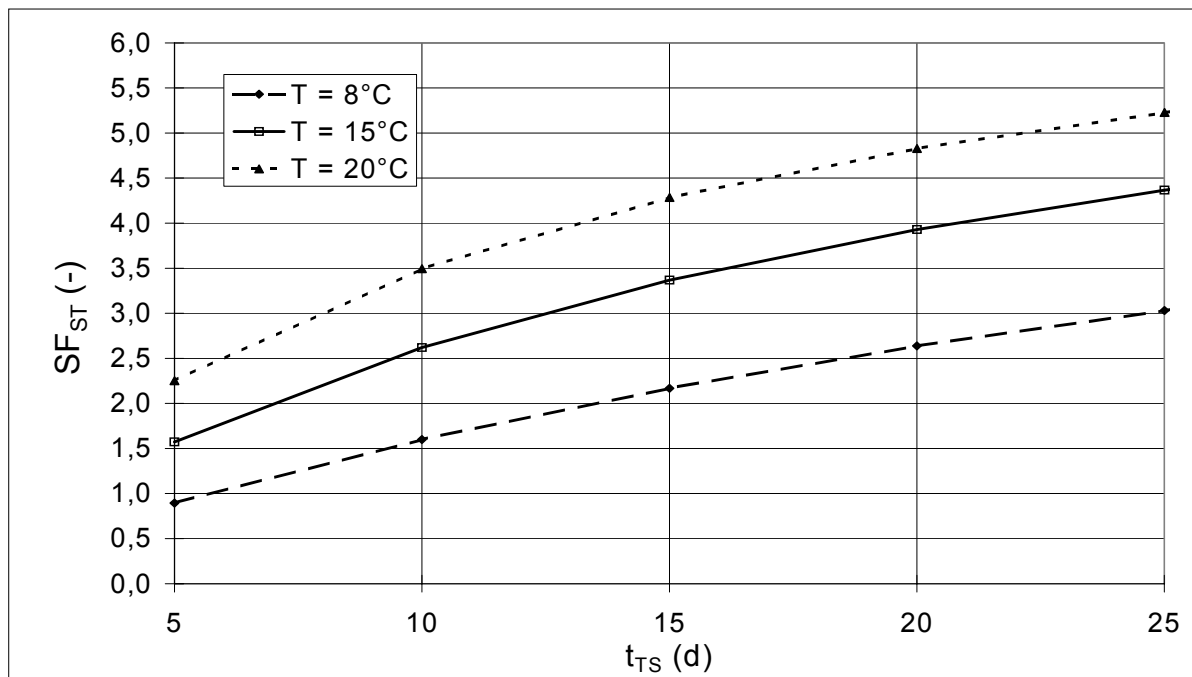


Abbildung 4-14: Zunahme der Sicherheit gegen kurzfristige Stoßbelastungen in einer Belebungsanlage mit steigendem Schlammalter ($V_N/V_{BB} = 75\%$) in Abhängigkeit von der Temperatur

Anhand eines Vergleichs von Abbildung 4-13 mit Abbildung 4-14 sieht man, dass sich die Sicherheit gegenüber Stoßbelastungen durch eine Erhöhung des aeroben Volumens deutlich erhöhen lässt. Bei einer Kläranlage mit einem Schlammalter von 25 Tagen und einer Temperatur im Belebungsbecken von 8°C steigt der Sicherheitsfaktor von 2 auf 3 wenn der Anteil des aeroben Volumens am Gesamtbelebungsbeckenvolumen von 50 % auf 75 % erhöht wird.

Da Ammonium fast ausschließlich über den Schmutzwasserabfluss in die Kanalisation eingetragen wird, kommt es bei Mischwasserabfluss zu keiner dauerhaften Erhöhung der Ammoniumzulaufmengen zur Kläranlage. Problematisch ist der erste Spülstoß, wenn der Trockenwetterabfluss im Kanal durch die Zulaufhöhung und die damit verbundene Wellenbildung beschleunigt zur Kläranlage transportiert wird. Der zweite problematische Zeitpunkt kann die Entleerung von Regenüberlaufbecken sein. Durch eine geeignete Betriebsführung ließe es sich aber vermeiden, dass die Ammoniummengen im Zulauf der Kläranlage das vorhandene Nitrifikationspotential übersteigen. Bei einsetzendem Mischwasserzufluss müsste die Kläranlage mit einem geringeren Zufluss als Q_m (Bemessungszufluss) beschickt werden. Nach Abklingen des Spülstoßes kann dann die Kläranlage mit einem Zufluss, der höher ist als Q_m , beschickt werden

(natürlich nur unter der Voraussetzung, dass es zu keinem Schlammabtrieb kommt). Falls erforderlich muss während der Regenüberlaufbeckenentleerung wieder stärker gedrosselt werden. Ein Konzept für eine derartige Betriebsführung haben u.a. Krauth u. Müller (1996) vorgeschlagen.

Durch die Erhöhung der hydraulischen Belastung wird Schlamm aus der Belebung in die Nachklärung verlagert. Bei der Bemessung der Nachklärung nach ATV-A 131 wird eine Verlagerung von 30 % des Schlammes aus der Belebung berücksichtigt. Ist das Volumen bzw. auch die Tiefe der Nachklärung ausreichend groß, so kommt es zu keiner (wesentlichen) Beeinträchtigung der Ablaufqualität. Im Trockenwetterbetrieb muss jedenfalls darauf geachtet werden, dass der Schlamm Spiegel so niedrig bleibt, dass ausreichend Reserve für einen eventuellen Mischwasserfall verbleibt. Es ist einleuchtend, dass das Problem der Schlammverlagerung bei niedrig belasteten Belebungsanlagen deutlich größer ist als bei hoch belasteten Anlagen, da bei letzteren die Belebung viel kleiner ist und daher weniger Schlamm verlagert werden kann. Untersuchungen an der Technischen Universität München haben gezeigt, dass sich vor allem schnelle Zuflusserhöhungen negativ auswirken. Daher sollte die Erhöhung der Rücklaufschlammmenge erst mit einer gewissen Verzögerung vorgenommen werden (ATV, 1997b).

Die Einführung einer automatischen Regelung des Betriebs mit online Messungen (z.B. des Schlammspiegels in der Nachklärung) könnte zu einer deutlichen Erhöhung der Sicherheit gegenüber Schlammabtrieb führen, birgt aber auch die Gefahr von Fehlern bei der Regelung. Die im Hinblick auf die Nitrifikation vorgeschlagene Betriebsführung ist auch für einen sichereren Betrieb der Nachklärung bei Mischwasserzufluss zielführend. Technisch sollte es jedenfalls möglich sein, einen auf die Kläranlage abgestimmten variablen Mischwasserzufluss zu wählen, der zu Beginn des Ereignisses unter $Q_m = 2Q_s + Q_f$ (falls erforderlich) und nach Abklingen des Spülstoßes darüber liegt.

Generell muss das Ziel beim Betrieb der Kläranlage sein, Zulauffrachtspitzen so gering wie möglich zu halten. Beispielsweise sollten Rückläufe aus der Schlammbehandlung bei einsetzendem Mischwasserzufluss gestoppt werden. Auch die Nutzung eines nicht mehr benötigten Vorklärbeckens als Mischwasserspeicherbecken wäre denkbar.

4.5 Beurteilung der Wirkung von Maßnahmen in Bezug zu den Gesamtemissionen in Fließgewässer

4.5.1 Nährstoffe

Die in der Literatur für die Depositionen von Stickstoff und Phosphor angegebenen Werte liegen in einem Bereich von 10-25 kg ges.N/(ha·a) bzw. 0,2- 0,5 kg ges.P/(ha·a) (Hamm et al., 1991; Zeßner, 1999). Die von versiegelten Flächen abgespülte Stickstofffracht wird im Wesentlichen durch die Depositionen bestimmt. Beim Phosphor ist in der Regel eine deutliche Erhöhung der Fracht durch andere Schmutzquellen beobachtbar. Die flächen-spezifische ges.P-Jahresfracht im Oberflächenabfluss wird in der Literatur meist im Bereich von 1-2 kg/(ha·a) angegeben (House et al. 1993).

In einem eher ländlichen Gebiet mit einer Einwohnerdichte von 100 EW/ha_{Ared} kann man mit einer spezifischen Stickstoff-Jahresfracht im Schmutzwasser von 400 kg/ha_{Ared} (11 g N/(EW·d)) und einer spezifischen Stickstofffracht im Oberflächenabfluss von 16 kg/ha_{Ared} rechnen. Damit kommen in diesem Fall nur 4 % der gesamten in das Abwasser eingetragenen Stickstofffracht aus dem Niederschlagsabfluss von befestigten Flächen. Bei einer Trennkanalisation wäre selbst im Fall, dass in der ARA 80 % der Stickstofffracht entfernt werden, der Anteil der Emissionen aus dem Niederschlagsabfluss von befestigten Flächen an den Gesamtemissionen in Oberflächengewässer (diffuse Quellen noch gar nicht mitgerechnet) nur etwa 15 %. Bei einer nicht denitrifizierenden Kläranlage würden weniger als 5 % der Gesamtemissionen von der Fläche kommen, mehr als 95 % würden über den Kläranlagenablauf ausgetragen. Mit zunehmender Einwohnerdichte wird der Anteil der N-Fracht im Niederschlagsabfluss von befestigten Flächen immer bedeutungsloser.

Beim Mischwassernetz wird zwar ein Teil des Regenwassers zur ARA geleitet, die N-Entfernung in der ARA geht aber bei Mischwasserzufluss meist zurück. Größere Speicherbecken reduzieren die Emissionen durch Entlastungen, verlängern aber den Mischwasserzufluss zur ARA. Den in der folgenden Tabelle 4-10 zusammengestellten Simulationsergebnissen liegt ein fiktives Gebiet mit einer Besiedlungsdichte von 100 EW/ha_{Ared} zugrunde. Es wurde mit 11 g N/(EW·d) für den Schmutzwasserabfluss und 16 kg N/(ha_{Ared}·a) für den Oberflächenabfluss gerechnet. Die Regenabflussspende beträgt 0,77 l/(s·ha_{Ared}). Die Simulation wurde mit einem Jahresniederschlag von 774 mm durchgeführt.

Tabelle 4-10: Stickstoffemissionen ausgedrückt in % der jährlichen Emissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren. Der Rückhalt in der Kläranlage wurde zu 80 % bzw. 60 % (Wert in Klammer) angenommen.

Stickstoff	Eintrag in Kanal	MW ohne RÜB	MW + RÜB 20m ³ /ha	Trennkanal
SW über RÜB	96,2	2,1	0,8	0
SW Ablauf ARA	96,2	18,8 (37,6)	19,1 (38,2)	19,2 (38,4)
OW über RÜB	3,8	2,5	1,3	3,8
OW Ablauf ARA	3,8	0,3 (0,5)	0,5 (1,0)	0
Summe	100	23,7 (42,7)	21,7 (41,3)	23,0 (42,2)

Die Unterschiede zwischen den 3 Szenarien sind sehr gering. Stellt man sich zusätzlich ein Szenario vor, bei dem der gesamte Mischwasserabfluss biologisch gereinigt würde, ohne dass es dadurch zu einer Beeinträchtigung der Reinigungsleistung der Kläranlage käme, so würden 20 % der gesamten Stickstofffracht aus der Siedlungswasserwirtschaft in das Gewässer gelangen. Das sind 3,7 % weniger als beim Szenario „Mischkanalisation ohne Becken“. In diesem Fall würde aber die Kläranlage über einen Zeitraum von 70 Tagen mit Mischwasser beschickt. Sinkt der Stickstoffrückhalt auf der Kläranlage an diesen 70 Tagen von 80 % auf 60 %, so würden wiederum 23,8 % der gesamten Stickstofffracht in das Gewässer gelangen, also genau so viel wie beim Szenario „Mischkanalisation ohne Becken“.

Es ist also in Bezug auf die Stickstoffemissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft ziemlich unbedeutend, ob man eine Trenn- oder eine Mischkanalisation errichtet. Auch das Ausmaß der Mischwasserspeicherung hat keinen Einfluss auf die Gesamtemissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft. Vergleicht man diese Emissionen noch mit denen aus diffusen Quellen, so wird diese Aussage noch bekräftigt. Zeßner (1998) hat erhoben, dass in Österreich etwa 13 kg N/(E·a) in die Oberflächengewässer eingetragen werden. Bei einer Einwohnerdichte von 100 E/ha_{Ared} und 16 kg N/(ha_{Ared}·a) Deposition auf diesen undurchlässigen Flächen ergäbe sich eine spezifische Belastung durch den Niederschlagsabfluss von befestigten Flächen von 0,16 kg N/(E·a), das ist etwa 1 % der Gesamtemissionen. Bei einer Einwohnerdichte von 50 E/ha_{Ared} wären es etwa 2 % der Gesamtemissionen. Über Mischwasserentlastungen werden ebenfalls je nach Besiedlungsdichte und Ausbaugrad der Regenüberlaufbecken

ca. 1-2 % der Stickstoffgesamtemissionen in Oberflächengewässer eingetragen.

Ganz ähnlich sind die Verhältnisse hinsichtlich des Phosphors. Bei einer Einwohnerdichte von 100 EW/ha_{Are} und einem spezifischen P-Anfall von 1,7 g P/(EW·d) ergibt sich eine P-Jahresfracht im Schmutzwasser von 62 kg/ha_{Are}. Verfügt die ARA über eine Phosphorfällung, so gelangen ca. 6 kg P in den Ablauf der ARA. Die Emissionen über den Niederschlagsabfluss von befestigten Flächen (ca. 1,5 kg P/(ha_{Are}·a)) sind dann etwa 20% der Gesamtemissionen aus Kanal und Kläranlage. Bei fehlender sind es weniger als 5 %. Mit steigender Einwohnerdichte sinkt dieser Prozentsatz.

Für Phosphor hat Zeßner (1998) eine spezifische Gesamtemission (inkl. diffuser Quellen) in Oberflächengewässer von ca. 1 kg P/(E·a) angegeben. Rechnet man für den Niederschlagsabfluss von befestigten Flächen mit 1,5 kg P/(ha_{Are}·a), so ergibt das ähnlich wie beim Stickstoff, dass etwa 1,5 bis 2,5 % der Gesamtemissionen in Oberflächengewässer aus dem Abfluss von versiegelten Flächen kommen. Über Mischwasserentlastungen werden ebenfalls (abhängig von der Besiedlungsdichte) max. 2 % der Gesamtemissionen entlastet.

Tabelle 4-11: Phosphoremissionen ausgedrückt in % der jährlichen Emissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren (der Rückhalt in der Kläranlage wurde zu 90 % angenommen)

Phosphor	Eintrag in Kanal	MW ohne RÜB	MW + RÜB 20m ³ /ha	Trennkanal
SW über RÜB	97,6	2,1	0,8	0
SW Ablauf ARA	97,6	9,6	9,7	9,8
OW über RÜB	2,4	1,6	0,8	2,4
OW Ablauf ARA	2,4	0,1	0,2	0
Summe	100	13,4	11,5	12,2

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass Mischwasserentlastungen und Einleitungen aus Regenkanalisationen hinsichtlich der Nährstoffjahresfrachten von untergeordneter Bedeutung sind. Berücksichtigt man auch noch die Nährstoffemissionen aus diffusen Quellen, so wird die geringe Bedeutung der Niederschlagswassereinleitungen (egal welches System) noch viel evidenter.

4.5.2 Schwermetalle

Die maßgeblichen Quellen der Einträge von Schwermetallen in das Abwasser sind Haushalte, Gewerbe und Industrie und Oberflächenabflüsse. Während die Oberflächenabflüsse bei den Nährstoffen keinen wesentlichen Einfluss auf die Einträge in das Abwasser haben, sind sie in Bezug auf Schwermetalle eine bedeutende Quelle. Hohe Schwermetallkonzentrationen können sich sowohl in Straßenabflüssen als auch in Dachabflüssen finden. Beim Verkehr sind Reifenabrieb (Zn, Cd), Abrieb von Bremsbelegen (Cu), Straßenbelag (Ni) und (bis zur Einführung von bleifreiem Benzin) Abgase (Pb) bedeutende Schwermetallquellen. In Dachabflüssen können vor allem hohe Zink und Kupferkonzentrationen auftreten, wenn diese Metalle bei der Dachdeckung oder für Dachrinnen verwendet werden.

Tabelle 4-12: Die Herkunft einiger Schwermetalle in % des jährlichen Gesamteintrages in das Abwasser

		Cd	Cu	Pb	Zn
St.Gallen, Schweiz (Boller, 1997)	HA	13	24	17	29
	I+G	19	21	9	30
	OF	68	58	74	41
Sault Ste. Marie, Canada (Marsalek, 1990)	HA	13	18	10	10
	I+G	19	18	43	(69)
	OF	68	64	47	21
Berlin, Deutschland (Heinzmann, 1994 in Boller et al., 1996)	HA+I+G		62	25	18
	OF		38	75	82

HA Haushalt

I+G Industrie und Gewerbe

OF Oberflächenabflüsse

Tabelle 4-12 gibt die Herkunft einiger Schwermetalle in % des jährlichen Gesamteintrages in das Abwasser an. Es werden nur Untersuchungen jüngerer Datums gezeigt. Derartige Bilanzierungen wurden bislang relativ selten durchgeführt. Deutlich mehr Daten gibt es bezüglich der im Oberflächenabfluss gemessenen Schwermetallkonzentrationen. In der folgenden Tabelle 4-13 sind durchschnittliche Konzentrationen aus der Literatur zusammengestellt. Bei allen Angaben handelt es sich um Ergebnisse längerer Untersuchungen, teilweise sind die angegebenen Werte bereits Zusammenfassungen verschiedener Untersuchungen.

Abschätzungen von Schwermetallkonzentrationen in Abhängigkeit vom Verkehr oder von den vorhandenen Dachflächen sind mit großen Unsicherheiten behaftet. Ein wesentlicher Grund dafür dürfte darin liegen, dass die Schwermetalleinträge in das Abwasser zum Teil aus diffuser Belastung stammen und dass umgekehrt ein gewisser Anteil der Emissionen aus dem Verkehr oder aus der Dachkorrosion diffus vertragen wird. So weist Xanthopoulos (1995) darauf hin, dass in Abflüssen von Autobahnen zum Teil deutlich niedrigere Konzentrationen registriert wurden als in städtischen Wohnbereichen und führt dies auf Windverluste zurück. Das Vorhandensein von Randsteinen hat einen erheblichen Einfluss auf die Schwermetallkonzentrationen im Straßenabfluss.

Tabelle 4-13: Schwermetallkonzentrationen ($\mu\text{g/l}$) in Niederschlagsabflüssen

	Cd	Cu	Pb	Zn
EPA, 1983		43	182	202
NWRI, in Marsalek, 1990	1,5	27	146	490
Marsalek (Canada), 1990	4,1	41	155	263
Bannermann et.al, 1993 (Wisconsin Wohngebiet)	0,7	21	32	203
Harremoes, Johansen, 1986 (Trennsystem)	0,5	2,7	41	336
Harremoes, Johansen, 1986 (2 Mischsysteme)	1,3 1,1	35 40	105 150	518 302
Pfeifer u. Hahn, 1995 (Trennsystem – Karlsruhe)	1,3 1,0	52,6 76,2	51,2 42,9	1030 520
Heinzmann (Berlin Trennsystem), 1993		38	80	1490
Geiger (Mischsysteme), 1990	2,1	92	89	293
Xanthopoulos, 1993 (Straße)	6,4	108	311	
Hermann et al., 1993 (Straße) in Haritopoulou, 1996	2	109	203	
Wien-A23 (Wasserwirtschaftskataster, 1992)	10	100	40	4500

Trotz zum Teil erheblicher Schwankungen in den Literaturangaben lässt sich doch ein ungefährender Konzentrationsbereich für die angeführten Schwermetalle angeben. In der folgenden Tabelle 4-14 werden - basierend auf den Daten der Tabelle 4-13 - durchschnittliche Konzentrationen für Cd, Cu, Pb und Zn so wie spezifische Frachten pro ha befestigter Fläche und pro Einwohner angegeben,

wobei der Bleiwert aufgrund der Einführung von bleifreiem Benzin geringer angesetzt wurde, als die Abschätzung anhand der Tabelle 4-13 ergäben hätte. In der Bundesrepublik Deutschland wurde der zulässige Bleigehalt des Benzins 1972 mit 0,4 g/l, und 1976 mit 0,15 g/l begrenzt (Falbe u. Regitz, 1993). Heute liegt der Bleigehalt des Benzins unter 0,01 g/l. Die in Tabelle 4-14 angegebenen spezifischen Frachten wurden mit einer Jahresabflusshöhe von 500 mm und einer Einwohnerdichte von 75 E/ha_{Ared} errechnet.

Tabelle 4-14: Durchschnittliche Schwermetallkonzentrationen und spezifische Frachten im Oberflächenabfluss

	Cd	Cu	Pb	Zn
µg/l	1,5	50	50	400
g/ha/a	7,5	250	250	2000
g/E/a	0,1	3,3	3,3	27

Für häusliches Abwasser gibt Zeßner (1999) aufgrund einer eingehenden Literaturstudie folgende Schwermetallfrachten und -konzentrationen an, wobei mit einem spezifischen Wasserverbrauch von 150 l/(E·d) gerechnet wurde:

Tabelle 4-15: Schwermetallkonzentrationen im häuslichen Abwasser (Zeßner, 1999)

	Cd	Cu	Pb	Zn
µg/l	1	70	30	400
g/E/a	0,05	4,0	1,6	23,0

Auf den ersten Blick fällt auf, dass die Konzentrationen im häuslichen Abwasser ähnlich hoch sind wie jene im Oberflächenabfluss (siehe auch Bode u. Klopp, 1997). Die spezifischen Frachten im Oberflächenabfluss liegen für Cadmium und Blei deutlich über jenen im Schmutzwasserabfluss. Das Ergebnis dieser Abschätzung liegt im Bereich der Angaben von Tabelle 4-12.

Auch diese Auswertung deutet darauf hin, dass bei geringem Einfluss von Gewerbe und Industrie zumindest 50 % der jährlichen Schwermetalleinträge in das Abwasser aus Oberflächenabflüssen von befestigten Flächen kommen. Mit zunehmendem Anteil von Gewerbe und Industrie geht der relative Eintrag durch die Oberflächenabflüsse natürlich zurück, bleibt aber immer noch bedeutend. Nach Zeßner (1999) ist österreichweit gesehen der Eintrag von Schwermetallen

aus Gewerbe und Industrie geringer als der Eintrag über häusliches Abwasser.

Trotz der erwähnten Schwankungen bei den Angaben in der Literatur, lässt sich eindeutig sagen, dass die Bedeutung der Oberflächenabflüsse für den Schwermetalleintrag in das Abwasser hoch ist, und der Grad der Mischwasserbehandlung daher einen erheblichen Einfluss auf die Schwermetallemissionen hat. Für die Schwermetallemissionen ist aber nicht alleine der Wirkungsgrad der Mischwasserspeicherung sondern auch der Rückhalt von Schwermetallen in der Kläranlage maßgebend. Zeßner hat eine umfangreiche Literaturstudie durchgeführt und gibt die in Tabelle 4-16 angegebenen Mittelwerte und Schwankungsbreiten an.

Tabelle 4-16: Rückhaltegrade für Schwermetalle auf biologischen Kläranlagen (Zeßner 1999)

	Cd	Cu	Pb	Zn
Schwankungsbreite	42-94	41-94	31-93	27-91
Mittelwert	62	76	78	72

Die angegebenen Schwankungsbreiten sind sehr groß. Daher können die Durchschnittswerte nicht auf eine bestimmte Kläranlage angewandt werden. Bei Mischwasserzufluss wird die Kläranlage mit einer deutlich höheren Schwermetallfracht beschickt als unter Trockenwetterbedingungen. Für die Gesamtemissionen ist es daher von entscheidender Bedeutung ob in der Kläranlage bei Mischwasserzufluss vergleichbare Rückhaltegrade wie bei Trockenwetter erreicht werden. Klopp (1987) gibt aus Messungen von 116 Kläranlagen im Ruhreinzugsgebiet für Zink, Kupfer, Chrom, Nickel und Blei einen Zusammenhang zwischen dem prozentuellen Schwermetallrückhalt und den Zulaufkonzentrationen zu den Kläranlagen an. Dabei zeigt sich, dass der Rückhaltegrad mit abnehmender Zulaufkonzentration abnimmt, bzw. die Ablaufkonzentrationen gleich bleiben. Das bedeutet, dass bei hohem Fremdwasserzufluss der prozentuelle Schwermetallrückhalt deutlich abnimmt. Bei Mischwasserzufluss bleiben aber die Schwermetallkonzentrationen im Zulauf ähnlich hoch wie bei Trockenwetterzufluss, da im Oberflächenabfluss im Gegensatz zu Fremdwasser ähnlich hohe Schwermetallkonzentrationen zu finden sind wie im Trockenwetterabfluss.

Für den Rückhalt von Schwermetallen in der Kläranlage im Regenwetterfall bedeutet dies, dass zwar mit einer deutlichen Zunahme der Ablauffracht zu

rechnen ist, nicht aber (zwangsläufig) mit einer Verschlechterung des prozentuellen Rückhaltes.

Im Folgenden soll nun gezeigt werden, welchen Einfluss eine Mischwasserbehandlung auf die Gesamtemissionen von Schwermetallen hat, und wie sich die Emissionen eines Mischsystems von denen eines Trennsystems unterscheiden. Für die Simulation des Niederschlag-Abflussvorganges wurde ein Gebiet mit $A_{\text{red}} = 10$ ha, eine Einwohnerdichte von 100 EW/ha $_{\text{Ared}}$, und ein spezifischer Trockenwetterabfluss von $Q_t = 200$ l/(EW·d) angenommen. Der Bemessungszufluss Q_m zur ARA beträgt 10 l/s. Die verwendete einjährige Niederschlagsreihe hat eine Jahresniederschlagshöhe von 774 mm. Der effektive Niederschlag ist 461 mm, das heißt, dass im Jahresmittel 60% des Niederschlags abfließen.

Bei Errichtung eines RÜB mit $V = 20$ m³/ha $_{\text{Ared}}$ würden 16336 m³ bzw. 35 % der abfließenden Niederschlagsmenge entlastet. Ohne RÜB wäre die entlastete Menge 32123 m³ bzw. 70 % der abfließenden Niederschlagsmenge. Das heißt, dass im ersten Fall 65% des Niederschlagsabflusses zur ARA gelangen, im zweiten Fall aber auch noch 30%, also knapp die Hälfte der Menge wie im ersten Fall. Die Gesamtabflussdauer zur Kläranlage ist für den Fall, dass kein Becken gebaut wird 762 h (32 Tage), die Überlaufdauer beträgt 372 h. Wird ein Becken gebaut, so ist die Gesamtabflussdauer zur Kläranlage wegen der Beckenentleerung natürlich länger (1196 h bzw. 50 Tage), die Überlaufdauer ist deutlich kürzer (120 h).

Unter den in Tabelle 4-17 getroffenen Voraussetzungen (nur 20 % der jährlich in den Kanal eingetragenen Schwermetallemissionen kommen von Oberflächenabflüssen) könnten die Schwermetallemissionen durch die Errichtung eines 20 m³/ha $_{\text{Ared}}$ Beckens um 29 % gegenüber dem Zustand ohne Becken reduziert werden, wenn in der ARA ein 90 %er Rückhalt erreicht wird. Ist der Rückhalt in der Kläranlage nur 50 %, so führt die Errichtung des Beckens nur zu einer 7 % Reduktion der Emissionen aus Überlauf und Kläranlagenablauf. Deutlich sichtbar ist auch, dass die Emissionen aus dem Trennsystem höher sind als jene aus dem Mischsystem, selbst dann, wenn kein Regenüberlaufbecken errichtet wird. Außerdem sieht man, dass die Schmutzwasseremissionen durch die Errichtung des Beckens mit $V_s = 20$ m³/ha $_{\text{Ared}}$ mehr als halbiert werden.

Tabelle 4-17: Emissionen eines Schwermetalls, das zu 20% aus Oberflächenabschwemmungen kommt, in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren, ausgedrückt in % der jährlichen Emissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft. Der Rückhalt in der Kläranlage ist 90 % bzw. 50 % (Wert in Klammer).

Schwermetall A	Eintrag in Kanal	MW ohne RÜB	MW + RÜB 20 m ³ /ha	Trennkanal
SW über RÜB	80	1,8	0,6	0
SW Ablauf ARA	80	7,8 (39,1)	7,9 (39,7)	8,0 (40,0)
OW über RÜB	20	13,2	6,8	20,0
OW Ablauf ARA	20	0,7 (3,4)	1,3 (6,6)	0
Summe	100	23,5 (57,5)	16,6 (53,7)	28,0 (60,0)

Unter der Annahme, dass 50 % der jährlich in den Kanal eingetragenen Schwermetallemissionen von Oberflächenabflüssen kommen (siehe Tabelle 4-18), reduziert der Bau eines 20 m³/ha_{Ared} Beckens die Emissionen aus Kanal und Kläranlage um 37 % (bei 90 % Rückhalt in der ARA) bzw. 13 % (bei 50 % Rückhalt in der ARA) gegenüber der Mischkanalisation ohne Regenüberlaufbecken. Es zeigt sich also, dass die Wirkung des Beckens umso mehr zunimmt, je mehr die Schwermetallfrachten im Abwasser durch Oberflächenabflüsse bestimmt werden.

Tabelle 4-18: Emissionen eines Schwermetalls, das zu 50% aus Oberflächenabschwemmungen kommt, in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren, ausgedrückt in % der jährlichen Emissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft. Der Rückhalt in der Kläranlage ist 90 % bzw. 50 % (Wert in Klammer).

Schwermetall B	Eintrag in Kanal	MW ohne RÜB	MW 20 m ³ /ha RÜB	Trennkanal
SW über RÜB	50	1,1	0,4	0
SW Ablauf ARA	50	4,9 (24,5)	5,0 (24,8)	5,0 (25,0)
OW über RÜB	50	33,1	17,1	50,0
OW Ablauf ARA	50	1,7 (8,5)	3,3 (16,5)	0
Summe	100	40,7 (67,1)	25,7 (58,7)	55,0 (75,0)

Im dritten Fall (siehe Tabelle 4-19) sind die Oberflächenabflüsse die dominierende Schwermetallquelle. In diesem Fall bewirkt das 20 m³/ha_{Ared} Becken eine Reduktion der Schwermetallemissionen aus dem Kanalnetz und der Kläranlage um 40 % (bei 90 % Rückhalt in der ARA) gegenüber der Mischkanalisation ohne Regenüberlaufbecken.

Tabelle 4-19: Emissionen eines Schwermetalls, das zu 80% aus Oberflächenabschwemmungen kommt, in Abhängigkeit vom Entwässerungsverfahren, ausgedrückt in % der jährlichen Emissionen aus der Siedlungswasserwirtschaft. Der Rückhalt in der Kläranlage ist 90 % bzw. 50 % (Wert in Klammer).

Schwermetall C	Eintrag in Kanal	MW ohne RÜB	MW 20 m ³ /ha RÜB	Trennkanal
SW über RÜB	20	0,4	0,2	0
SW Ablauf ARA	20	2,0 (9,8)	2,0 (9,9)	2,0 (10,0)
OW über RÜB	80	52,8	27,3	80,0
OW Ablauf ARA	80	2,7 (13,6)	5,3 (26,4)	0
Summe	100	57,9 (76,6)	34,8 (63,8)	82,0 (90,0)

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass der Nutzen des Speicherbeckens umso größer wird, je mehr der Oberflächenabfluss die dominierende "Schwermetallquelle" ist, und je höher der Schwermetallrückhalt in der Kläranlage ist.

Beim Schwermetall B, das im Jahresmittel zu 50 % über den Niederschlagsabfluss von befestigten Flächen in den Kanal eingetragen wird, gelangen 1,4 g/d im SW zur ARA. Dazu kommen 5,3 g/d im OW im Fall ohne RÜB und 6,6 g/d im Fall eines RÜB. Das bedeutet, dass es im Zulauf zu einer Vervier- bzw. Verfünffachung der durchschnittlichen Schwermetallfracht kommt. Solange es im Ablauf der ARA an diesen Tagen auch nur zu einer Verfünffachung der Schwermetallfracht kommt, führt die Mischwasserbelastung der Kläranlage zu keiner Beeinträchtigung des relativen Schwermetallrückhaltes.

Bei allen bisher betrachteten Beispielen wurde angenommen, dass der Schwermetallrückhalt in Regenüberlaufbecken dem Wasserrückhalt entspricht. In Kapitel 4.2.1 und 4.2.2 wurde gezeigt, dass in der Regel der Rückhalt an abfiltrierbaren Stoffen höher ist als der Wasserrückhalt, weil einerseits am

Beginn des Regenereignisses höhere Konzentrationen auftreten und/oder andererseits in Durchlaufbecken eine mechanische Reinigung des entlasteten Mischwassers erreicht wird (werden kann). Daher können bei vorhandenem Spülstoß oder aufgrund der Absetzwirkung in Durchlaufbecken die Rückhaltegrade etwas höher sein als dies in Tabelle 4-17 bis Tabelle 4-19 angegeben wurde.

Bezüglich der Absetzbarkeit partikulär gebundener Schwermetalle fanden Schäfer et al, 1998, dass der Rückhalt partikulärer gebundener Metalle etwas geringer ist als der Rückhalt der abfiltrierbaren Stoffe. Besonders auffällig war dies bei einem Starkregenereignis, bei dem zwar 24 % der AFS sedimentierten aber nur 11 - 19 % der partikulär gebundenen Schwermetalle. Trotzdem wird man bei Durchlaufbecken mit höheren Rückhaltegraden rechnen können, als in Tabelle 4-17 bis Tabelle 4-19 ausgewiesen wurde.

Die Existenz eines Regenüberlaufbeckens führt jedenfalls zu einer deutlichen Reduktion der Schwermetallemissionen. Bei einer Erhöhung des spezifischen Volumens von 20 auf 30 m³/ha_{Ared} würden aber nur zusätzliche 5 bis maximal 10 % der im Mischwasser abgeschwemmten Schwermetallfracht zurückgehalten. Betrachtet man die gesamte während eines Jahres in das Abwasser eingetragenen Schwermetallfracht so würden 2,5 bis maximal 5 % dieser Fracht durch die erwähnte Beckenvergrößerung zurückgehalten. Je nach Rückhaltegrad in der Kläranlage müssen diese Werte dann noch einmal etwas reduziert werden.

In einer Mischkanalisation wird es immer zu höheren Schwermetallgehalten im Klärschlamm kommen als in einer Trennkanalisation. Unter der Annahme, dass der Schlammanfall auf einer Kläranlage bei Mischkanalisationen um knapp 20 % über dem bei Trennkanalisationen liegt (Nowak, 1995), und dass der jährliche Schwermetalleintrag in das Abwasser zu knapp 50 % aus Oberflächenabflüssen kommt, steigt die Schwermetallkonzentration des Klärschlammes um etwa 50 %.

Besonders deutlich wird der Unterschied zwischen Misch- und Trennkanalisation, wenn man den Schwermetallgehalt nicht auf die Schlamm Trockensubstanz bezieht sondern auf den Phosphorgehalt des Klärschlammes. Dieser nimmt nämlich bei einer Mischkanalisation im Vergleich zu einer Trennkanalisation nicht zu. Bedeutend ist dieser Umstand vor allem bei Schwermetallen, die überwiegend im Oberflächenabfluss zu finden sind und die in der Kläranlage gut zurückgehalten werden. Ein Schwermetall, dass zu 50 %

aus der Fläche kommt, erhöht in einer Mischkanalisation mit einem 20 m³/ha Speicherbecken den Schwermetallgehalt im Klärschlamm bezogen auf den Phosphorgehalt des Schlammes um ca. 65 % im Vergleich zu einer Trennkanalisation. Beim Schwermetall, das zu 20 % über den Oberflächenabfluss in das Abwasser gelangt, beträgt die Erhöhung des Schwermetall/P-Verhältnisses etwa 16 %, bei einem Schwermetall, das zu 80 % über den Oberflächenabfluss in das Abwasser gelangt, beträgt die Erhöhung schließlich mehr als 300 %. Wie eingangs in diesem Kapitel dargelegt, kann man im Durchschnitt davon ausgehen, dass etwa die Hälfte der jährlichen Schwermetallemissionen in das Abwasser aus Oberflächenabschwemmungen kommt. Man wird daher am ehesten mit einer Zunahme des Schwermetall/P-Verhältnisses im Schlamm um etwa 50 % gegenüber der Trennkanalisation rechnen können. Wie die obigen Daten zeigen, kann diese Erhöhung aber in einem weiten Bereich schwanken. Die Qualität des Klärschlammes für eine landwirtschaftliche Verwertung wird durch das Verhältnis zwischen den Wertstoffen (vor allem Phosphor und Stickstoff) und den potentiellen Schadstoffen (z.B. Schwermetalle) bestimmt. Daher sollte auch dieses Verhältnis bei der Beurteilung der Klärschlammqualität herangezogen werden und nicht nur der Schwermetallgehalt bezogen auf die Schlamm Trockensubstanz (Zeßner 1999). Die Mischkanalisation führt zu einem ungünstigeren Schadstoff/Nährstoff-Verhältnis im Klärschlamm als eine Trennkanalisation.

Werden Niederschlagsabflüsse von befestigten Flächen versickert, so kommt es zu einem deutlichen Rückgang der direkten Schwermetallemissionen in Oberflächengewässer. Mehrere Studien zeigen, dass sich die Schwermetalle vor allem in den ersten ca. 30 cm des Oberbodens anreichern (Mikkelsen et al., 1997; Hütter et al., 1999). Diese Anreicherung ist allerdings noch kein Beweis, dass es nicht doch langfristig zu Durchbrüchen in das Grundwasser kommt. Zur Klärung dieser Frage wäre es aber notwendig eine Bilanzierung von Schwermetalleinträgen und -austrägen über einen längeren Zeitraum vorzunehmen. Boller (1998) hat bei einer Muldenversickerungsanlage Durchbrüche von Kupfer und Cadmium festgestellt.

Bezüglich der Schwermetalleinträge in Gewässer aus diffusen Quellen sind in der Literatur kaum Informationen zu finden. Nach Angaben von Henseler et al., 1990 und Zeßner, 1999 kann grob abgeschätzt werden, dass die diffusen Einträge an Schwermetallen im Durchschnitt zumindest über jenen aus Kläranlagenablauf und Mischwasserentlastungen liegen. Durch eine Reduktion der Mischwasserentlastungen über die Mindestanforderungen hinaus können die

Schwermetallemissionen in Oberflächengewässer (inklusive der Emissionen aus diffusen Quellen) demnach um nicht mehr als ca. 10 % reduziert werden. Eine deutliche Reduktion der Schwermetallemissionen in Oberflächengewässer ist somit nur durch Maßnahmen an der Quelle (z.B. Verwendung metallfreier Materialien für Dachdeckungen, bleifreies Benzin) erreichbar. Abschließend sei ausdrücklich erwähnt, dass in der Siedlungswasserwirtschaft nur eine Umleitung von Schwermetallflüssen erfolgt aber keine Reduzierung der Emissionen.

4.6 Kosten der Regenwasserbehandlung

4.6.1 Kosten von Regenüberlaufbecken

In der folgenden Abbildung 4-15 sind spezifische Baukosten für Regenüberlaufbecken in Deutschland anhand von einigen Literaturangaben zusammengestellt. Die Kostenkurve für die Regenüberlaufbecken des Ruhrverbandes (Bode u. Willems, 1995) basiert auf der Auswertung von 94 in den Jahren 1989 bis 1993 im Verbandsgebiet neu erstellten Becken. Halbbach et al. (1996) geben Kosten für Regenüberlaufbecken in den „neuen“ Bundesländern Deutschlands an.

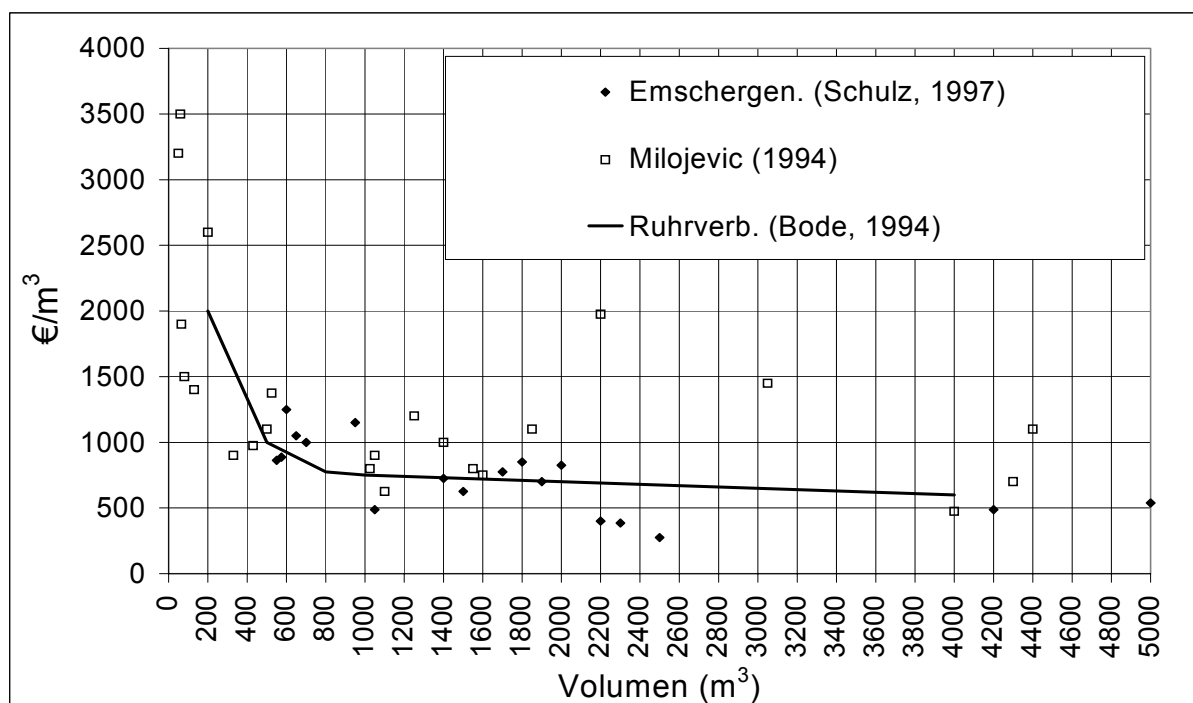


Abbildung 4-15: Spezifische Kosten von Regenüberlaufbecken

Bei den in der Abbildung berücksichtigten Regenüberlaufbecken handelt es sich überwiegend um geschlossene Stahlbetonbecken. Gut erkennbar ist, dass die spezifischen Kosten bis zu einer Beckengröße von etwa 1.000 m³ sehr stark vom Volumen abhängen, Beckenvolumina > 1.000 m³ aber nur noch eine geringfügige Reduzierung der spezifischen Kosten mit sich bringen.

Nach Milojevic (1995a) betrug der Kostenanteil für die maschinelle und elektrotechnische Ausrüstung an den Gesamtkosten bei den größeren Becken 25 %, während er bei den kleineren Becken deutlich niedriger lag. Die Erklärung für den an sich ungewöhnlichen Befund war, dass bei den kleinen

Becken vielfach auf jegliche Ausrüstung verzichtet wurde.

Die spezifischen Kosten für Stauraumkanäle hängen stark von dem sonst aus hydraulischen Gründen erforderlichen Kanalquerschnitt ab. Daher sind allgemeine Angaben noch wesentlich schwieriger zu machen als bei Regenüberlaufbecken.

In Kapitel 4.2 wurde gezeigt, dass die Wirkung von Regenüberlaufbecken mit zunehmendem spezifischen Volumen abnimmt. Umgekehrt werden die spezifischen Kosten für die Becken mit zunehmendem spezifischem Volumen größer. Es stellt sich daher die Frage, ob es ein spezifisches Volumen mit geringstem Kosten/Nutzen-Verhältnis gibt.

Für eine einfache Modellrechnung wurde ein Einzugsgebiet mit $A_{\text{red}} = 100$ ha angenommen und das spezifische Regenüberlaufbeckenvolumen von $0,5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ bis $40 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ variiert. Das optimale Kosten/Nutzen-Verhältnis ergibt sich bei einem spezifischen Volumen von $5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ (siehe Abbildung 4-17). Mit dem 500 m^3 großen Regenüberlaufbecken ($5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$) kann in diesem Fall eine Reduktion der Entlastungsmenge um 20 % erreicht werden. Die Baukosten für dieses Becken betragen ca. 500.000 €, das sind 25.000 € pro Prozentpunkt reduzierter Entlastungsmenge. Mit einem 4.000 m^3 großen Regenüberlaufbecken kann eine Reduktion der Entlastungsmenge um 65 % erreicht werden. Die Baukosten betragen ca. 2.000.000 €, das sind ca. 30.500 € pro % reduzierter Entlastungsmenge. Das Kosten/Nutzen-Verhältnis der Regenüberlaufbecken wird also mit zunehmendem spezifischem Volumen größer. Der Unterschied ist aber nicht sehr groß und vor allem gibt es keinen Punkt, an dem das Kosten/Nutzen-Verhältnis sprunghaft ungünstiger würde.

Nimmt man einen ausgeprägten Spülstoß oder eine gute Absetzwirkung für das Durchlaufbecken an, so werden die spezifischen Kosten pro Prozentpunkt reduzierter Entlastungsfracht deutlich geringer und der Kurvenverlauf steiler. Mit dem $5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ Becken kann die entlastete Schmutzfracht im gegebenen Fall um 40 % reduziert werden, die spezifischen Kosten pro % reduzierter Schmutzfracht sinken daher auf ca. 12.000 € und sind damit etwa halb so hoch wie beim Bezug auf die entlastete Mischwassermenge. Das optimale spezifische Volumen ist jetzt etwas geringer als $5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ (siehe Abbildung 4-17).

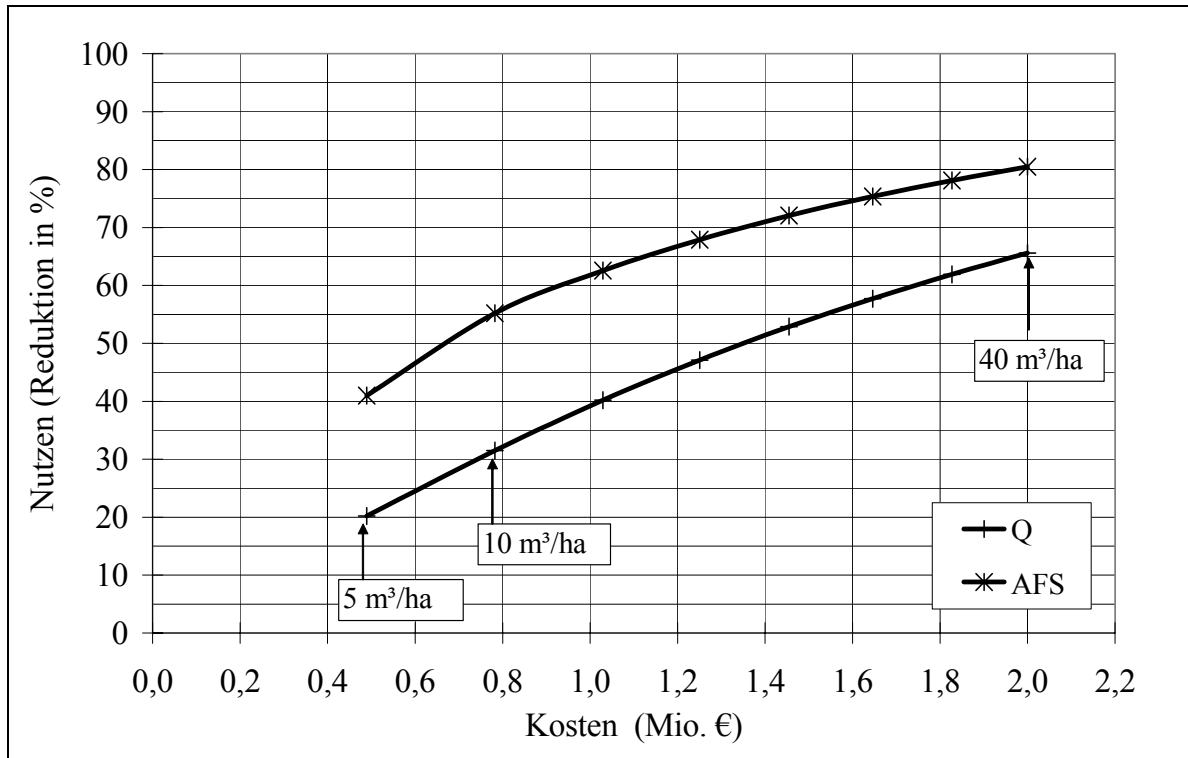


Abbildung 4-16: Kosten/Nutzen-Kurve für Regenüberlaufbecken in Bezug auf die Reduktion der Entlastungsvolumina und der entlasteten Schmutzfracht (abfilt. Stoffe). Das Regenüberlaufbeckenvolumen variiert von 50 m³ bis 4.000 m³.

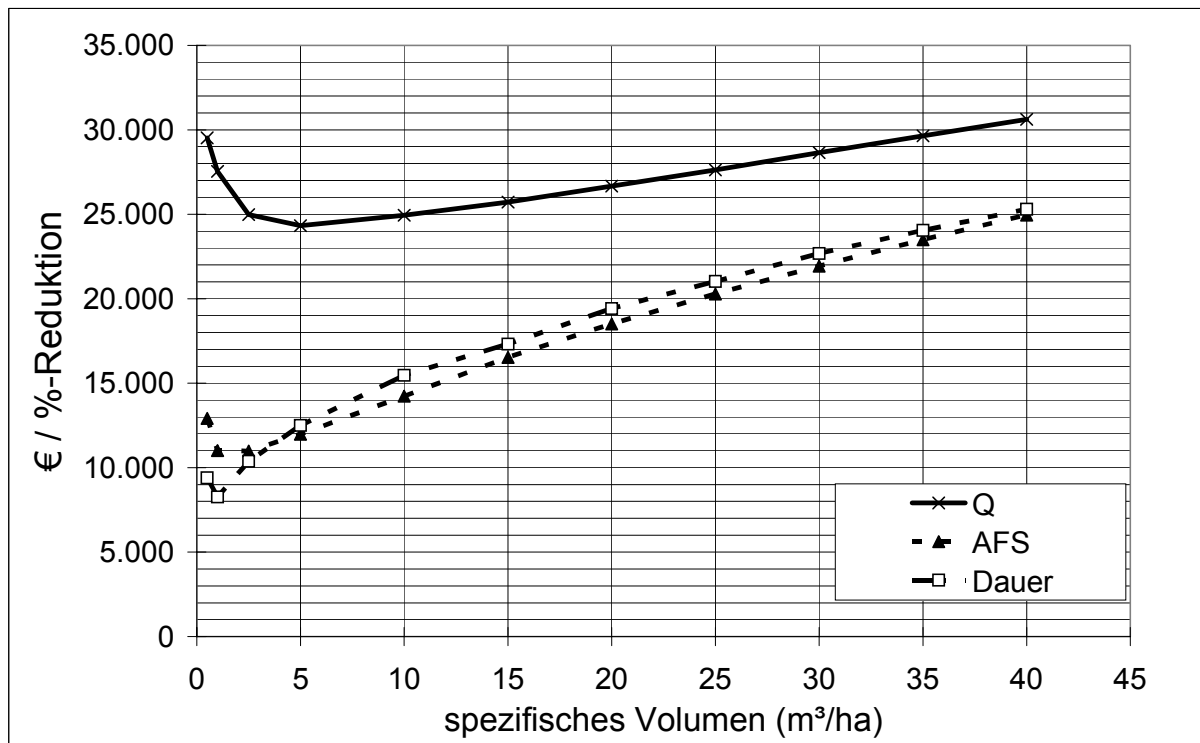


Abbildung 4-17: Kosten/Nutzen-Kurve für Regenüberlaufbecken in Bezug auf die Reduktion der Entlastungsvolumina, der entlasteten Schmutzfracht (abfiltrierbaren Stoffe) und der Überlaufdauer

Ist das betrachtete Gebiet kleiner als die angenommenen 100 ha, so werden die spezifischen Kosten natürlich höher, da die kleineren Becken teurer sind. Der Kurvenverlauf ändert sich aber nicht.

In der folgenden Abbildung 4-18 werden die spezifischen Kosten pro % reduzierter Entlastungsmenge bzw. -fracht für Erweiterungsschritte um jeweils $5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ gezeigt. Die Erweiterung des Beckens von $5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ auf $10 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ verursacht zusätzliche Kosten von 26.000 € pro Prozentpunkt reduzierter Entlastungsmenge sowie 20.500 € pro Prozentpunkt reduzierter AFS-Fracht. In Bezug auf die Mischwassermenge ist der Erweiterungsschritt kaum teurer als die ersten $5 \text{ m}^3/\text{ha}$ Regenüberlaufbecken, in Bezug auf die AFS-Fracht aber fast doppelt so teuer.

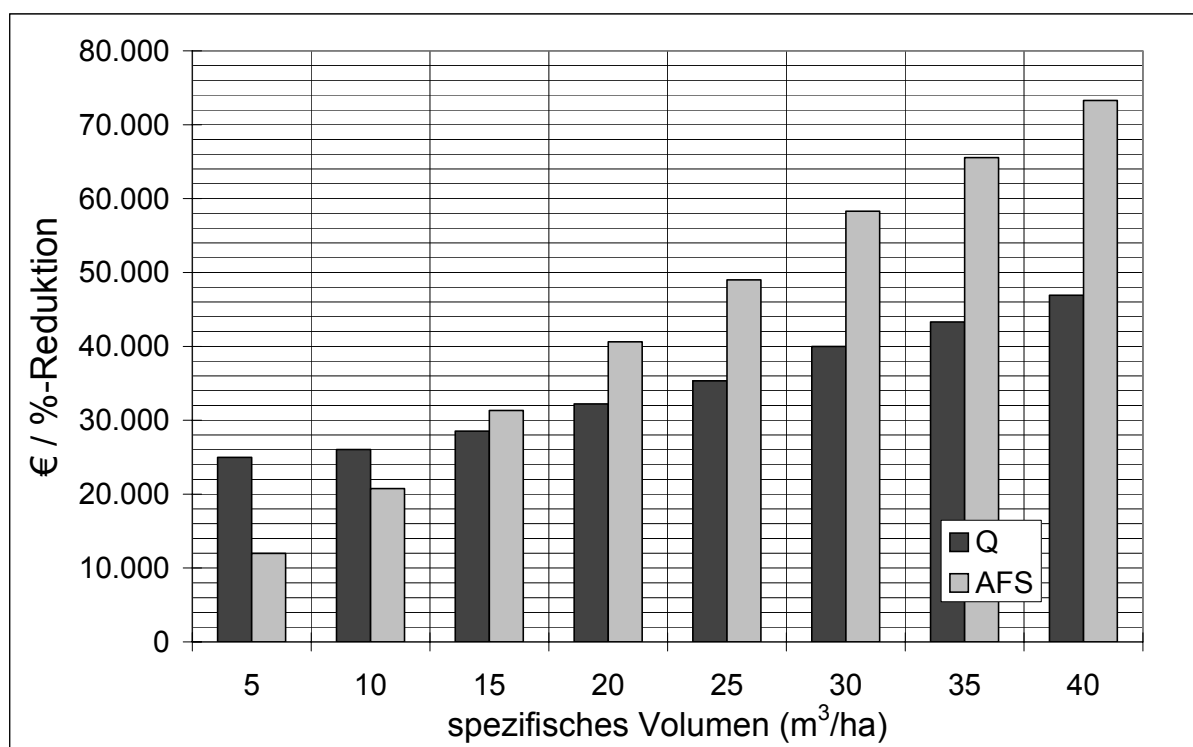


Abbildung 4-18: Zusätzliche spezifische Kosten (€ pro % reduzierter Entlastungsmenge bzw. -fracht) bei schrittweiser Erweiterung um $5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die spezifischen Kosten pro % reduzierter Entlastungsmenge bzw. -fracht nach Durchlaufen eines Minimums bei sehr kleinem Beckenvolumen mit zunehmendem Beckenvolumen konstant steigen. Vor allem in Bezug auf die entlasteten Wassermengen ist die Zunahme der spezifischen Kosten aber eher gering ausgeprägt. Deutlicher ist der Anstieg in Bezug auf die Überlaufdauer und auf die entlasteten Schmutzfrachten, vorausgesetzt, es kommt im Regenüberlaufbecken zu einem erhöhten Rückhalt

gegenüber dem reinen Wasserrückhalt. In keinem Fall lässt sich aus den Kurven ablesen, dass der Bau von Regenüberlaufbecken ab einem gewissen spezifischen Volumen plötzlich deutlich ineffizienter würde.

4.6.2 Kosten für dezentrale Regenwasserversickerung:

Die Preise für Versickerungsanlagen variieren in einem sehr weiten Bereich, da sie sehr stark von den örtlichen Gegebenheiten abhängen. Grundsätzlich ist die Regenwasserversickerung in Neubaugebieten einfacher und daher kostengünstiger als bei bestehender Bebauung und vorhandenem Entwässerungssystem.

Adams (1996) gibt für den Bau von Versickerungsmulden spezifische Kosten von $3,5 \text{ €/m}^2_{\text{Ared}}$ an. Hinzu kommen noch ca. $5 \text{ €/m}^2_{\text{Ared}}$ für Zuleitungen und etwa $1-1,5 \text{ €/m}^2_{\text{Ared}}$ für den notwendigen Umbau im Haus. Für das Abkoppeln von Flächen sind nach Sieker (1997) $10 - 20 \text{ €/m}^2$ abgekoppelte Fläche zu veranschlagen, wobei 10 €/m^2 für flächige Versickerungsmaßnahmen (Mulden) und 20 €/m^2 für aufwendigere Maßnahmen (Mulden Rigolen-Elemente oder Systeme) anzusetzen sind.

Wie weit das Volumen von Regenüberlaufbecken bei der Abkoppelung von Flächen verringert werden darf, ist eine Ermessenssache. Im äußersten Fall wird das Volumen so weit reduziert, dass das Entlastungsvolumen gleich hoch bleibt, wie vor der Flächenabkoppelung (und Beckenvolumenreduzierung). Werden beim Beispiel in Tabelle 4-4 10 % der Flächen abgekoppelt, so kann das ursprüngliche Beckenvolumen ($25 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$) um 34 % reduziert werden. Wenn das befestigte Gebiet 40 ha groß ist und ursprünglich daher 1.000 m^3 Regenüberlaufbeckenvolumen erforderlich waren, so sind es nach der Abkoppelung nur noch 660 m^3 . Die Differenz in den Investitionskosten beträgt ca. 225.000 € , das ergibt bei 4 ha abgekoppelter Fläche ein spezifisches Einsparungspotential von 56.500 €/ha abgekoppelter Fläche bzw. $5,5 \text{ €/m}^2$ abgekoppelter Fläche. Die von Sieker mit 100.000 bis 200.000 €/ha für das Abkoppeln von Flächen angegebenen Kosten liegen damit deutlich höher.

Darf das Regenüberlaufbecken nur so weit verringert werden, dass die Entlastungsrate gleich hoch bleibt wie vor der Abkoppelung der Flächen, so darf das Beckenvolumen von 1.000 m^3 um 19 % auf 812 m^3 reduziert werden. Die Investitionskosten sinken um ca. 125.000 € bzw. 32.000 €/ha abgekoppelter Fläche (= 3 €/m^2). Damit liegen die Kosten für die Abkoppelungsmaßnahmen eindeutig über dem Einsparungspotential, das sich aus der Verkleinerung des

Regenüberlaufbeckens ergibt. Die Versickerung kann sich in der Regel nur rechnen, wenn dadurch Einsparungen im Kanalbau bzw. bei der Kanalsanierung möglich werden.

Für eine Mischkanalisation einer kleinen Stadt (15.000 E) kann man nach Milojevic (1995) mit spezifischen Investitionskosten von etwa 3.500 €/E rechnen. Bei einer Besiedlungsdichte von ca. 75 E/ha_{Ared} ergäbe dies spezifische Kosten von 262.500 €/ha_{Ared}. Unter der Annahme, dass der Anteil der Regenwasserableitung an der Mischkanalisation etwa 1/3 ist, ergibt sich ein Einsparungspotential von 87.500 €/ha_{Ared}. Meißner (1997) rechnet mit 40.000 bis 125.000 €/ha_{Ared} für den Anteil der Regenwasserableitung bei einer Mischkanalisation.

Ob ein modifiziertes Mischsystem, bei dem wenig verschmutzte Abflüsse vor Ort versickert werden, billiger sind als ein herkömmliches Misch- oder Trennsystem kann nur im konkreten Fall beantwortet werden. Die in der Literatur genannten Kosten deuten aber darauf hin, dass sich die Gesamtkosten durch modifizierte Systeme in der Regel nicht oder nur in einem geringen Ausmaß senken lassen. Bei gut durchlässigem Untergrund und ausreichend Platz kann aber die Regenwasserversickerung in Neubaugebieten oder in bestehenden Wohngebieten, in denen die Kanalisation saniert werden müsste, durchaus zu einer Kostenersparnis gegenüber der konventionellen Kanalisation führen.

Durch die dezentrale Versickerung von Regenabflüssen wird die Siedlungsentwässerung jedenfalls an „natürliche, lokale“ hydrologische Prozesse angepasst (Fleckseder, 1994). Diese Zielvorstellung wurde auch im „Leitfaden zu einer Gesamthaften Entwässerungsplanung“ des Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverbandes (ÖWAV, 1998) verankert. Ob man für die Erreichung dieser Zielsetzung höhere Kosten in Kauf nimmt als für eine konventionelle Ableitung, ist eine (weitgehend) von Wertvorstellungen abhängige Entscheidung.

4.6.3 Kosten auf der Kläranlage

Im Rahmen dieser Arbeit wird nur auf die Kosten der Bauteile eingegangen, die von einer Veränderung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage betroffen sind. Das sind vor allem Nachklärbecken und daneben noch Rechen, Sandfang, Vorklärung, Pumpwerke und verbindende Leitungen.

Das erforderliche Nachklärbecken volumen hängt neben der Zuflussmenge vom

Schlammvolumen ab, und dieses wird wiederum von der Schlamm Trockensubstanz und dem Schlammindex beeinflusst. Bei einem Schlammindex von 100 ml/g, einer Belebtschlamm Trockensubstanz von 4 g/l und einem Mischwasserzufluss von 10 l/(s·1000 EW) erhält man ein spezifisches Nachklärbecken volumen von ca. 0,14 m³/EW. Wird die Zulaufmenge nun erhöht, so muss das Nachklärbecken volumen linear zur Zulaufhöhung vergrößert werden. Eine Erhöhung der Zulaufmenge um 50 % verursacht also eine 50 % Vergrößerung des Nachklärbeckens. Bei einer für 10.000 EW ausgelegten Kläranlage ist daher ein zusätzliches Nachklärbecken volumen von 700 m³ erforderlich.

Die Auswirkungen der Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage soll am folgenden Beispiel demonstriert werden. Das Modellgebiet hat eine versiegelte Fläche von $A_{\text{red}} = 100$ ha mit 10.000 EW. Der Mischwasserzufluss zur Kläranlage beträgt 100 l/s, der durchschnittliche Trockenwetterzufluss 23 l/s. Die Regenabflussspende beträgt daher 0,77 l/(s·ha_{Ared}). Die Belebtschlamm Trockensubstanz wird mit 4 g/l angesetzt, der Schlammindex mit 100 ml/g. Das erforderliche Nachklärbecken volumen nach A-131 beträgt in diesem Fall - wie erwähnt - 1.400 m³. Als erforderliches Regenüberlaufbecken volumen wird 20 m³/ha_{Ared} gewählt. Wird der Mischwasserzufluss um 50 % erhöht, so muss auch das Nachklärbecken um 50 % vergrößert werden, also um 700 m³. Da der Mischwasserzufluss zur Kläranlage erhöht wird, darf das Volumen des Regenüberlaufbeckens reduziert werden. Wird der Zufluss um 50 % erhöht, so steigt die Regenabflussspende von 0,77 l/(s·ha_{Ared}) auf 1,27 l/(s·ha_{Ared}). Anhand der Simulationsrechnung wurde in Kapitel 4.4 gezeigt, dass das Volumen des Regenüberlaufbeckens etwa halbiert werden kann, wenn die Entlastungsrate e_0 konstant bleiben soll. Im gegebenen Fall bedeutet dies, dass man 1.000 m³ Regenüberlaufbecken volumen einspart.

Bei Anwendung des ATV Arbeitsblattes A-128 dürfte sogar von 2.000 m³ auf 680 m³ reduziert werden, da beim A-128 nicht die Entlastungsrate sondern die (theoretische) spezifische CSB-Entlastungsfracht konstant gehalten wird.

Die Kosten für Nachklärbecken werden nach Bohn (1993) angesetzt. Die angegebenen Kosten beinhalten den Aufwand für Rücklaufschlamm pumpen und die zugehörigen Rohrleitungen. Im vorliegenden Beispiel müssen 700 m³ NKB ergänzt werden, oder das NKB um dieses Volumen größer errichtet werden. Für die Kosten ist es natürlich entscheidend, ob nur für die Erhöhung des Mischwasserzuflusses ein neues Becken errichtet werden muss, oder ob ein

sowieso zu errichtendes Becken einfach etwas größer wird. Im ersten Fall muss man mit 500 €/m^3 rechnen, im zweiten Fall mit nur 250 €/m^3 . Die Kosten für die Vergrößerung des Nachklärbeckenvolumens reichen also im gegebenen Fall von 175.000 € bis 350.000 € .

Für Rechen, Sandfang, Pumpwerke und verbindende Leitungen lässt sich anhand von Literaturangaben abschätzen, in welchem Ausmaß eine Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage zusätzliche Kosten verursacht. Nach Bohn (1993) ergäben sich bei einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses um $360 \text{ m}^3/\text{h}$ Investitionskosten für den belüfteten Sandfang von ca. 50.000 € . In einer ähnlichen Größenordnung liegen die Investitionskosten für den Rechen. In Summe ergäbe dies 100.000 € . Bode u. Willems (1995) gehen davon aus, dass die kostenrelevanten Abhängigkeiten von der Größe des Kläranlagenzuflusses im Bereich von $2 Q_{\text{tx}}$ oder geringfügig darüber bei Kanälen, Leitungen, Sandfang, Vorklärung, Pumpwerken u. Ablaufmessungen relativ klein sind im Vergleich zu den Kosten für die Vergrößerung der Nachklärung.

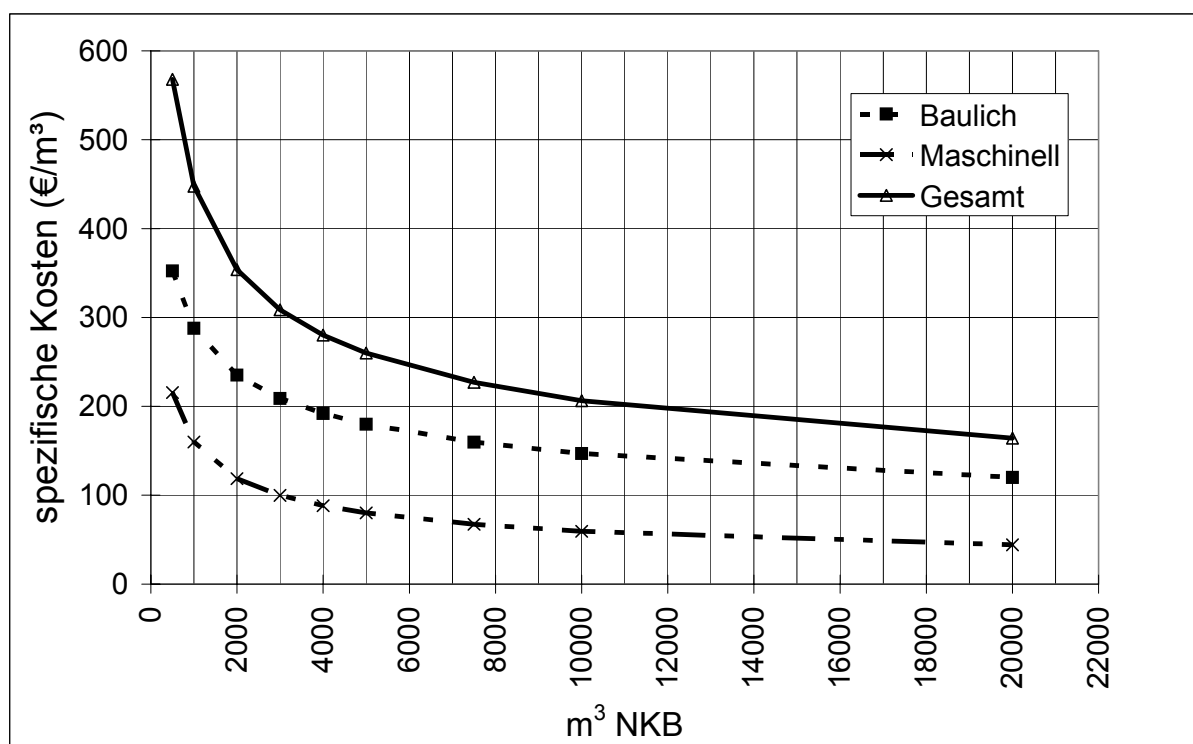


Abbildung 4-19: Spezifische Kosten für Nachklärbecken (Bohn, 1993)

In Summe ergeben sich für die Erweiterung der Kläranlage Investitionskosten von 225.000 bis 450.000 € , das sind 5 bis 10% der Investitionskosten für die gesamte Kläranlage.

Zumindest 1.000 m³ Regenüberlaufbeckenvolumen können aufgrund der Zuflusserhöhung zur Kläranlage eingespart werden. Wird jedenfalls ein Becken errichtet, so kann man nach der Kostenfunktion zufolge der Werte der Emschergenossenschaft (die tendenziell niedrigsten in Abbildung 4-15) mit einer Investitionersparnis von 470.000 € rechnen. Müsste bei Beibehaltung des existierenden Mischwasserzuflusses zur Kläranlage eigens ein RÜB errichtet werden, so wäre die Ersparnis sogar 782.500 €.

Die Investitionskosten für das oder die Regenüberlaufbecken liegen also zumindest im Bereich der für die Erweiterung der Kläranlage erforderlichen Investitionskosten. Dies ist zum Teil darauf zurück zu führen, dass - wie Erfahrungen aus Deutschland zeigen - Nachklärbecken im Durchschnitt deutlich billiger sind als Regenüberlaufbecken, weil diese häufig an schwierigen Standorten errichtet werden müssen und dadurch zusätzliche Kosten verursacht werden.

Auch wenn man aus diesem Ergebnis nicht ableiten kann, dass eine Erhöhung des Kläranlagenzuflusses über $Q_m = 2 Q_s + Q_f$ hinaus generell zu einer Kostenersparnis führt, sollte doch eine solche Vorgangsweise in jedem Fall zumindest gut geprüft werden.

Dieses Ergebnis stimmt mit der in der Literatur immer wieder zu findenden Aussage überein, dass durch eine Erhöhung des Kläranlagenzuflusses über $Q_m = 2 Q_s + Q_f$ hinaus Kosten eingespart werden können. Nach Bode u. Willems (1995) entstanden beim Ruhrverband in den letzten Jahren eine Reihe von individuell auf das jeweilige Einzugsgebiet abgestimmten Planungen, bei denen ein Mischwasserzufluss $Q_m = 2 Q_{tx} - 3 Q_{tx}$ zur Bemessungsgrundlage für die Niederschlagswasserbehandlung und die Kläranlage gemacht wurde. Der „optimale“ Mischwasserzufluss ergibt sich nach Bode u. Willems wenn das erforderliche Regenüberlaufbeckenvolumen das Niveau des Mindestvolumens nach A-128 erreicht hat, vorausgesetzt die Reinigungsleistung der Kläranlage wird durch die Erhöhung des Mischwasserzuflusses nicht beeinträchtigt. Eine weitere Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage bringt dann nichts mehr, da das Nachklärbeckenvolumen weiterhin ansteigt, während das Regenüberlaufbeckenvolumen nicht weiter reduziert werden kann. Auch Milojevic (1995b) stellt fest, dass die Gesamtinvestitionskosten bei einer Erhöhung des Kläranlagenzuflusses geringer werden (vorausgesetzt es kommt zu keiner Verminderung der Reinigungsleistung).

4.7 Vergleich der in Österreich gebräuchlichen Richtlinien (ÖWAV-Regelblatt 19, ATV-Arbeitsblatt A-128)

4.7.1 Bemessung der Regenüberläufe

In Österreich werden überwiegend das ÖWAV-Regelblatt 19 (1987) und das deutsche ATV-Arbeitsblatt A-128 für die Bemessung von Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation verwendet. Das grundlegende Konzept der Mischwasserentsorgung ist in beiden Richtlinien ident. Regenüberläufe (ohne Speicherbecken) werden nach dem Konzept der kritischen Regenspende bemessen. Die kritische Regenspende wird in beiden Richtlinien mit $15 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ festgelegt. Regenüberläufe dienen also nur zur Entlastung der Abflussspitzen im Kanalnetz. Der überwiegende Teil des Mischwasserabflusses bleibt im Kanalnetz und wird im weiteren Verlauf (spätestens unmittelbar vor der Kläranlage) in Regenüberlaufbecken teilweise gespeichert. Es hängt dann von den örtlichen Gegebenheiten ab, ob nur bei der Kläranlage ein Regenüberlaufbecken existiert, oder ob zusätzlich zu diesem Becken noch weitere dezentral im Einzugsgebiet angeordnet werden. Bei den Regenüberlaufbecken wird in der Regel auf ca. den doppelten Trockenwetterspitzenabfluss gedrosselt, also auf das Maß des Kläranlagenzuflusses.

Wegen der Abflachung der Regenspitzen beim Abfluss wird die kritische Regenspende in beiden Richtlinien in Abhängigkeit von der Fließzeit im Kanalnetz bis zum betrachteten Regenüberlauf abgemindert, wobei die folgende Abbildung 4-20 zeigt, dass diese Abminderung etwas unterschiedlich erfolgt. Der Unterschied zwischen den beiden Richtlinien ist nicht sehr signifikant.

Dieses grundlegende Konzept sorgt dafür, dass die Anzahl der Entlastungen bei Regenüberläufen relativ gering und die Überlaufdauer kurz ist. Aus der Sicht des Gewässerschutzes ist dies sicher positiv zu beurteilen. Außerdem ergeben sich für die Kanalisation bei der Wahl einer größeren kritischen Regenspende in vielen Fällen keine erheblichen Mehrkosten, weil der Kanalquerschnitt der nachfolgenden Leitung nur zu einem geringen Teil von der Drosselmenge des RÜ bestimmt wird, sondern vielmehr durch die Größe des nachfolgenden Gebietes (dies gilt natürlich nicht, wenn im Anschluss an den Regenüberlauf eine längere Transportleitung folgt).

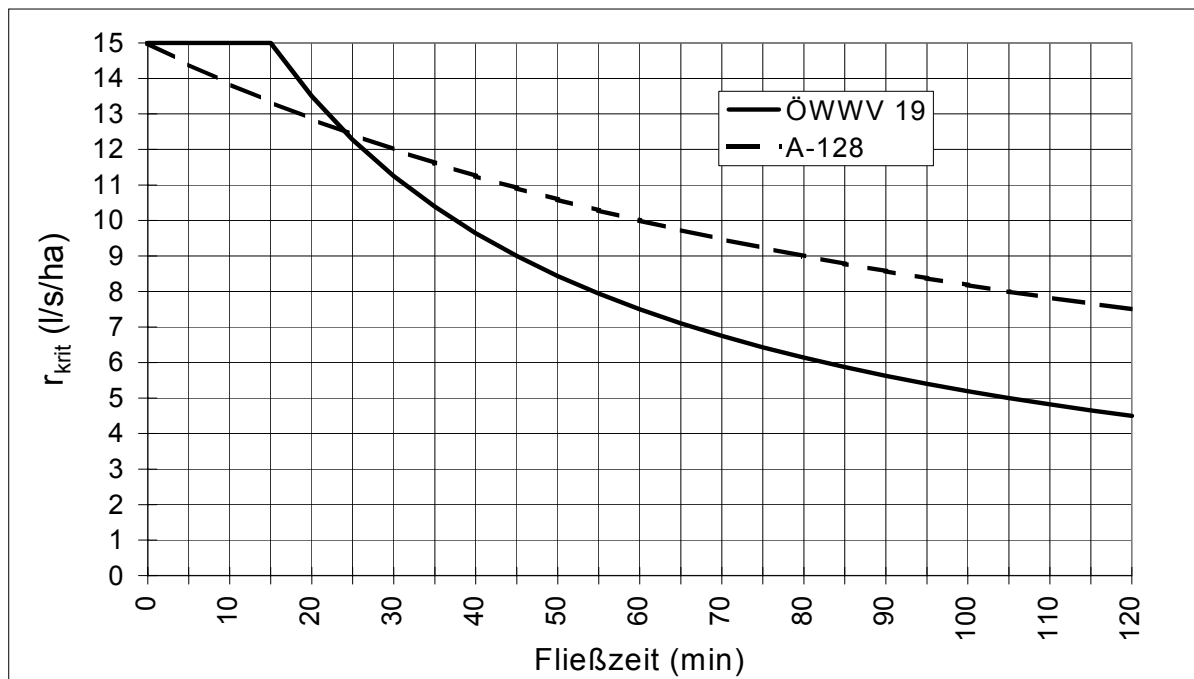


Abbildung 4-20: Abminderung der kritischen Regenspende in Abhängigkeit von der Fließzeit im Kanalnetz

Tabelle 4-20: Einfluss unterschiedlicher kritischer Regenspenden auf die Entlastungsdaten ($Q_m = 10 \text{ l/s}$, $A_{\text{red}} = 10 \text{ ha}$, $q_r = 0,77 \text{ l/s/ha}$, $V_{\text{rüb}} = 200 \text{ m}^3$)

Drosselabfluss RÜ (Q_d)	l/s	150	100	50	25
„spez. Drosselabfluss“	l/(s.ha)	15	10	5	2,5
Anzahl der Überläufe RÜ	1/Jahr	12	25	51	85
Überlaufdauer RÜ	h/Jahr	7,1	17,8	62,3	162,8
Überlaufvolumen RÜ	m ³ /Jahr	1.637	3.719	9.723	18.738
% des Oberflächenabflusses	%	4	8	21	41
% des Schmutzwasserabflusses	%	0,02	0,06	0,25	0,77
Anzahl der Überläufe RÜB	1/Jahr	41	41	33	18
Überlaufdauer RÜB	h/Jahr	119,4	117,4	99,4	43,6
Überlaufvolumen RÜB	m ³ /Jahr	14.699	12.666	7.580	1.637
% des Oberflächenabflusses	%	32	27	16	4
% des Schmutzwasserabflusses	%	0,81	0,77	0,57	0,18
Überlaufvolumen gesamt	m ³ /Jahr	16.336	16.385	17.303	20.375
% des Oberflächenabflusses	%	35	35	37	44
% des Schmutzwasserabflusses	%	0,8	0,8	0,8	0,9

Andererseits zeigt Tabelle 4-20, dass der Einfluss der Größe des Drosselabflusses von Regenüberläufen auf das Gesamtentlastungsvolumen aus der Kanalisation sehr klein ist, solange der Drosselabfluss größer als ca. $5 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$ ist.

Daraus folgt, dass eine Anpassung von Regenüberläufen an den „Stand der Technik“ aus der Sicht der Gesamtemissionen wenig Nutzen bringt. Der größte Teil der Mischwassermenge, der durch eine Vergrößerung der Drossel bei Regenüberläufen zurückgehalten wird, wird im weiteren Verlauf bei Regenüberlaufbecken entlastet. Der Nutzen großer Drosselabflüsse liegt vor allem in der dadurch bedingten geringen Überlaufhäufigkeit und -dauer.

4.7.2 Bemessung der Regenüberlaufbecken

Im ÖWAV-Regelblatt 19 (ÖWAV, 1987) wurde als Zielvorstellung festgelegt, dass von den biologisch abbaubaren Stoffen und den absetzbaren Stoffen des Mischwasserabflusses bei Regen im Jahresmittel etwa 70-90 % dem Klärwerk einschließlich der biologischen Stufe zugeleitet und dort behandelt werden müssen. Das ÖWAV-Regelblatt 19 verlangt, dass in Mischkanalisationen zumindest ein spezifisches Speichervolumen von $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ errichtet wird.

Bei Zufluss aus Trennkanalisationen ist das spezifische Beckenvolumen um

$$3,5 \cdot \sqrt{\frac{Q_{t,\text{Trennsystem}}}{Q_{t,\text{Mischsystem}}}}$$

zu erhöhen. Ist der Trockenwetterabfluss aus dem Trenngebiet so groß wie jener aus dem Mischgebiet, so wird das spezifische Regenüberlaufbeckenvolumen um $3,5 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ erhöht.

Werden 2 Becken in Serie gereiht, so ist das spezifische Volumen des unteren Beckens um

$$V_s \cdot A_{\text{red},1} \sqrt{\frac{r_{\text{ab},1}}{r_{\text{krit}}}}$$

- V_s spezifisches Speichervolumen; in der Regel $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$
 $r_{\text{ab},1}$ Regenabflussspende des oberen Beckens ($\text{l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$)
 r_{krit} Kritische Regenspende ($\text{l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$)

zu erhöhen. Ist die Fläche des oberhalb gelegenen Gebietes im Vergleich zur Fläche des unterhalb gelegenen Gebietes groß, so führt dies zu einer deutlichen Erhöhung des Volumens des zweiten Beckens.

Das ATV-Arbeitsblatt A-128 (ATV, 1992) gibt als Zielvorstellung vor, dass über die Entlastungen der Mischkanalisation und über das in der Kläranlage mitbehandelte Regenwasser maximal so viel Schmutzfracht emittiert werden darf als mit dem Regenwasser von der Oberfläche abgespült wird. Das Mischsystem soll also (niederschlagsbedingt) nicht schlechter abschneiden als ein Trennsystem.

Für die Oberflächenverschmutzung wird eine fiktive Jahresfracht von 600 kg CSB pro ha undurchlässige Fläche angesetzt, dies soll der durchschnittlichen Verschmutzung im Oberflächenabfluss in Deutschland entsprechen. Bei der Anwendung des Arbeitsblattes ist mit dieser Oberflächenverschmutzung von 600 kg CSB/ha_{Au} zu rechnen, ob es in Wirklichkeit etwas mehr oder weniger ist, ist relativ unbedeutend, da beim Vergleich mit dem Trennsystem in beiden Fällen die gleiche Oberflächenverschmutzung angesetzt werden muss. Die zulässige Entlastungsmenge, und damit das erforderliche Speichervolumen, hängt von der Regenabflussspende q_r und der zulässigen Entlastungsrate e_0 ab. Die zulässige Entlastungsrate e_0 wird variiert, und zwar in Abhängigkeit von der Menge und der Qualität des anfallenden Mischwassers. Der vielleicht wesentlichste Grundgedanke bei der Neufassung des A-128 war, das erforderliche Speichervolumen von der Menge und vor allem von der Qualität des entlasteten Mischwassers abhängig zu machen. Daher müssen vor allem folgende Parameter für die Bestimmung der zulässigen Entlastungsrate e_0 bestimmt werden:

- die durchschnittliche jährliche Niederschlagshöhe, da bei höheren Niederschlagsmengen mehr Mischwasser (auch mehr Trockenwetterabfluss) und damit in der Regel auch größere Schmutzfrachten entlastet werden. Je geringer die Jahresniederschlagshöhe ist, umso größer darf die zulässige Entlastungsrate e_0 sein.
- das Mischverhältnis zwischen Regenabfluss und Trockenwetterabfluss (mit zunehmender Besiedlungsdichte aber auch mit zunehmendem Fremdwasseranfall!! wird dieses immer enger). Je größer dieses Mischverhältnis ist, umso größer darf die zulässige Entlastungsrate e_0 sein.
- die CSB Konzentration im Trockenwetterabfluss. Bei CSB-Konzentrationen

im Trockenwetterabfluss $> 600 \text{ mg/l}$ wird die zulässige Entlastungsrate e_0 reduziert.

- das Ausmaß der Kanalablagerungen (abhängig von der Geländeneigung und vor allem vom Verhältnis Trockenwetterspitzenabfluss zu durchschnittlichem Trockenwetterabfluss). Je geringer die zu erwartenden Kanalablagerungen sind, umso größer darf die zulässige Entlastungsrate e_0 sein.

Nachdem die zulässige Entlastungsrate e_0 errechnet wurde, kann mit Hilfe eines Bemessungsdiagramms (siehe Abbildung 4-21) das erforderliche spezifische Regenüberlaufbeckenvolumen in Abhängigkeit von der Regenabflussspende q_r abgelesen werden kann.

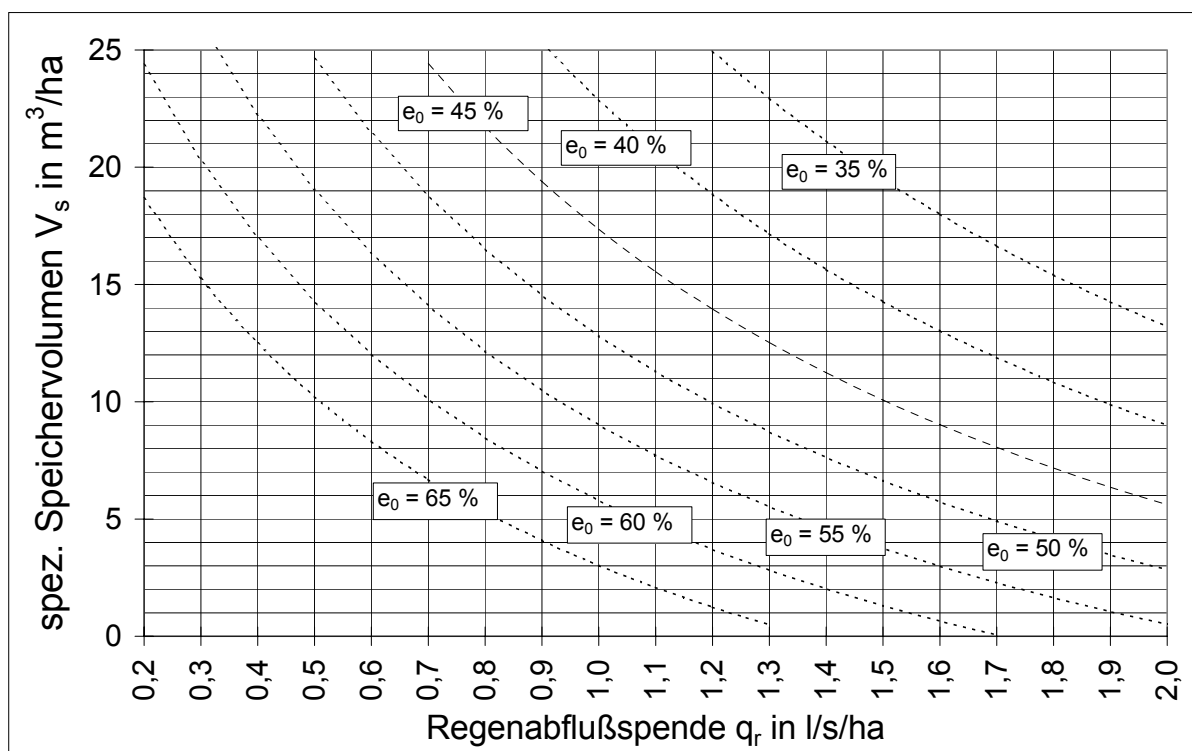


Abbildung 4-21: Bemessungsdiagramm aus dem ATV Arbeitsblatt A-128

Wie bereits erwähnt, ist die Zielvorgabe des Arbeitsblattes, dass die niederschlagsbedingten Emissionen einer Mischkanalisation nicht höher sind als die einer vergleichbaren Trennkanalisation. Diese Bedingung ist für den CSB als Leitparameter zu erfüllen, also einen Stoff der sowohl im Schmutzwasser und, wengleich auch in niedrigeren Konzentrationen, im Oberflächenabfluss zu finden ist. Für Stoffe, die (nahezu) ausschließlich im Schmutzwasser zu finden sind, ist die Zielsetzung des Arbeitsblattes nicht erfüllbar, die Mischkanalisation wird in diesem Fall immer schlechter abschneiden als die Trennkanalisation.

Dies gilt zum Beispiel für die Nährstoffe N und P. Bei Stoffen, die überwiegend im Oberflächenabfluss zu finden sind, ist es genau umgekehrt, die Mischkanalisation wird auch ohne Speicherbecken besser abschneiden als die Trennkanalisation. Dies trifft für die meisten Schwermetalle zu.

Man muss sich auch bewusst sein, dass der Summenparameter CSB die Art der Schmutzstoffe nicht erfasst. Im Ablauf der Kläranlage finden sich gewöhnlich keine rasch abbaubaren Stoffe, auch im Oberflächenabfluss ist dieser Anteil gering. Im Rohabwasser hingegen, das ja nur bei einer Mischkanalisation entlastet wird, finden sich leicht abbaubare Stoffe, die im Gewässer einen sofortigen Sauerstoffverbrauch verursachen.

Im Folgenden sollen die wichtigsten Eingangsparmeter der beiden Richtlinien noch etwas eingehender dargestellt werden.

Einfluss der Jahresniederschlagshöhe:

Im ATV-Arbeitsblatt A-128 wird die Jahresniederschlagshöhe im Bereich von 600 - 1000 mm durch eine prozentuelle Erhöhung der angesetzten CSB-Konzentration im Trockenwetterabfluß berücksichtigt. In Abhängigkeit von den restlichen Annahmen wären bei Anwendung des A-128 Regenüberlaufbecken in Salzburg bei sonst vergleichbaren Bedingungen um 50 - 100 % größer als in Wien. Beim ÖWAV-Regelblatt 19 wird die Jahresniederschlagshöhe nicht berücksichtigt.

Einfluss des Fremdwasserabflusses:

Die Bemessungsvorschriften des A-128 gehen davon aus, dass der Fremdwasseranfall soweit wie möglich reduziert ist. Ist dies nicht der Fall, so ergeben sich deutlich größere Beckenvolumina, weil für den Fremdwasserabfluss eine CSB-Konzentration von 600 mg/l angesetzt wird. Ein hoher Fremdwasseranfall kann daher zu extrem großen Beckenvolumina führen, die zumindest von der Zielsetzung des Arbeitsblattes (entlastete Schmutzfracht aus dem Mischsystem = Schmutzfracht aus dem Regenwasserkanal des Trennsystems) her nicht begründet sind. Es wurde daher wiederholt vorgeschlagen (u.a. Erzmann und Weinsberg, 1994), auch kleinere CSB-Konzentrationen im Trockenwetterabfluss zu berücksichtigen oder Fremdwasser nur bis zu einer CSB-Verdünnung des Trockenwetterabflusses von 600 mg/l anzurechnen. Beim ÖWAV-Regelblatt 19 wird der Fremdwasserabfluss nicht berücksichtigt.

Einfluss von Kanalablagerungen:

Die Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit von Kanalablagerungen unter Trockenwetterbedingungen wird im A-128 in erster Linie über das Verhältnis Trockenwetterspitzenabfluss zu mittlerem Trockenwetterabfluss vorgenommen.

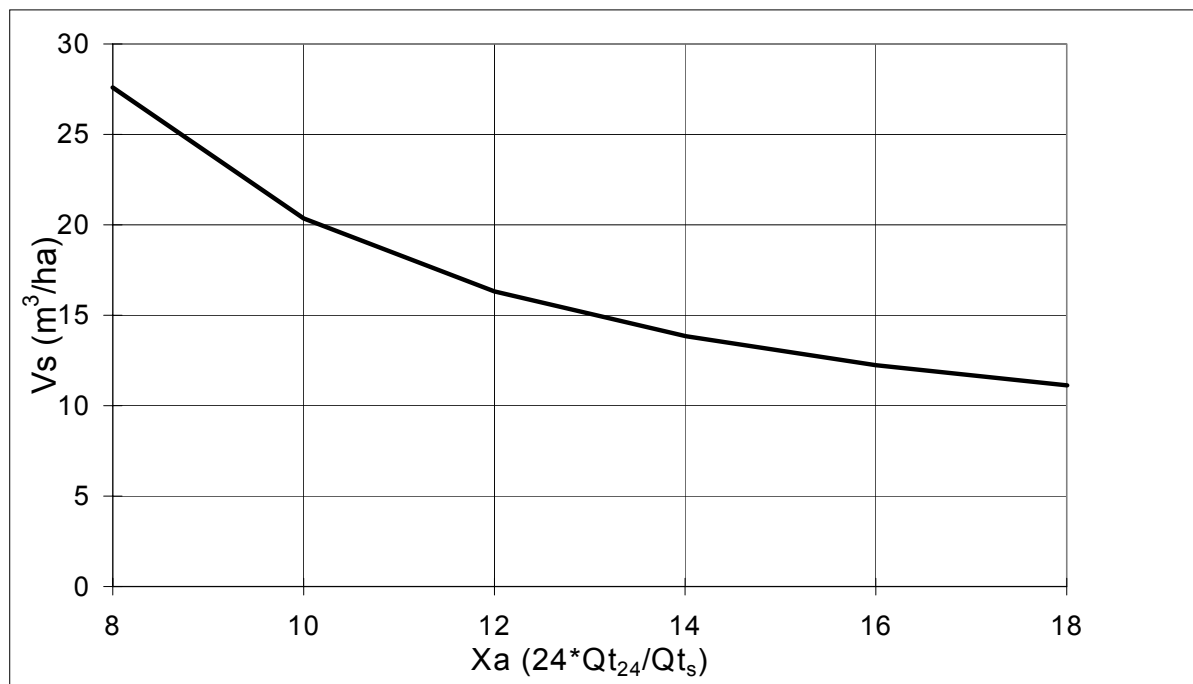


Abbildung 4-22: Einfluss des Verhältnisses zwischen durchschnittlichem Trockenwetterabfluss und stündlichem Spitzenabfluss auf das Regenüberlaufbeckenvolumen nach A-128

Gewöhnlich ist bei kleinen Siedlungen mit einem größeren Verhältnis zwischen Spitzenabfluss und durchschnittlichem Abfluss zu rechnen als in Städten. Daher wirkt sich die Berücksichtigung der Kanalablagerungen im Arbeitsblatt A-128 zumindest tendenziell im ländlichen Raum stärker aus. Der Grundgedanke, eine Erhöhung der Konzentrationen im Mischwasserabfluss durch die Resuspension von Kanalablagerungen bei der Dimensionierung der Becken zu berücksichtigen, hat sicher etwas für sich. Fraglich erscheint aber, ob sich die Verhältnisse in Wirklichkeit durch derart einfache Ansätze widerspiegeln lassen, zumal Ablagerungs- und Resuspensionsprozesse im Kanal bislang auch mit komplexen Simulationsprogrammen nicht zufrieden stellend nachgezeichnet werden konnten. Beim ÖWAV-Regelblatt 19 werden Kanalablagerungen nicht berücksichtigt.

Einfluss der Konzentrationen im Trockenwetterabfluss:

Sind die CSB-Konzentrationen im Trockenwetterabfluss größer als 600 mg/l, so werden beim Arbeitsblatt A-128 die Beckenvolumina erhöht. Bei einer Erhöhung der Konzentration um 50 % auf 900 mg/l, wird das Beckenvolumen auch um etwa 50 % erhöht. Beim ÖWAV-Regelblatt wird die Verschmutzung des Trockenwetterabflusses nicht berücksichtigt, allerdings wird bei Zufluss aus Trenngebieten das Volumen erhöht. Macht der Zufluss aus dem Trenngebiet 50 % des Gesamtabflusses aus, so wird das Beckenvolumen um 23 % erhöht. Ein direkter Vergleich der beiden Richtlinien ist in diesem Fall nicht möglich.

Einfluss des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage (der Kläranlagenkapazität):

Der Mischwasserzufluss zur Kläranlage hat bei den beiden Richtlinien völlig unterschiedliche Auswirkungen auf die erforderliche Regenüberlaufbeckenkubatur.

Tabelle 4-21: Wirkung einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage um 50 % bei Anwendung des ATV-Arbeitsblattes A-128 und des ÖWAV-Regelblattes 19 (Annahmen: 150 l/(EW·d); 800 mg CSB/l; Oberflächenabfluss: 4.462 m³/(ha·a); 100 mg CSB/l)

A _{red} (ha)	10	10	10	10
EW/ha	100	100	100	100
Q _m	10	15	15	15
qr (l/(s·ha))	0,8	1,3	1,3	1,3
	ursprünglich	e ₀ const.	A-128	ÖWAV-19
V_s m³/ha	17	9	5	16,3
N (1/a)	42	52	59	41
D (h/a)	126	121	144	95
m ³ /a	206.400	205.800	229.900	171.200
e ₀ (%)	46,3	46,1	51,5	38,4
kg CSB/a	2.421	2.360	2.657	1.948
kg CSB _{sw} /a	408	345	409	270
kg CSB _{ow} /a	2.013	2.015	2.248	1.678

Beim ÖWAV-Regelblatt 19 ist der Einfluss der Kläranlagenkapazität sehr gering. Das spezifische Speichervolumen kann mit dem Faktor $f = (1 - r_{ab}/r_{krit})^{0,5}$

abgemindert werden. Selbst wenn $r_{ab} = 3 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ ist, kann das spezifische Volumen nur um 10% reduziert werden. Soll die Entlastungsrate konstant bleiben, so kann das Volumen bei einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur ARA um 50 % nahezu halbiert werden. Beim A-128 führt eine Erhöhung der Kläranlagenkapazität zu einer deutlichen Reduktion des spezifischen Speichervolumens, weil die zulässige Entlastungsrate erhöht wird, da das durchschnittliche Verhältnis zwischen Oberflächenabfluss und Trockenwetterabfluss im Überlaufwasser zunimmt. Tabelle 4-21 zeigt die Unterschiede zwischen den Regelblättern. Eine Bemessung von Regenüberlaufbecken sollte unbedingt unter Berücksichtigung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage erfolgen. In diesem Fall sollte daher das Regelblatt 19 an das Arbeitsblatt A-128 angepasst werden.

Berücksichtigung der Besiedlungsdichte:

Die Besiedlungsdichte hat beim ÖWAV-Regelblatt 19 überhaupt keinen Einfluss auf das spezifische Speichervolumen. Auch das ATV-Arbeitsblatt A-128 lässt bei geringer Besiedlungsdichte höhere Entlastungsraten e_0 zu, weil das Verhältnis zwischen Regenabfluss und Trockenwetterabfluss mit abnehmender Siedlungsdichte größer wird.

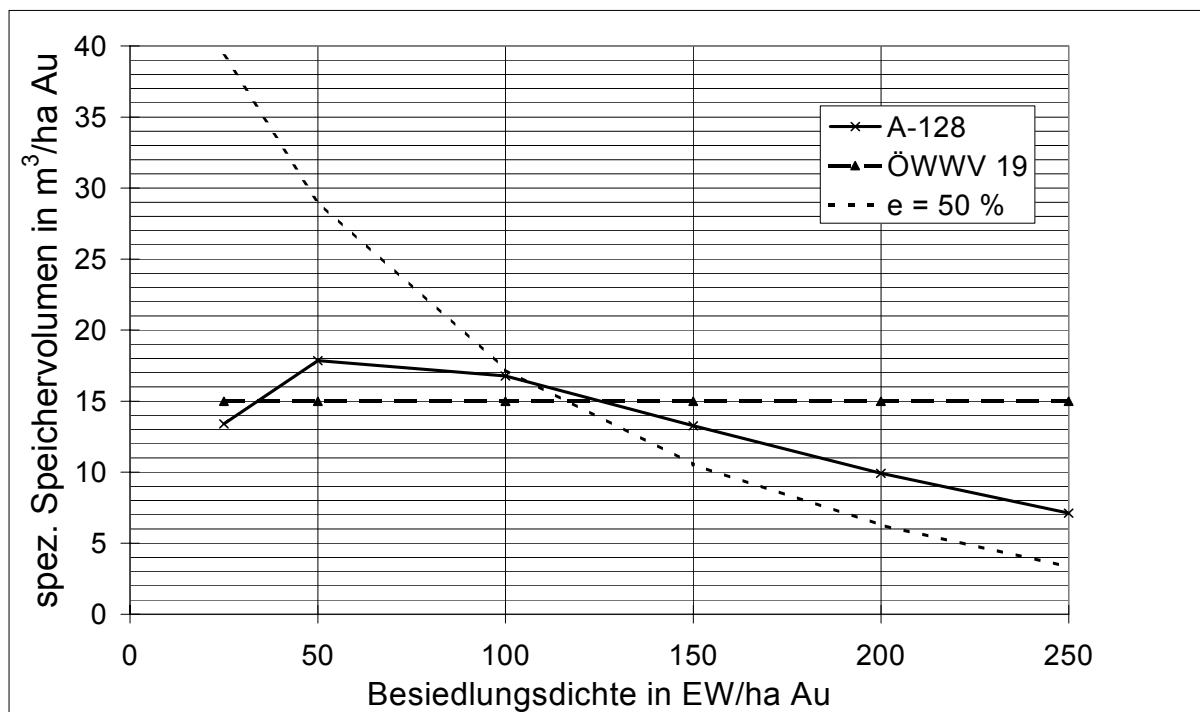


Abbildung 4-23: Einfluss der Besiedlungsdichte auf das spezifische Regenüberlaufbeckenvolumen im ÖWAV-Regelblatt 19 und im ATV-Arbeitsblatt A-128

4.8 Mindestanforderungen - Vorschläge unter Berücksichtigung der Verhältnisse in Österreich

In Österreich werden Kläranlagen auf einen Mischwasserzufluss bemessen, der dem doppelten maximalen stündlichen Trockenwetterabfluss entspricht. Basierend darauf wurde bislang in der einschlägigen Richtlinie (ÖWAV-Regelblatt 19, 1987) ein Mindestvolumen von $15 \text{ m}^3/\text{ha } A_{\text{red}}$ verlangt. In Kapitel 4.6.1 wurde gezeigt, dass sich anhand der Kosten/Nutzen-Kurven kein „optimales“ Beckenvolumen ablesen lässt. Die Kosten/Nutzen-Kurven weisen bei sehr geringen Volumina die niedrigsten Werte auf und mit zunehmendem Volumen werden die Becken immer weniger kosteneffizient. Diese Kosten/Nutzen-Kurve hat aber an keiner Stelle einen ausgeprägten Knick. Es ist daher nicht möglich, ein spezifisches Volumen anzugeben, ab dessen Überschreitung die Reduktion von Mischwasseremissionen besonders unwirtschaftlich würde. Es bleibt daher eine gesellschaftspolitische Entscheidung, wie viel in die Vermeidung von Mischwasseremissionen investiert werden soll.

Bei der Vorgabe eines spezifischen Volumens ergeben sich in Abhängigkeit der Niederschlagshöhe und der Regenabflussspende unterschiedliche Entlastungsvolumina und -raten. Abbildung 4-24 zeigt die Abfluss- und Entlastungsvolumina für ein fiktives Einzugsgebiet von $A_{\text{red}} = 50 \text{ ha}$ bei unterschiedlichen Jahresniederschlagshöhen, wenn entsprechend dem ÖWAV-Regelblatt 19 ein Regenüberlaufbecken mit einem spez. Volumen von $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ angenommen wird. Die Regenabflussspende wurde mit $0,77 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$ festgelegt.

Die Abfluss- und Entlastungsvolumina nehmen mit steigender Jahresniederschlagshöhe deutlich zu. Aber auch die Entlastungsrate e_0 ist bei höheren Jahresniederschlagshöhen größer als bei niedrigen.

Tabelle 4-22 zeigt, dass die Jahresniederschlagshöhen in Österreich stark variieren. Bei einer Jahresniederschlagshöhe von 550 mm (langjähriger Durchschnitt in Wien) ergibt sich für das zugrunde gelegte Modellgebiet eine Entlastungsrate von 38%. Rechnet man mit der durchschnittlichen Jahresniederschlagshöhe von Salzburg, also 1169 mm, so erhält man eine Entlastungsrate von 51 %.

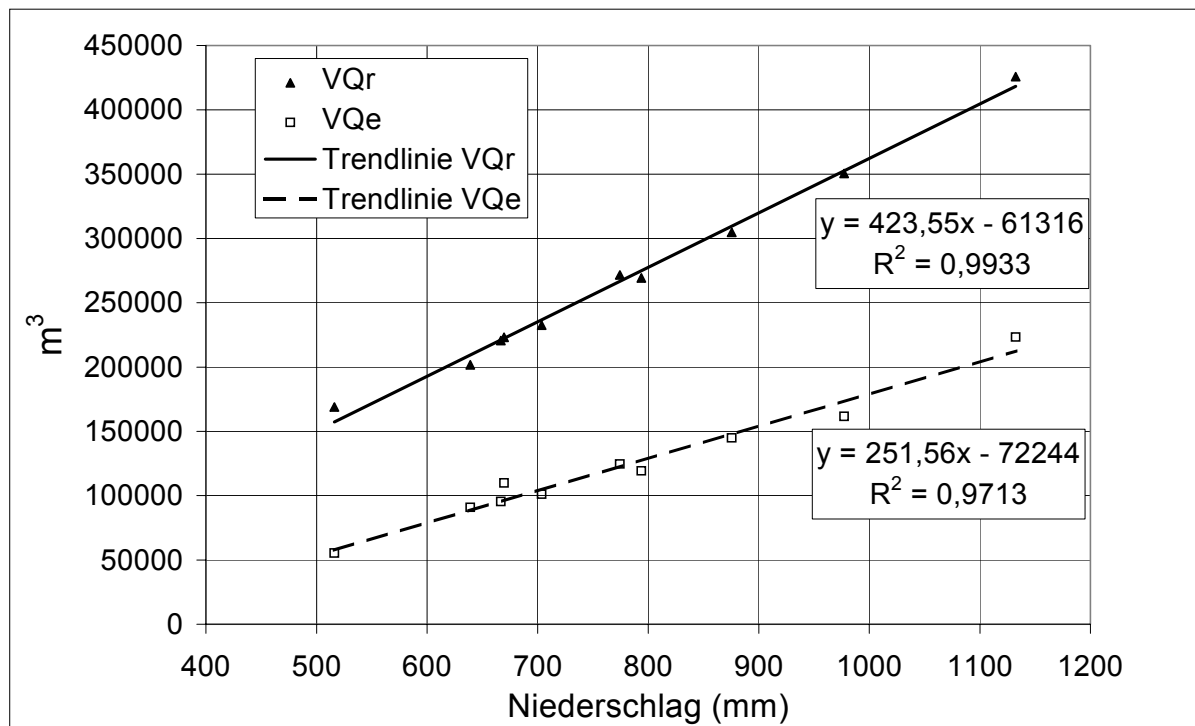


Abbildung 4-24: Einfluss der Jahresniederschlagshöhe auf Abflussvolumina (VQr in m³) und Entlastungsvolumina (VQe in m³)

Tabelle 4-22: Jahresniederschlagshöhen (mm) in den Landeshauptstädten so wie in Retz und Altaussee als extreme Beispiele

Ort	mm	Ort	mm	Ort	mm
Bregenz	1642	Linz	821	Eisenstadt	619
Innsbruck	878	St.Pölten	695	Graz	839
Salzburg	1169	Wien	550	Klagenfurt	900
Retz	434	Altaussee	2080		

Die Entlastungsrate e_0 schwankt bei einem fix vorgegebenen spezifischen Regenüberlaufbeckenvolumen (z.B. 15 m³/ha) in Abhängigkeit der Regenabflussspende (und damit auch der Besiedlungsdichte und der Kläranlagenkapazität) und in Abhängigkeit der Jahresniederschlagshöhe in einem weiten Bereich. Bei einer Regenabflussspende von 0,5 l/(s·ha_{Ared}) (in ländlichen Gebieten durchaus realistisch) und einer Jahresniederschlagshöhe von 1200 mm beträgt sie 60 %, bei einer Regenabflussspende von 1,2 l/(s·ha_{Ared}) (Wien) und einem Niederschlag von 600 mm beträgt sie etwa 33 %.

Wenn man daher ein spezifisches Volumen von $15 \text{ m}^3/\text{ha}$ als Mindestanforderung vorgibt, so muss man im ländlichen Raum (geringere Besiedlungsdichte) größere Entlastungsraten zulassen als in größeren Städten. Ebenso muss man bei höheren Jahresniederschlagshöhen größere Entlastungsraten zulassen.

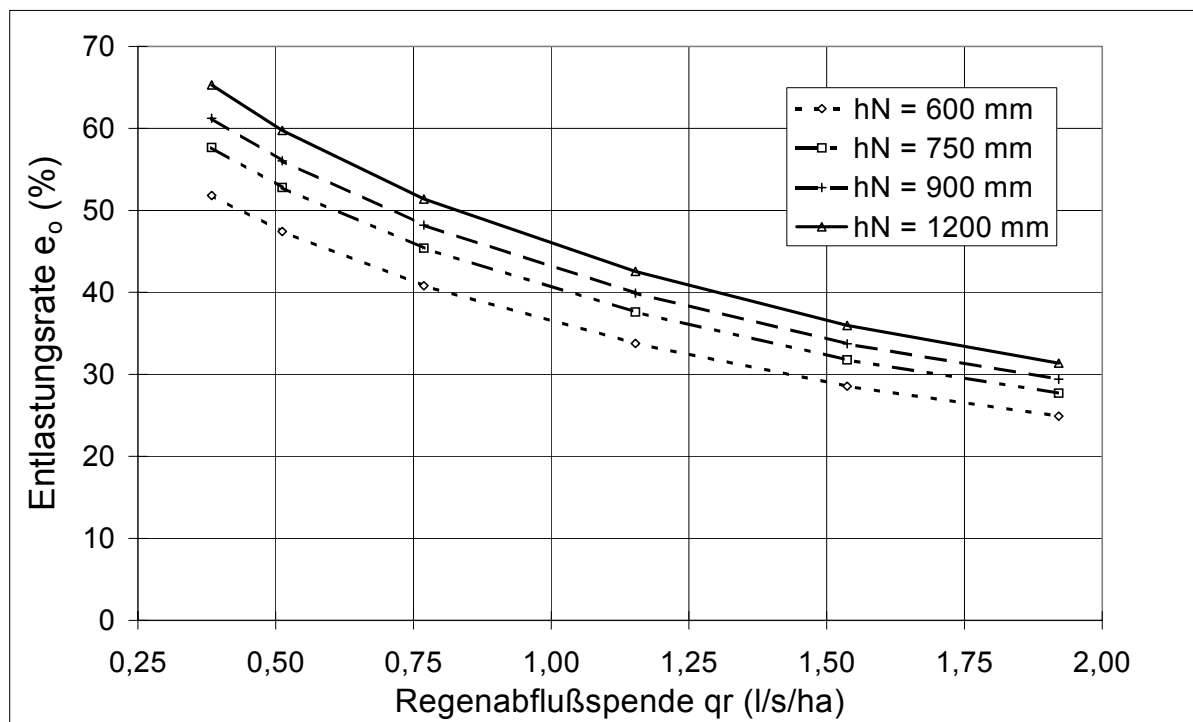


Abbildung 4-25: Entlastungsrate e_o in Abhängigkeit von der Regenabflußspende $l/(s \cdot ha)$ und der Jahresniederschlagshöhe (mm) bei einem spezifischen Regenüberlaufbeckenvolumen von $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{Au}$.

Da die einwohnerspezifischen Kosten für Regenüberlaufbecken im ländlichen Raum deutlich höher sind als im städtischen, erscheint eine abgestufte Festlegung von zulässigen Entlastungsraten durchaus zweckmäßig. Eine ähnliche Vorgangsweise wird bei der Festlegung von Mindestanforderungen an Kläranlagen gemacht. So wird in Österreich Stickstoffentfernung durch Denitrifikation nur bei Kläranlagen $> 5.000 \text{ EW}$ verlangt. Die EU-Richtlinie für die Behandlung von kommunalem Abwasser (91/271) verlangt dies erst bei Kläranlagen $> 10.000 \text{ EW}$. Hinzu kommt, dass die spezifische Verschmutzung der Oberflächen im städtischen Gebiet zumindest tendenziell höher ist als im ländlichen Raum. Der folgende Vorschlag nimmt daher eine Einteilung in 4 Klassen vor.

Tabelle 4-23: Vorschlag für zulässige Entlastungsraten e_o , in Abhängigkeit von der Größe der Besiedlung

	Einwohner			
	< 5.000	5.000 - 50.000	50.000 - 250.000	> 250.000
% der Bevölkerung in Österreich	45	23	12	20
qr (l/(s·ha))	0,5	0,7	0,9	1,1
e_o (%)	60	50	45	40

Diese Entlastungsraten gelten für eine durchschnittliche Jahresniederschlagshöhe von 800 mm. Die folgende Abbildung zeigt einen Vorschlag für die Berücksichtigung der lokalen Jahresniederschlagshöhe.

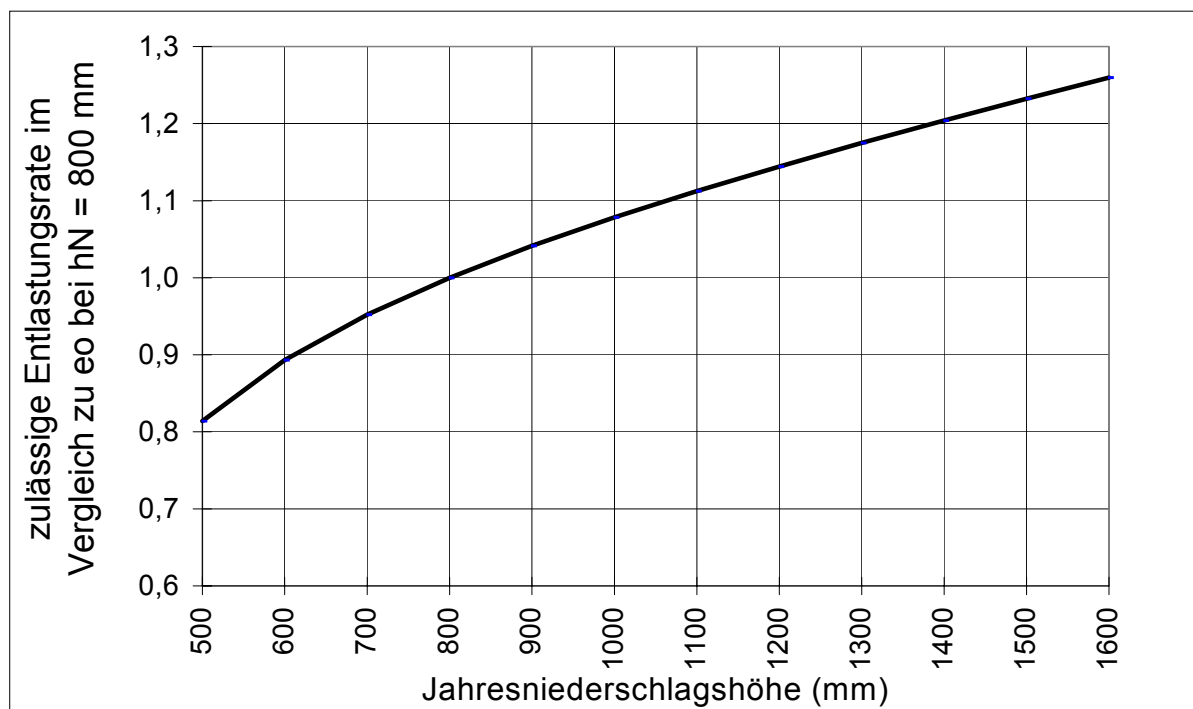


Abbildung 4-26: Anpassung der zulässigen Entlastungsrate an die lokale Jahresniederschlagshöhe

Da die Regenabflussspende auch durch eine Erhöhung des Kläranlagenzuflusses über $Q_m = 2 Q_s + Q_f$ hinaus und durch eine Abkoppelung von Flächen vom Kanalnetz erhöht werden kann, kann das Regenüberlaufbeckenvolumen auch kleiner als $15 \text{ m}^3/\text{ha}$ werden. Zur Erzielung einer ausreichenden mechanischen

Reinigung des entlasteten Mischwassers soll die hydraulische Oberflächenbeschickung q_A eines Durchlaufbeckens aber nicht größer als 10 m/h beim Abfluss von Q_{krit} sein. Generell sind Regenüberlaufbecken als Durchlaufbecken oder als Stauraumkanäle mit unten liegender Entlastung auszubilden, wenn kein ausgeprägter Spülstoß zu erwarten ist. Nach ÖWAV-Regelblatt 19 und ATV-Arbeitsblatt A-128 ist dies in der Regel der Fall, wenn die Fließzeit beim Berechnungsregen im Kanalnetz bis zum Becken mehr als 15 bis 20 min beträgt.

Es ist zu erwarten, dass Kläranlagen in Zukunft für geringere Mischwasserzuflüsse ausgelegt werden als es bislang üblich war. In der Vergangenheit wurden bei der Planung vielfach Trockenwetterspitzenabflüsse angesetzt, die in der Praxis dann oft nicht auftraten. Heute können in der Regel Mengenummessungen ausgewertet und die tatsächlichen 85 %-Werte der Zuflüsse ermittelt werden. Ob diese Entwicklung aus der Sicht des Gewässerschutzes zielführend ist, ist sehr fraglich. Die bisherige Erfahrung hat gezeigt, dass Kläranlagen in der Regel durchaus größere Zuflüsse als $Q_m = 2 Q_s + Q_f$ vertragen. Mit einer geeigneten Betriebsführung ließe sich die Betriebssicherheit noch erhöhen.

Denkbar wäre sogar, den Drosselabfluss dezentraler Becken generell größer als $2 Q_t$ (z.B. $6 Q_t$) festzulegen (Geiger, 1998). Bei dieser Vorgangsweise könnten die Volumina der dezentralen Regenüberlaufbecken deutlich reduziert werden. Da die Kläranlage einen Mischwasserzufluss von $6 Q_t$ aber in der Regel nicht übernehmen kann, muss dort ein zentrales Regenüberlaufbecken errichtet werden bzw. ein existierendes Becken erweitert werden.

Im folgenden Beispiel (siehe Tabelle 4-24) wurde ein 100 ha_{Ared} großes Gebiet mit 10.000 E angenommen. Der Mischwasserzufluss zur Kläranlage beträgt 100 l/s. Es gibt 3 dezentrale Regenüberlaufbecken und 1 zentrales Regenüberlaufbecken auf der Kläranlage. Jedes Becken hat ein Einzugsgebiet von 25 ha_{Ared} . Das spezifische Speichervolumen beträgt $15 \text{ m}^3/\text{ha}$, insgesamt werden also 1.500 m^3 Regenüberlaufbeckenvolumen errichtet.

In Spalte 1 wird das „normale“ System gezeigt, bei dem alle 4 Becken gleich groß sind. In Spalte 2-4 wird der Drosselabfluss der dezentralen Regenüberlaufbecken im Vergleich zum „normalen“ System verdreifacht (auf $6 Q_t$) und das Volumen auf $1/5$ ($3 \text{ m}^3/\text{ha}$) reduziert. Im Gegenzug wird das Volumen des zentralen Beckens soweit erhöht, dass insgesamt wieder 1.500 m^3 Regenüberlaufbeckenvolumen vorhanden sind.

Auf den ersten Blick ist diese Vorgangsweise nicht zielführend, da das insgesamt entlastete Mischwasservolumen um 5 % zunimmt (Vergleich zwischen Spalte 2 und Spalte 1). Die Entlastungsrate e_o steigt von 42,4 % auf 44,6 %. Dieser Nachteil könnte ausgeglichen werden, wenn der Mischwasserzufluss zur Kläranlage im Jahresmittel um knapp 10 % (Spalte 3) erhöht werden kann. Spalte 4 zeigt die Wirkung einer Erhöhung des Mischwasserzuflusses um 20 %.

Tabelle 4-24: Wirkung einer Erhöhung der Drosselabflüsse von dezentralen Regenüberlaufbecken von $2 Q_t$ auf $6 Q_t$ bei gleichzeitiger Reduktion des spezifischen Volumens von $15 \text{ m}^3/\text{ha}$ auf $3 \text{ m}^3/\text{ha}$.

		1	2	3	4
3 dezentrale RÜB:					
Qd je Becken	l/s	25	75		
Vs je Becken	m^3/ha	15	3		
$\Sigma V (\text{RÜB}_1 - \text{RÜB}_3)$	m^3	1125	225		
Anzahl der Überläufe	1/a	50	50		
Überlaufdauer	h/a	151	81		
Überlaufvolumen	m^3/a	155.423	110.158		
zentrales RÜB ₄ auf ARA:					
Qm	l/s	100	100	110	120
Vs (RÜB ₄)	m^3/ha	15	50	50	50
V (RÜB ₄)	m^3	375	1275	1275	1275
Anzahl der Überläufe	1/a	50	49	48	45
Überlaufdauer	h/a	151	170	155	138
Überlaufvolumen	m^3/a	51.808	107.528	95.590	84.530
Gesamtvolumen RÜB	m^3	600	600	600	600
Überlaufvolumen gesamt	m^3/a	207.230	217.685	205.748	194.688

Betrachtet man nur die dezentralen Becken, so führt die gewählte Vorgangsweise zu einer Reduktion der Entlastungsvolumina um 30 %. Auch die Überlaufdauer wird deutlich geringer, die Überlaufhäufigkeit bleibt gleich. Die Emissionen beim zentralen Regenüberlaufbecken sind hingegen deutlich höher als im „normalen“ System. Durch eine gemeinsame Bewirtschaftung von

Kläranlage und der zentralen Regenbehandlung können die Emissionen aber gesenkt werden. Im gegebenen Fall müsste es, wie erwähnt, gelingen den Mischwasserzufluss zur Kläranlage im Jahresmittel um knapp 10 % zu erhöhen.

Reduziert man die spezifischen Beckenvolumina „nur“ auf 5 m³/ha, so sinken die Entlastungsvolumina bei den dezentralen Becken sogar um 35 %. Insgesamt werden dann aber um 7,5 % mehr entlastet als im „normalen“ Zustand. Der Mischwasserzufluss zur Kläranlage müsste im Jahresmittel um 12 % erhöht werden um diesen Nachteil auszugleichen.

Einer der größten Vorteile der „alternativen“ Vorgangsweise ist die Vergrößerung der Drosselabflüsse bei den dezentralen Regenüberlaufbecken. Hailer (1986) hat bei einer Untersuchung von 132 Regenüberlaufbecken in Baden Württemberg festgestellt, dass bei 13 % aller Becken Betriebsstörungen (Verstopfungen der Drossel) auftraten. In Bayern hat die Hälfte aller Regenüberlaufbecken Drosselabflüsse < 20 l/s (Schwinger, 1998). Vor derart geringen Drosselabflüssen wird sowohl im ÖWAV-Regelblatt 19 als auch im ATV-Arbeitsblatt A-128 gewarnt.

Die dezentralen Volumina könnten bis auf 1/5 der ursprünglichen Größe reduziert werden. Wegen der oft ungünstigen Standortbedingungen für Regenüberlaufbecken könnten so Kosten eingespart werden. Die Beckenentleerungszeit wird deutlich (auf 1/10) verkürzt, was eine bessere Selbstreinigung des Beckens mit sich bringt.

Der Schwerpunkt der Regenwasserbehandlung wird auf die Kläranlage verlagert. In der Regel wird die Wartung des zentralen Regenüberlaufbeckens besser sein als bei dezentralen Becken. Außerdem wird so viel eher eine optimale Regenbecken- und Kläranlagenbewirtschaftung möglich, wie sie zum Beispiel Krauth u. Müller (1996) vorgeschlagen haben.

Zusammenfassend werden bezüglich der Mindestanforderungen folgende Empfehlungen gegeben:

- Es sollte eine generelle Mindestanforderung sein, das Ausmaß der Versiegelung gering zu halten. Des Weiteren ist eine Reduktion von potentiellen Schadstoffen an der Quelle anzustreben. Man muss sich z.B. beim Einsatz von Metallen (Zink, Kupfer) für Dachdeckungen bewusst sein, dass damit potentielle Schadstoffe in die Umwelt gelangen, die durch Maßnahmen in der Siedlungswasserwirtschaft nur auf verschiedene Senken

verteilt werden. Der Gewässerschutz beginnt bereits bei der Planung und Genehmigung von Bauvorhaben.

- Abflüsse von unverschmutzten bzw. gering verschmutzten Flächen sollten vor Ort versickert werden, wenn dies mit einfachen Mitteln möglich ist, und durch die Versickerung kein Schaden entsteht. Versiegelte Flächen vom Kanalnetz abzukoppeln bringt in der Regel aber nur dann Kostenvorteile, wenn dadurch eine Kanalsanierung vermieden werden kann. Durch die dezentrale Versickerung von Regenabflüssen wird die Siedlungsentwässerung jedenfalls an „natürliche, lokale“ hydrologische Prozesse angepasst (Fleckseder, 1994). Diese Zielvorstellung wurde auch im „Leitfaden zu einer Gesamthaften Entwässerungsplanung“ des Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverbandes (ÖWAV, 1998) verankert. Ob man für die Erreichung dieser Zielsetzung höhere Kosten in Kauf nimmt als für eine konventionelle Ableitung, ist eine (weitgehend) von Wertvorstellungen abhängige Entscheidung.
- Kläranlagen sollten in der Regel für größere Zuflüsse als $Q_m = 2Q_s + Q_f$ ausgelegt werden. Idealerweise sollte ein auf die Kläranlage abgestimmter variabler Mischwasserzufluss gewählt werden, der zu Beginn des Ereignisses und bei der Regenüberlaufbeckenentleerung unter $Q_m = 2Q_s + Q_f$ und in der Zwischenzeit über $Q_m = 2Q_s + Q_f$ liegt. Die schwerpunktmäßige Verlagerung der Regenwasserbehandlung an den Ort der Kläranlage (oder an möglichst wenige Punkte im Kanalnetz) ermöglicht eine optimale Bewirtschaftung von Regenwasserbehandlung (-speicherung) und Kläranlage.
- Die Bemessung von Regenüberläufen nach dem Konzept der kritischen Regenspende von $r_{krit} = 15 \text{ l/s/ha}_{A_{red}}$ führt zu einer deutlichen Reduzierung der Überlaufhäufigkeit und -dauer. Auf die insgesamt aus dem Kanalnetz entlastete Mischwassermenge hat die Größe der kritischen Regenspende aber erst bei Werten $< 5 \text{ l/s/ha}_{A_{red}}$ einen größeren Einfluss. Von daher ist es nicht unbedingt notwendig, alle Regenüberläufe, die nicht nach dem Konzept der kritischen Regenspende errichtet wurden, zu sanieren. Es wird vorgeschlagen bezüglich der Mindestanforderungen an Regenüberläufe zwischen neu zu errichtenden Kanalisationen und bestehenden Kanalisationen zu unterscheiden.
- Mit der Vorgabe eines spezifischen Volumens von $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{A_{red}}$ als Mindestanforderung für Regenüberlaufbecken werden im ländlichen Raum

größere Entlastungsraten zugelassen als in größeren Städten. Ebenso muss man bei höheren Jahresniederschlagshöhen größere Entlastungsraten zulassen. Da die einwohnerspezifischen Kosten für Regenüberlaufbecken im ländlichen Raum deutlich höher sind als in dicht besiedelten Gebieten, erscheint eine abgestufte Festlegung von zulässigen Entlastungsraten durchaus zweckmäßig. Hinzu kommt dass die spezifische Oberflächenverschmutzung im städtischen Gebiet zumindest tendenziell höher ist als in dünn besiedelten Gebieten (Regenabflüsse von landwirtschaftlichen Hofflächen können allerdings stark verschmutzt sein. Beudert (1997) hat bis zu 211 mg NH₄-N/l im Hofflächenabfluss gemessen). Eine abgestufte Festlegung von Mindestanforderungen wird ja auch bei Kläranlagen vorgenommen. So wird z.B. Stickstoffentfernung durch Denitrifikation erst bei Kläranlagen > 5.000 EW verlangt. Mit der Vorgabe eines spezifischen Volumens von 15 m³/ha werden im Durchschnitt zumindest Entlastungsraten $e_0 < 50\%$ erreicht. Die Emissionen von Schwermetallen und abfiltrierbaren Stoffen werden gegenüber einer Mischkanalisation ohne jegliche Mischwasserspeicherung deutlich reduziert – vor allem dann wenn dieser Speicherraum als Durchlaufbecken errichtet wird und der Sedimentationswirkungsgrad hoch ist. Mit einer Erhöhung des Speichervolumens von 15 auf 25 m³/ha würde die Entlastungsrate (auch in Bezug auf die im Mischwasserabfluss enthaltenen Schmutzstoffe) nur noch um weniger als 10 % gesenkt.

- Die Festlegung der Mindestanforderung in Form von zulässiger Entlastungsrate e_0 oder Mindestwirkungsgrad der Weiterleitung η an Stelle von fix vorgegebenen baulichen Maßnahmen (z.B. 15 m³/ha_{Ared} Speicherbeckenvolumen) ermöglicht eine flexiblere Planung, weil dann auch andere Maßnahmen der Mischwasserbehandlung in Betracht gezogen werden können (z.B. Kanalnetzsteuerung, Erhöhung des Kläranlagenzuflusses).

5 GEWÄSSERBEZOGENE ANFORDERUNGEN

5.1 Allgemeines

Die in Österreich zur Bemessung von Regenentlastungsbauwerken in Mischkanalisationen verwendeten Richtlinien basieren weitgehend auf dem Emissionsprinzip. Dies bedeutet, dass unabhängig vom empfangenden Gewässer die Verschmutzung nach dem „Stand der Technik“ vermieden werden muss. Damit wird dem im österreichischen Wasserrechtsgesetz verankerten Vorsorgeprinzip Rechnung getragen. Reichen diese Mindestanforderungen aber nicht aus, um eine „Beeinträchtigung der Wassergüte“ durch Mischwasserentlastungen auszuschließen, so werden im Wasserrechtsgesetz weitergehende Anforderungen verlangt. In der Allgemeinen Abwasseremissionsverordnung, einer Durchführungsverordnung zum österreichischen Wasserrechtsgesetz, ist festgelegt, dass *die Mischkanalisation unter Berücksichtigung der Forderung der Erhaltung der ökologischen Funktionsfähigkeit des betroffenen Gewässers bemessen und betrieben werden muss.*

Die Gewässerbeeinträchtigungen können sich aus der hydraulischen und/oder der stofflichen Belastung durch Mischwasserentlastungen ergeben, sie können auf die unmittelbare Umgebung der Einleitstelle begrenzt sein oder einen größeren Gewässerabschnitt betreffen.

Als besonders kritisch werden Mischwasserentlastungen in den Fällen angesehen, in denen sie zu Fischsterben führen. In dieser Hinsicht sind vor allem Beeinträchtigungen des Sauerstoffhaushalts (ATV, 1993; Harremoes, 1982; Mang et al., 1998; Winter, 1988;) und toxisch wirkende Stoffe, insbesondere Ammoniak (ATV, 1993; Borchardt, 1992; Krejci et al., 1994) relevant. In den Kapiteln 5.2 und 5.3 werden Ergebnisse aus Toxizitätstests, Grenzwerte und mögliche Maßnahmen zur Verringerung des Risikos behandelt.

Bei zahlreichen Gewässeruntersuchungen wurde unterhalb von Mischwassereinleitungen eine Veränderung der Biozönose im Vergleich zur Referenzstelle oberhalb der Einleitung festgestellt, wobei diese Veränderung in einigen Fällen primär durch die hydraulische Belastung, in anderen Fällen primär durch die stoffliche Belastung aus Mischwasserentlastungen verursacht wurde (Podraza u. Widera, 1998; Fuchs, 1997; Fischer, 1998; Krejci et al., 1994, Milne et al. 1992, Willemsen et al., 1990; Seager u. Abrahams, 1990). Das

Ausmaß dieser Beeinträchtigungen und ihre Bedeutung so wie allfällige Maßnahmen werden in Kapitel 5.4 und 5.5 behandelt.

Für die Festlegung von immissionsorientierten Maßnahmen ist es notwendig, das Ausmaß des Effektes der Mischwasserentlastung auf die Gewässergüte zu bewerten. Ob ein festgestellter Effekt eine Beeinträchtigung der Gewässergüte darstellt, die einen Handlungsbedarf auslöst, ist letztlich ein auf Wertvorstellungen basierendes Urteil. Die ÖNORM M6232 „Richtlinien für die ökologische Untersuchung und Bewertung von Fließgewässern“ (siehe Kapitel 5.6) zeigt eine Vorgangsweise, mit der das Ausmaß der Abweichung des Gewässerzustands vom anthropogen unbeeinflussten Zustand beschrieben bzw. anhand eines Klassifizierungssystems angegeben werden kann. Die ÖNORM M6232 definiert auch den Grad der Beeinträchtigung, der als wesentlich eingestuft wird. Man muss sich aber bewusst sein, dass dies nie eine objektive Einstufung sein kann. Und selbst wenn eine „wesentliche Beeinträchtigung“ der Funktionsfähigkeit als gegeben angesehen wird, muss man immer noch klären, ob eine Wiederherstellung der Funktionsfähigkeit mit vertretbarem Aufwand überhaupt möglich ist. Auch im Immissionsfall sind daher Kosten/Nutzen-Überlegungen ein essentielles Entscheidungskriterium.

5.2 Sauerstoff

5.2.1 Ergebnisse von Untersuchungen zur Toxizität von Sauerstoffdefiziten

Sowohl für Fische als auch für Invertebraten ist eine ausreichende Sauerstoffversorgung lebensnotwendig. Unterschreitet die Sauerstoffkonzentration im Wasser gewisse Werte, so kann dies bereits nach kurzer Belastungsdauer zum Tod der Organismen führen. Letale O₂-Konzentrationen (LC) werden in der Regel mit Hilfe von Labortests an Testorganismen ermittelt. Dabei wird für eine bestimmte Belastungsdauer (meist 24 bis 96 Stunden, vereinzelt aber auch kürzer) untersucht, ab welcher Konzentration ein gewisser Prozentsatz der Testorganismen stirbt (LC₅₀ besagt also, dass 50 % der Testorganismen gestorben sind).

Für Fische gilt generell, dass Salmoniden empfindlicher sind als Cypriniden. Borhardt (1992) gibt basierend auf einer Literaturstudie Letalkonzentrationen LC₅₀ (2-16h) für Saiblinge, Regenbogenforellen und Junglachse als Sauerstoffsättigungen zwischen 8 und 30% an. Garric et al. (1990) haben für Bachforellen 1,7 mg O₂/l als LC₅₀-Konzentration bei einer Belastungsdauer von

84 min und 2,6 mg/l bei einer Belastungsdauer von 200 min ermittelt. Bei höheren Konzentrationen geht die Mortalität rapid zurück. Ab 3,2 mg O₂/l war auch bei mehrstündiger Belastungsdauer kein Fischsterben registrierbar. Auch Milne et al. (1992) stellten fest, dass die Unterschiede zwischen LC₀- und LC₁₀₀-Konzentrationen sehr gering sind. Das bedeutet, dass es eine relativ klare Grenze für die Mortalität auslösenden Konzentrationen gibt, ab deren Unterschreitung rasch ein massives Fischsterben zu befürchten ist. Nach Milne et al. (1992) beträgt die LC₀ Konzentration bei einer Belastungsdauer von 1 Stunde 2,5 mg O₂/l, bei einer Belastungsdauer von 6 Stunden knapp über 3 mg/l.

Bei den Invertebraten schwanken die Letalkonzentrationen in einem sehr weiten Bereich. Für die meisten Organismen dürfte ein ausreichender Sauerstoffgehalt gegeben sein, wenn die für Salmoniden kritischen Konzentrationen nicht unterschritten werden (Lammersen, 1997).

Bei der Beurteilung der Gefahr von Sauerstoffdefiziten müssen mögliche synergistische Effekte berücksichtigt werden. Sind Sauerstoffdefizite z.B. mit erhöhten Ammoniakkonzentrationen verbunden, so kann dies eine letale Wirkung haben, selbst wenn weder die Sauerstoffkonzentration noch die Ammoniakkonzentration an sich akut toxisch sind (Borchardt, 1992).

Sauerstoffkonzentrationen, die noch nicht letal wirken, können zu subletalen Reaktionen führen (z.B. Drift, zunehmender Kiemenschlag). Fließgewässerorganismen passen sich an kurzfristige Sauerstoffmangelsituationen in gewissen Grenzen an, so können Fische ungünstigen Sauerstoffverhältnissen ausweichen (Liebmann 1960, in Deutsch u. Fleckseder, 1995). Wie weit subletale Beeinträchtigungen wie Drift kompensiert werden können, hängt sehr stark von der Frequenz der Belastung ab.

Chronische Schäden wie z.B. ein verringertes Wachstum, eine Beeinträchtigung der Fertilität oder eine erhöhte Anfälligkeit gegenüber Krankheiten stehen in erster Linie im Zusammenhang mit länger andauernden Belastungen. Mit Hilfe von Langzeit-Toxizitätstests werden „No Effect Concentrations“ (NOEC) ermittelt. Bei der Beurteilung von Mischwasserentlastungen spielen diese aber eine untergeordnete Rolle. Es liegen zumindest keine Ergebnisse von Untersuchungen vor, bei denen derartige Beeinträchtigungen zufolge kurzfristiger, sublethaler Sauerstoffdefizite nachgewiesen wurden.

Die angegebenen Konzentrationen basieren im Wesentlichen auf den Ergebnissen von Labortests, weil diese die einzige Möglichkeit sind, die Wirkung einzelner Parameter unter genau definierten Bedingungen zu untersuchen. Die Übertragung der Ergebnisse dieser, unter Laborbedingungen durchgeführten, Untersuchungen auf Freilandbedingungen ist daher mit Unsicherheiten verbunden.

5.2.2 Festlegung von Grenzwerten für kurzfristige Belastungen

Die englische Foundation for Water Research (1998) schlägt die in Tabelle 5-1 angegebenen minimalen O₂-Gehalte im Gewässer in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung als Grenzwerte vor.

Tabelle 5-1: Minimale O₂-Gehalte (mg/l) in Cyprinidengewässern in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung (Foundation for Water Research, 1998)

Wiederkehrhäufigkeit	< 6 Stunden	6 – 24 Stunden	> 24 Stunden
monatlich	4,0	5,0	5,5
vierteljährlich	3,5	4,5	5,0
jährlich	3,0	4,0	4,5

Tabelle 5-2: Minimale O₂-Gehalte (mg/l) in Salmonidengewässern in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung (Foundation for Water Research, 1998)

Wiederkehrhäufigkeit	< 6 Stunden	6 – 24 Stunden	> 24 Stunden
monatlich	5,0	5,5	6,0
vierteljährlich	4,5	5,0	5,5
jährlich	4,0	4,5	5,0

Liegen gleichzeitig NH₃-N-Konzentrationen > 0,02 mg/l vor, so sind die in der Tabelle angeführten Grenzwerte um $0,97 \cdot \ln(\text{mgNH}_3\text{-N/l}) + 3,8$ maximal jedoch 2 mg O₂/l zu erhöhen. Außerdem wird angemerkt, dass in Laichgebieten von Salmonidengewässern gegebenenfalls strengere Anforderungen zu stellen sind, um auch im Lückensystem der Gewässersohle kritische Sauerstoffdefizite zu vermeiden.

Auch in Dänemark werden minimale O_2 -Gehalte im Gewässer in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung vorgegeben (Hvitved-Jacobsen, 1984 zitiert in House et. al., 1993). In Salmonidengewässern darf der mittlere Sauerstoffgehalt während einer Stunde nur einmal in 12 Jahren unter 1,5 mg/l sinken. Diese Konzentration entspricht dem LC_{50} -Wert für Salmoniden bei einer Belastungsdauer von 1 Stunde. Der Zeitraum von 12 Jahren soll sicherstellen, dass der Fischbestand zwischen den Extremereignissen ausreichend Zeit zur Regeneration hat. Bei Wiederkehrhäufigkeiten $< 0,1$ (10-mal jährlich oder öfter) dürfen die O_2 -Konzentrationen nicht unter 6 mg/l sinken. Zwischen diesen beiden Wiederkehrhäufigkeiten wird interpoliert. Für Salmonidengewässer ergibt das einen minimalen 1 stündigen O_2 -Gehalt von ca. 4 mg/l, der einmal jährlich unterschritten werden darf. Die folgende Abbildung zeigt die Grenzwerte für Salmoniden- und für Cyprinidengewässer bei einer Belastungsdauer von 1 Stunde und bei einer Belastungsdauer von 12 Stunden.

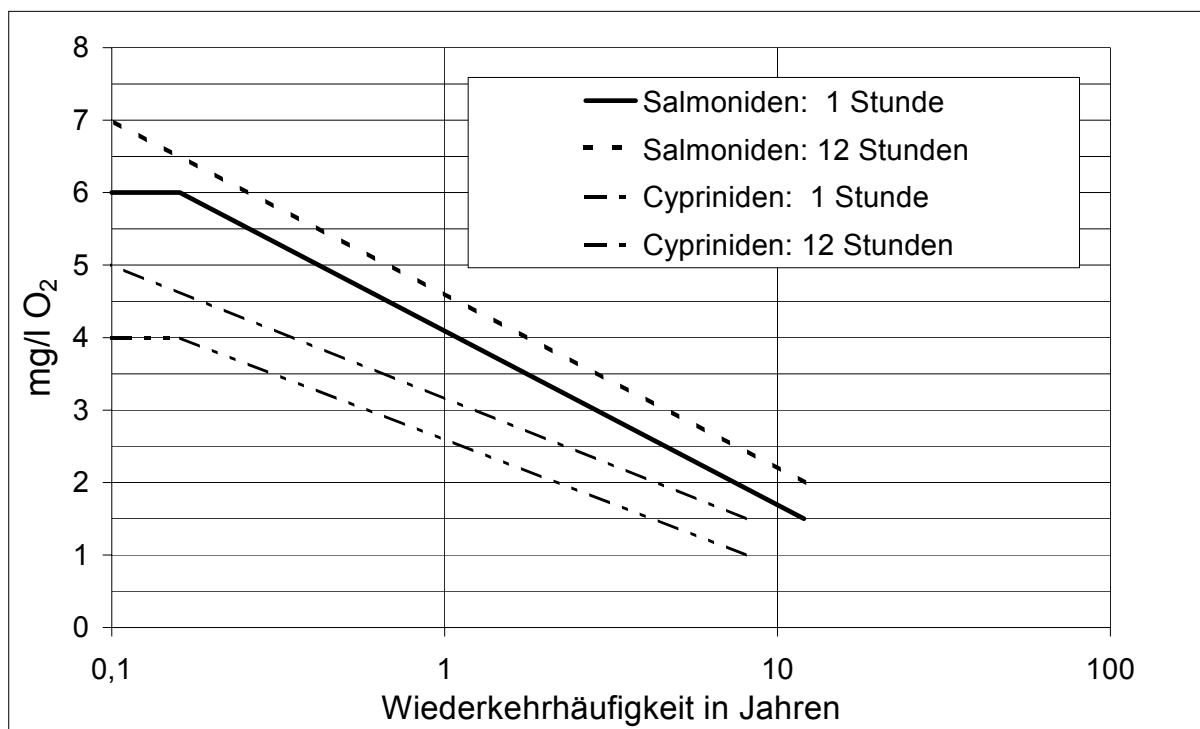


Abbildung 5-1: Grenzwerte für O_2 -Konzentrationen in Salmonidengewässern und in Cyprinidengewässern in Abhängigkeit von der Dauer der Belastung und deren Wiederkehrhäufigkeit in Dänemark (Hvitved-Jacobsen, 1984 in House et. al., 1993)

Im 1. Arbeitsbericht „Weitergehende Anforderungen an Mischwasserentlastungen“ der ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1 wird ein Kurzzeit-Grenzwert von 4 mg O_2 /l angegeben, allerdings ohne Angabe der zulässigen

Wiederkehrhäufigkeit (ATV, 1993).

Ein Vergleich der verschiedenen Anforderungen zeigt, dass die vorgeschlagenen Grenzwerte relativ ähnlich sind. Demnach darf die mittlere Sauerstoffkonzentration während einer Stunde nicht öfter als einmal jährlich unter 4 mg/l sinken.

5.2.2.1 Sauerstoffhaushalt des Gewässers

Bezüglich der Berechnung der mischwasserbedingten Sauerstoffzehrung im Gewässer werden im Rahmen dieser Arbeit nur wesentliche Einflussfaktoren dargelegt. Der Sauerstoffverbrauch zufolge des Abbaus von organischen Substanzen lässt sich unter Berücksichtigung der Photosynthese und der Respiration durch Algen und Pflanzen anhand der grundlegenden Gleichung von Streeter u. Phelps, 1925 ermitteln:

$$\frac{dD}{dt} = (K_1 \cdot S + R) - (K_2 \cdot D + P)$$

D	herrschendes Sauerstoffdefizit (g/m ³)
K ₁	Abbaurrate der organischen Verbindungen (1/d)
S	Gehalt an abbaubarer organischer Substanz (g/m ³)
R	O ₂ -Verbrauch der Wasserpflanzen und Algen sowie der Mikroorganismen des Bodenschlammes (g/(m ³ ·d))
K ₂	Wiederbelüftungsrate (1/d)
P	O ₂ -Eintrag durch Photosynthese (g/(m ³ ·d))

Bei gegebener Sauerstoffzehrung (D₀) und gegebenem Gehalt an abbaubarer organischer Substanz (S₀) zum Zeitpunkt Null (an der Einleitstelle) beträgt die Sauerstoffzehrung nach einer Fließzeit t:

$$D_t = \frac{K_1}{K_2 - K_1} \cdot S_0 \cdot e^{(-K_1 \cdot t)} - \left(\frac{K_1}{K_2 - K_1} \cdot S_0 + \frac{R - P}{K_2} \right) \cdot e^{(-K_2 \cdot t)} + \frac{R - P}{K_2} + D_0 \cdot e^{(-K_2 \cdot t)}$$

Für die Wahl des Faktors K₂, des Geschwindigkeitsbeiwerts für die Wiederbelüftung, welcher vor allem eine Funktion der turbulenten Durchmischung des Wasserkörpers ist, gibt es zahlreiche, empirisch gefundene Formeln. Dabei wird K₂ über die Fließgeschwindigkeit (v), die Wassertiefe (t) und teilweise auch das Gefälle (I) errechnet. Die Abhängigkeit des Beiwerts K₂ von der Temperatur wird durch den Faktor $f = 1,024^{(T-20)}$ berücksichtigt.

In einer Zusammenstellung und Beurteilung zahlreicher Formeln weisen Wilson et al. (1974) darauf hin, dass die K_2 -Werte in natürlichen Gewässern deutlich höher sind als in Gerinnen (bei gleichem v und h). Im Folgenden werden einige Formeln angegeben und in Abbildung 5-2 die für ein Fließgewässer mit einem Gefälle von 0,4 % errechneten Werte gezeigt.

Wolf: $K_2 (20^\circ\text{C}) = (3 + 40/k_{ST}) \cdot (v/h^2) + (0,5/h)$ k_{ST} . nach Manning/Strickler
 Bennet et al.: $K_2 (20^\circ\text{C}) = 32,5 v^{0,413} I^{0,273} / h^{1,408}$
 Owens: $K_2 (20^\circ\text{C}) = 5,326 v^{0,67} / h^{1,85}$
 Churchill et al.: $K_2 (20^\circ\text{C}) = 5,026 v^{0,969} / h^{1,673}$

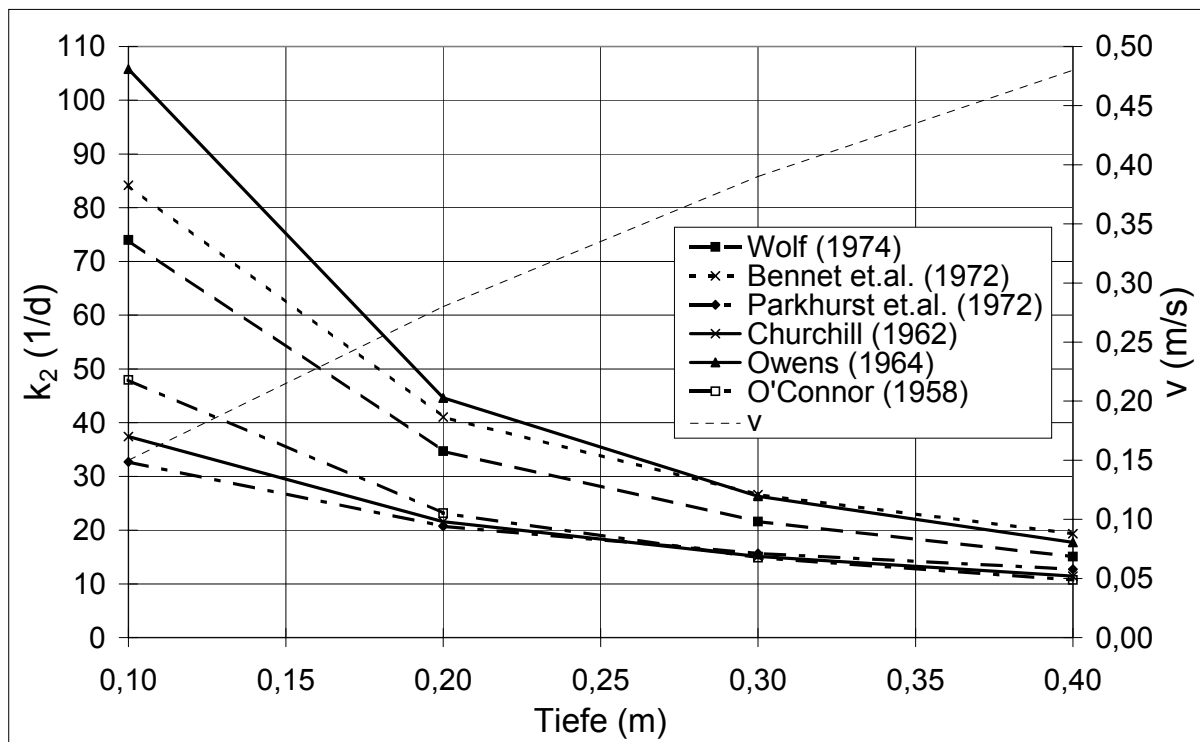


Abbildung 5-2: Geschwindigkeitsbeiwerte (K_2) für den physikalischen Sauerstoffeintrag in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit und der Wassertiefe ($I = 0,4 \%$).

Nach Wolf (1974) ergibt sich der Geschwindigkeitsbeiwert K_1 für den Abbau organischer Substanz bei $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ zu

$$K_1 = \frac{0,4}{h} \cdot \left(h + \frac{50}{k_{ST}} + \frac{P_f}{300} \right)$$

h Fließtiefe (m)

k_{ST} Geschwindigkeitsbeiwert nach Manning Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$)

P_f Makrophytenbiomasse ($\text{g Trockensubstanz}/\text{m}^2$)

Die Berücksichtigung der Gewässertiefe in der Formel von Wolf zeigt, dass der Geschwindigkeitsbeiwert für den mikrobiellen Sauerstoffverbrauch bei flachen Gewässern sehr stark von der Masse heterotropher Biomasse am „Gewässerboden“ abhängt. Hvitved Jacobsen (1982) zeigt anhand von Messungen bei einem kleinen dänischen Bach ($t = 0,25$ m; $B = 2,5$ m), dass der im Bach registrierte Sauerstoffverbrauch nur zu einem (kleinen) Teil aus dem Sauerstoffverbrauch im Wasserkörper (bzw. dem in der BSB-Flasche gemessenen Sauerstoffverbrauch) resultiert. Ein wesentlicher Teil des BSB wird durch Biomasse am Gewässerboden abgebaut. Der Sauerstoffverbrauch in der BSB-Flasche ergab $K_{1,susp.} = 0,15$ d⁻¹, der gesamte sofortige Sauerstoffverbrauch (in der Welle) aber $K_1 = 0,9$ d⁻¹ (bei einer Wassertemperatur von 9°C). Der K_1 -Wert zufolge des Abbaus durch Biomasse am Gewässerboden betrug daher $K_{1,sessil} = 0,75$ d⁻¹. Die Menge der Biomasse am Gewässerboden wird vor allem durch längerfristige Belastungen bei Trockenwetter, die Häufigkeit der Mischwasserentlastungen und dem Anteil der eingeleiteten organischen Substanz, der im Gewässer unterhalb der Einleitstelle sedimentiert bzw. adsorbiert wird, geprägt. Es ist daher sehr schwierig, die Menge der Biomasse am Gewässerboden und damit die Größe des Geschwindigkeitsbeiwerts (K_1) für den Abbau der organischen Verschmutzung abzuschätzen.

Harremoes (1982) weist auf die Bedeutung des „verzögerten“ Sauerstoffbedarfs im Vergleich zu „sofortigen“ Sauerstoffbedarf in der fließenden Welle nach Mischwassereinleitungen hin. Dies gilt vor allem für langsam fließende Gewässer. Demnach wird ein signifikanter Teil der BSB-Fracht, kolloidale und partikuläre organische Substanz und Biomasse, am „Boden“ des Gewässers absorbiert und dann „verzögert“ abgebaut. Bei einem dänischen Bach wurde K_1 anhand des Sauerstoffverbrauches zu $0,8$ d⁻¹ bestimmt. Anhand der der BSB-Entfernung (Abbau + Sedimentation) ergab sich aber ein K -Wert von $4,7$ d⁻¹. Während der sofortige Sauerstoffverbrauch erst nach einiger Fließzeit und längerem Fließweg zum größten Sauerstoffdefizit führt, liegt dieses Maximum beim verzögerten Sauerstoffverbrauch näher bei der Einleitungsstelle.

Die Abbauprozesse durch die Biomasse (Biofilm) am Gewässerboden sind in der Regel diffusionslimitiert. Nach Gujer (1991) ergibt sich der spezifische Substratflux $j_{A,0}$ eines Stoffes A in den Biofilm hinein zu

$$j_{A,O} = \left(2 \cdot D'_A \cdot \mu_{\max} \cdot \frac{\gamma}{Y_A} \right)^{0,5} \cdot \left(S_{A,O} - S_{A,U} - K_A \cdot \ln \frac{S_{A,O} + K_A}{S_{A,U} + K_A} \right)^{0,5}$$

$j_{A,O}$	Stofffluss für den Stoff A (g/m ² /d)
D'_A	Diffusionskoeffizient des Stoffs A im Inneren des Biofilms (m ² /d)
μ_{\max}	maximale Wachstumsrate (1/d)
$S_{A,O}$	Konzentration des Stoffs A an Biofilmoberfläche (g/m ³)
$S_{A,U}$	Konzentration des Stoffs A an Biofilmunterlage (g/m ³)
K_A	Monodkonstante des Stoffs A (g/m ³)
Y_A	Ertragskoeffizient (g Biomasse/g Stoff A)
γ	Dichte der Biomasse im Biofilm (g/m ³)

Typische Werte für 15°C:

D'_{O_2}	=	$1,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ d}^{-1}$	D'_{CSB}	=	$0,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ d}^{-1}$
Y	=	$1 \text{ g BM g}^{-1} \text{ O}_2$	Y_{CSB}	=	$0,5 \text{ g BM g}^{-1} \text{ CSB}$
K_{O_2}	=	$0,1 \text{ g O}_2 \text{ m}^{-3}$	K_{CSB}	=	5 g CSB m^{-3}
$S_{O_2,o}$	=	10 g m^{-3}	γ	=	$50.000 \text{ g BM m}^{-3}$
μ_{\max}	=	2 d^{-1}			

Werden bei Mischwasserentlastungen große Frachten organischer Verschmutzung in das Gewässer geleitet, dann ist der Abbauprozess sauerstofflimitiert. Nimmt man die oben angegebenen Werte, so ergibt sich, dass ab einem Verhältnis $CSB/O_2 > (Y_{O_2}/Y_{CSB})(D'_{O_2}/D'_{CSB}) \approx 4$ von einer Sauerstofflimitierung des Biofilms auszugehen ist. Von daher kann der Sauerstoffverbrauch durch die Biomasse am Gewässerboden in Abhängigkeit vom Sauerstoffgehalt und vom Gehalt aktiver Biomasse gewisse Grenzen nicht überschreiten. Mit den oben angegebenen Werten errechnet sich der maximale Sauerstoffverbrauch zu ca. $15 \text{ g O}_2/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ und daraus die maximal abbaubare CSB-Fracht zu ca. $30 \text{ g O}_2/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$.

Ein deutlich größerer Sauerstoffverbrauch ist aber dann möglich, wenn die Biomasse vom Gewässerboden aufgewirbelt wird. Ganz entscheidend für den O₂-Gehalt des Gewässers bei Mischwasserentlastungen sind daher eventuelle Dauerbelastungen, weil dadurch die Menge an Biomasse am „Gewässerboden“ bestimmt wird, die aufgewirbelt werden kann. Eine Mischwasserentlastung, die auf ein vorbelastetes Gewässer trifft, kann zu viel stärkeren Beeinträchtigungen des O₂-Gehaltes im Interstitial, aber auch in der fließenden Welle (vor allem bei Resuspension von Bodenschlamm) führen, als Mischwasserentlastungen in einem Gewässer ohne Dauerbelastungen (House et al., 1993, Gujer et al., 1982). Eine Abschätzung der möglichen Auswirkungen von Mischwasserentlastungen

darf daher nie ohne Berücksichtigung der Verhältnisse unter Trockenwetterbedingungen erfolgen. Dazu gehört auch die Berücksichtigung der Photosynthese bzw. der Respiration der Pflanzen. In stark eutrophierten Gewässern sind Mischwasserentlastungen besonders in der Nacht kritisch, weil dann zum Sauerstoffverbrauch durch den Abbau der organischen Substanz noch die Atmung der Pflanzen hinzukommt.

Sauerstoffverbrauch zufolge Nitrifikation:

In kleinen Fließgewässern erfolgt die Nitrifikation vorwiegend durch am Gewässerbett festsitzende Organismen. Für das Ausmaß der Nitrifikation ist daher die Masse der Nitrifikanten, die am Gewässerboden vorhanden ist, entscheidend. Diese hängt vor allem von der Dauerbelastung ab.

Die Ammoniumkonzentrationen in einem anthropogen unbelasteten Gewässer sind sehr gering. Man kann daher davon ausgehen, dass zwar sessile Nitrifikanten vorhanden sind, dass aber die Masse an Nitrifikanten gering ist. Der Sauerstoffverbrauch, der durch einen plötzlichen Ammoniumstoß (Mischwassereinleitung) verursacht werden kann, ist daher in der Regel gering. Anders sieht es aus, wenn mit einer ständigen Ammoniumbelastung unter Trockenwetterbedingungen zu rechnen ist. Dies trifft in erster Linie für die Gewässerabschnitte unterhalb von Kläranlagen zu.

Jancakova (1999) hat die Nitrifikation in einem seichten Fließgewässer (Töss in der Schweiz) untersucht und basierend auf den gemessenen Daten verschiedene Nitrifikationsmodelle getestet. Plausible Simulationsergebnisse wurden nur dann erhalten, wenn für die Nitrifikation bereits bei geringen Biomassedichten eine Transportlimitierung angesetzt wurde (die Nitrifikationsrate ist also unabhängig von der Biomassekonzentration). Damit ist die Ammoniumoxidation eine Reaktion erster Ordnung bezüglich der Ammoniumkonzentration des Flußwassers.

Wolf et al. in Hamm et al. (1991) geben $0,2 \text{ g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ als häufig beobachteten Wert und $1 \text{ g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ als maximalen Wert für die Nitrifikationsrate sessiler Nitrifikanten an.

Für die Abschätzung der Nitrifikation im Gewässer bei Mischwasserentlastungen ist aber vor allem auch zu berücksichtigen, dass bei Mischwasserentlastungen neben Ammonium organische Substanzen emittiert werden. Bei gewöhnlichem kommunalem Abwasser beträgt das Verhältnis

BSB₅/NH₄-N zumindest etwa 8. Bei Mischwasserentlastungen kommt es durch die Resuspension von Kanalablagerungen zu einer Erhöhung der BSB-Fracht bei nahezu gleich bleibender NH₄-N-Fracht. Man kann daher davon ausgehen, dass das BSB₅/NH₄-N-Verhältnis im entlasteten Mischwasser in der Regel > 10 ist. Dies führt zu einer Konkurrenz um den Sauerstoff, wobei die heterotrophen Bakterien aufgrund ihrer um das 5 bis 10-fach niedrigeren Sauerstoff-Halbsättigungskonstanten eine höhere Affinität zum Sauerstoff haben als Nitrifikanten. Boller et al. (1997) fanden, dass die Nitrifikationsleistung von Biofilmreaktoren bei plötzlich zugegebener hoher organischer Fracht sofort zurückging. Bei Versuchen mit Biofiltern in Wien konnte ebenfalls ein sofortiger Rückgang der Nitrifikationsleistung bei erhöhter organischer Belastung beobachtet werden (Nikolavcic, 1999). Auch Borchert u. Wolf (1993) stellten einen deutlichen Einfluss des organischen Kohlenstoffgehaltes auf die Nitrifikation in einem Festbettreaktor fest. Jancarkova et al. (1997) fanden einen Anstieg der Nitrifikantenpopulation innerhalb der ersten 300 m unterhalb einer Kläranlageneinleitung und begründen den Umstand, dass die Nitrifikantenpopulation direkt nach der Einleitung geringer ist als 300 m flussabwärts, mit der Konkurrenz zwischen Nitrifikanten und heterotropher Biomasse.

Der Abbau der organischen Substanz im Gewässer wird auch dadurch begünstigt, dass bei Mischwasserentlastungen nicht nur organische Substanz („Nahrung“) sondern auch heterotrophe Biomasse („Ernährer“) in das Gewässer eingetragen werden. Für Nitrifikanten trifft das - wenn überhaupt - nur in einem vergleichsweise geringen Ausmaß zu.

Alle diese Aspekte deuten darauf hin, dass bei Mischwasserentlastungen der Sauerstoffverbrauch im Gewässer zufolge der Nitrifikation im Vergleich zum Sauerstoffverbrauch zufolge des Abbaus von organischer Substanz gering ist. In Bezug auf eine allfällige Ammoniaktoxizität (siehe Kapitel 5.3) bedeutet dies hingegen, dass die Ammoniumkonzentrationen unterhalb der Mischwasserentlastung nur langsam geringer werden.

5.2.3 Abgrenzung von Immissionsfällen

Als Orientierung, ob in einem konkreten Fall nun kritische O₂-Situationen zufolge Mischwasserentlastung zu befürchten sind, werden im 1. Arbeitsbericht „Weitergehende Anforderungen an Mischwasserentlastungen“ der ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1 (ATV, 1993) kritische „EW-Lasten“ bei Niedrigwasserabfluss in Abhängigkeit von der Gewässermorphologie angegeben. Dieses Verhältnis zwischen den an eine Mischwasserentlastung angeschlossenen Einwohnerwerten und dem Gewässerabfluss bei Niedrigwasser wird auch als a-Wert bezeichnet (siehe Tabelle 5-3). Die Einhaltung der Mindestanforderungen bei der Mischwasserbehandlung wird vorausgesetzt. Im 2. Arbeitsbericht (ATV, 1997a) wird darauf hingewiesen, dass für Gewässer, die für die Selbstreinigung physiographisch günstig sind, die kritische Belastung bis 40 EW/(l/s) angesetzt werden kann. Diese Werte orientieren sich an den empfindlichsten Bachorganismen, meist der Bachforelle. Solange diese Werte nicht überschritten werden, ist eine Unterschreitung eines minimalen Sauerstoffgehaltes von 4 mg/l nicht zu erwarten.

Diese Werte können nur als grobe Richtwerte gelten. In den vergangenen Jahren wurden in Deutschland und in der Schweiz einige Untersuchungen bezüglich der Auswirkungen von Mischwasserentlastungen auf die Biozönose von Mittelgebirgsbächen durchgeführt. Das mittlere Gefälle der untersuchten Gewässerabschnitte lag in allen Fällen über 1,7 %. Die bei diesen Untersuchungsabschnitten ermittelten a-Werte lagen teilweise über 1.000, ohne dass akute Beeinträchtigungen der Biozönose durch stoffliche Belastung festgestellt wurden.

Tabelle 5-3: Kritische a-Werte (EW/(l/s)) bezüglich O₂-Gehalt

v (m/s)		h (m)	a-Wert EW/(l.s)
< 0,1	und	> 0,1	15
0,1 - 0,5	und	> 0,5	15
< 0,1	und	< 0,1	20
0,1 - 0,5	und	< 0,5	20
0,5 - 1,0	und	> 1,0	20
0,5 - 1,0	und	< 1,0	25
> 1,0	und	> 0,5	25
alle anderen Fälle			40

Nach Frutiger und Gammeter (1996) lässt sich der a-Wert nur beschränkt auf die Schweiz übertragen, u.a. weil die Wiederbelüftung bei den mehrheitlich kleinen schweizer Vorflutern deutlich höher liegt als bei den großen Flüssen, für die der a-Wert entwickelt wurde. Sie gehen davon aus, dass nur bei tiefen ($h > 0,2$ m) und langsam fließenden ($v < 0,1$ m/s) Bächen allenfalls kritische O_2 -Situationen auftreten können. Bei Gewässern mit sehr seltenen Hochwasserspitzen ($< 1/a$), z.B. Seenausflüssen, können durch Ablagerungen Sauerstoffdefizite in der Gewässersohle entstehen. Bei allen anderen Gewässern ohne Vorbelastung wird davon ausgegangen, dass kurzfristige stoffliche Belastungen unkritisch sind.

Das Gefälle hat einen erheblichen Einfluss auf die Größe des Wiederbelüftungsfaktors K_2 . Bei Anwendung der in Abbildung 5-2 berücksichtigten Formeln führt eine Erhöhung des Gefälles um 100 % fast zu einer Verdoppelung von K_2 , wenn der Gewässerabfluss konstant gehalten wird. Zusätzlich wird auch die Neigung zu Ablagerungen von partikulären Mischwasserinhaltsstoffen mit größer werdendem Gefälle geringer.

Tabelle 5-4: BSB₅-Konzentration (mg/l) im Gewässer (6 Stunden Mittelwert), die nicht öfter als einmal jährlich überschritten werden darf (Foundation for Water Research, 1994)

Mittleres Gefälle des Fließgewässers (m/km)	BSB ₅ -Konzentration (mg/l) im Gewässer (6 Stunden Mittelwert), die nicht öfter als einmal jährlich überschritten werden darf			
	Verhältnis zw. Gewässerbreite und -tiefe			
	4	8	12	16
< 0,3	Detailbetrachtung erforderlich			
0,3				10
0,4			11	13
0,5		12	14	16
0,6	10	13	17	19
0,7	12	16	19	22
0,8	13	18	22	25
0,9	14	20	25	28
1,0	16	22	27	32
1,5	21	24	30	34
2,0	26	32	39	45
2,5	30	39	48	
3,0	34	45		
3,5	37			
> 3,5	Akute Sauerstoffdefizite sind bei Mischwasserentlastungen, die nach Formel A bemessen wurden (siehe Kapitel 3) unwahrscheinlich			

Im UPM Manual der englischen Foundation for Water Research (1994) wird davon ausgegangen, dass Regenüberläufe, die nach der „Formel A“ bemessen wurden und bei denen daher das Mischverhältnis $(Q_d - Q_{t24})/Q_{t24}$ zumindest 7 ist - siehe Kapitel 3, kein akutes Sauerstoffdefizit verursachen, wenn das Gefälle des Fließgewässers $> 0,35 \%$ ist – siehe Tabelle 5-4. Die eigenen Abschätzungen in Kapitel 5.2.1 haben zu einem ähnlichen Ergebnis geführt.

Eine wichtige Orientierungshilfe bei kleinen Gewässern sind allfällige Sauerstoffdefizite in den oberflächennahen Sedimentschichten. Diese können relativ leicht an Reduktionserscheinungen (schwarz verfärbten Steinunterseiten) erkannt werden. Treten diese nicht auf, so kann davon ausgegangen werden, dass dann auch in der fließenden Welle der Sauerstoffgehalt nicht unter 4 mg/l sinkt.

Sauerstoffgehalte in der fließenden Welle unter 4 mg/l infolge von Mischwasserentlastungen sind jedenfalls unter folgenden Bedingungen sehr unwahrscheinlich:

- Keine anaeroben Zustände in oberflächennahen Sedimentschichten.
- Keine signifikanten Sauerstoffdefizite unter Trockenwetterbedingungen.
- Fließgewässergefälle $> 3\text{-}5 \text{ m/km}$.
- Rechnerische Abschätzung/Simulation deutet auf keinen kritischen Fall hin.

Abgrenzung von Immissionsfällen anhand von Messungen:

In Fällen, in denen kritische Sauerstoffdefizite anhand der oben angeführten Kriterien nicht ausgeschlossen werden können, wird empfohlen, den Sauerstoffgehalt unterhalb der Entlastung(en) einige Monate lang kontinuierlich zu messen. Mit Hilfe dieser Messungen können wichtige Informationen zu folgenden Aspekten gewonnen werden.

- Einflüsse auf den Sauerstoffgehalt bei Trockenwetter (allfällige kontinuierliche Einleitungen, Ausmaß der Eutrophierung und der damit verbundene Schwankungen des Sauerstoffgehaltes).
- Einfluss der Mischwasserentlastungen (für diesen Punkt ist eine ausreichend lange Messperiode erforderlich).

Die Messstelle muss zumindest einige km (je größer die Fließgeschwindigkeit umso größer die erforderliche Entfernung) unterhalb der Mischwasserentlastung angeordnet werden, da ein allfälliges Sauerstoffdefizit erst nach einiger Zeit sein Maximum erreicht. Die Messperiode soll den Sommer einschließen, weil in der Regel im Sommer mit den kritischsten Situationen zu rechnen ist.

Als Beispiel sollen im Folgenden Ergebnisse einer mehrmonatigen Messreihe am Petersbach in Niederösterreich gezeigt werden, die von der Niederösterreichischen Umweltschutzanstalt im Auftrag der Niederösterreichischen Landesregierung in Zusammenarbeit mit dem Institut für Wassergüte der TU-Wien durchgeführt wurden.

Der Petersbach entspringt in der Nähe von Perchtoldsdorf (südlicher Vorort von Wien) und fließt zuerst entlang der Wiener Stadtgrenze nach Vösendorf und dann weiter durch Hennersdorf, Leopoldsdorf und Achau bis zur Schwechat. Aus Perchtoldsdorf und Wien gelangt nur Regenwasser aus Trennkanalisationen in den Bach. Vösendorf, Hennersdorf und Leopoldsdorf werden im Mischsystem entwässert. Die Messstelle befindet sich in Leopoldsdorf im Bereich der aufgelassenen Kläranlage. Der Petersbach hat in Hennersdorf ein MNQ von 10 l/s (Pegelaufzeichnungen). An die Mischwasserkanalisationen in Vösendorf, Hennersdorf und Leopoldsdorf sind über 10.000 EW angeschlossen, das EW/MNQ-Verhältnis liegt daher in Leopoldsdorf über 1.000 EW/(l·s).

Die Messungen zeigen eindeutig, dass der Petersbach bereits unter Trockenwetterbedingungen belastet ist. Am 17.05.00 schwankt der O₂ Gehalt zufolge Photosynthese zwischen 7 und 9 mg/l. Zu Mittag war der Petersbach sauerstoffgesättigt (9 mg/l bei 20°C), nachts war ein Sauerstoffdefizit von etwa 2 mg/l gegeben. Das Gewitter am Abend des 18.05.00 (in Abbildung 5-3 am Rückgang des pH-Werts auf 7,8 erkennbar) führte zu einem kurzfristigen (< 1h) Absinken der O₂-Konzentration auf 5,3 mg/l, also um ca. 2 mg/l. Die Mischwasserentlastung dürfte vor allem bereits vor dem Regenereignis vorhandene Ablagerungen (Schmutzstoffe und Biomasse) remobilisiert haben, die dann das erwähnte Sauerstoffdefizit verursacht haben.

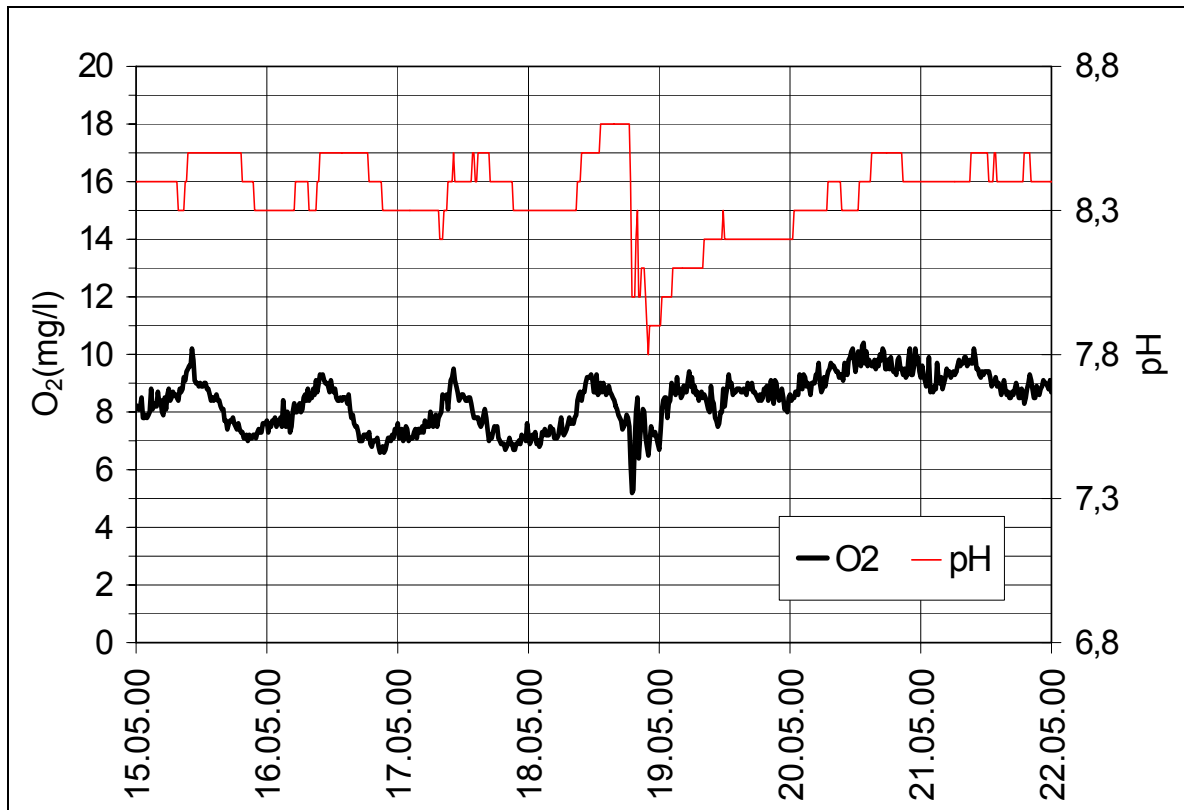


Abbildung 5-3: Auswirkung eines Regenereignisses auf den O₂-Gehalt im Petersbach (die obere Linie zeigt den pH-Wert, die untere den O₂-Gehalt)

Die Bedeutung der Vorbelastung konnte auch bei Messungen am Krottenbach beobachtet werden. Der Krottenbach durchfließt im Oberlauf die Ortschaften Brunn a.Geb. und Maria Enzersdorf. Alle Regenüberläufe und die beiden Regenüberlaufbecken mit einem Volumen von je 400 m³ befinden sich am Ortsende der beiden Ortschaften. An die Mischkanalisation sind etwa 20.000 EW angeschlossen. Die Messstelle liegt knapp oberhalb der ARA Mödling und ca. 1,5 km unterhalb der letzten Mischwasserentlastung. Der mittlere Abfluss beträgt ca. 10 l/s.

Das abfließende Regenwasser ist am Rückgang der Leitfähigkeit ab ca. 22.00 Uhr am 23.10. erkennbar – siehe Abbildung 5-4. Der Sauerstoffgehalt beginnt aber bereits etwas früher zu sinken. Ein Mischwasserentlastungsereignis fand nicht statt. Der Rückgang des Sauerstoffgehalts ist daher auf eine Abflusswelle zurückzuführen, die aufgewirbelte Sedimente aus dem Krottenbach enthält und die vor dem abfließenden Regenwasser die Messstelle erreicht. Mit dem sauerstoffreichen Regenwasser steigt dann auch der Sauerstoffgehalt im Bach deutlich.

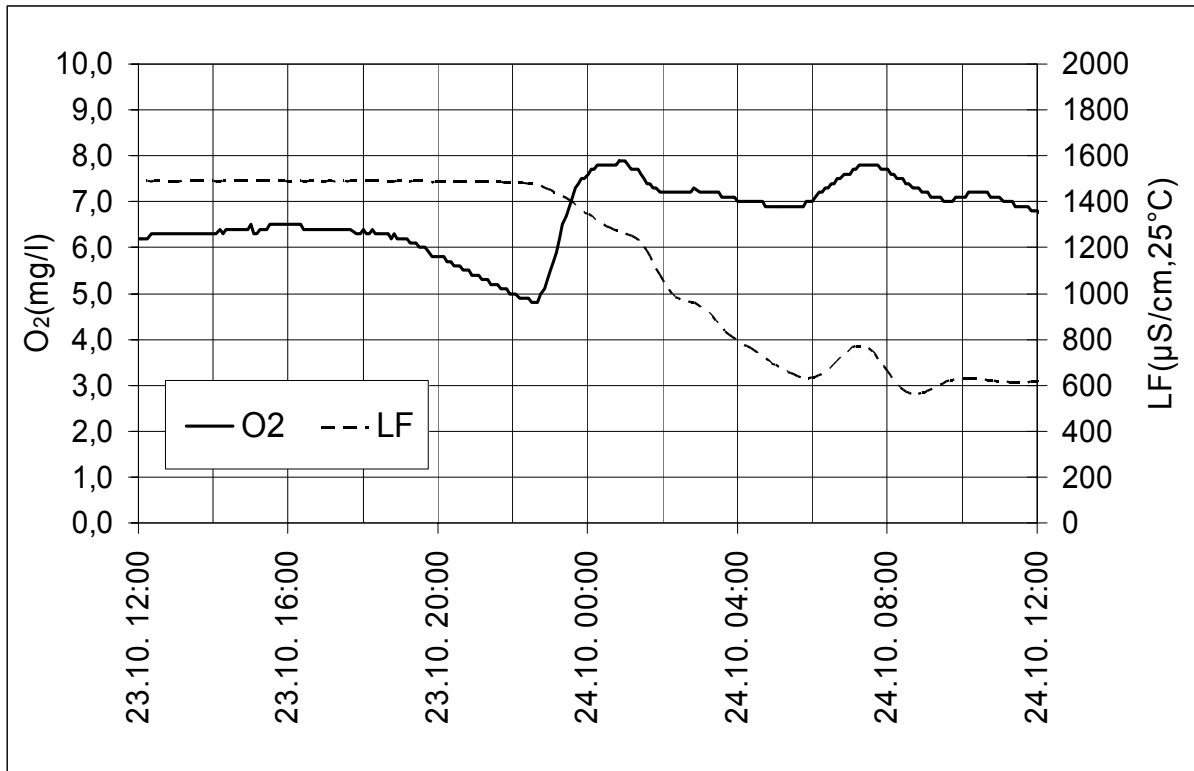


Abbildung 5-4: Auswirkung eines Regenereignisses auf den O₂-Gehalt im Krottenbach (die obere Linie zeigt den pH-Wert, die untere den O₂-Gehalt)

Bei kleinen Vorflutern ist vor allem zu Beginn von Niederschlagsereignissen mit einem Rückgang der Sauerstoffkonzentration im Gewässer zu rechnen. Dies ist in erster Linie auf eine vermehrte Sauerstoffzehrung der aufgewirbelten Sedimente zurückzuführen (vor allem bei gleichzeitiger Einleitung von Mischwasser). Ist das eingeleitete Mischwasser sauerstoffarm, so kommt es außerdem allein durch die Vermischung mit diesem zu einem Rückgang des O₂-Gehaltes.

Die am Petersbach und am Krottenbach durchgeführten Messungen zeigen sehr deutlich, dass Beeinträchtigungen des Sauerstoffgehaltes in den seltensten Fällen durch Mischwasserentlastungen alleine bedingt sind. In der Regel sind derartige Beeinträchtigungen das Resultat mehrerer Einwirkungen wie z.B.:

- organische Belastung bei Trockenwetterbedingungen
- Eutrophierung
- Mischwasserentlastungen.

Man muss in diesen Fällen abwägen, mit welcher Maßnahme man am effektivsten eine Verbesserung des Sauerstoffgehaltes erzielt.

5.2.4 Ereignisspezifische Schmutzfrachten

Untersuchungen an Straßenabflüssen (Robien und Xanthopoulos, 1995) und in Regenwasserkanalisationen in München (Brunner 1975, Goettle 1978) ergaben, dass für abfiltrierbare Stoffe (und daran gebundene Schwermetalle) und für organische Parameter (CSB, BSB₅) die pro Ereignis ausgetragenen Stofffrachten recht gut mit der Abflusssumme korrelieren. Die mittleren AFS- und BSB₅-Konzentrationen im Abfluss eines Regenereignisses mit großer Regensumme liegen im Bereich der durchschnittlichen Konzentrationen aller gemessenen Ereignisse, wobei die Standardabweichung bei den Ereignisfrachten deutlich größer war als der Mittelwert. Auch die Ergebnisse des US Nationwide Urban Runoff Programm (NURP) deuten darauf hin, dass beim Regenabfluss keine signifikante Korrelation zwischen der mittleren Ereigniskonzentration und der Abflussmenge besteht (zit. in House, 1993).

Auch bei Mischsystemen wurde eine gute Korrelation zwischen Abflusssumme und Schmutzfrachten gefunden (Krauth, 1970; Geiger, 1984). Krauth begründet dies mit Kanalablagerungen, die mit wachsendem Abfluss zunehmend ausgespült werden. Abbildung 5-5 zeigt, dass bei den Untersuchungen Geigers (1984) die mittlere CSB-Konzentration des Ereignisses mit der größten Regenmenge (> 60 mm Abfluss) im Bereich der durchschnittlichen CSB-Konzentration aller Ereignisse (274 mg/l) lag.

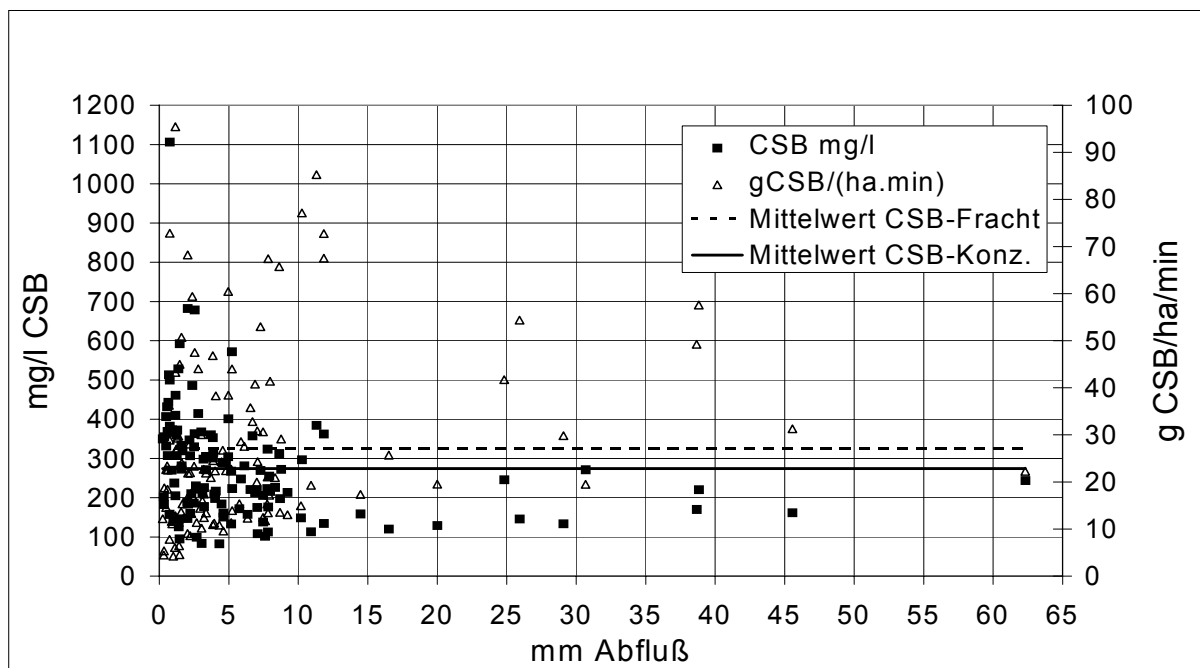


Abbildung 5-5: Mittlere Ereignis-CSB-Konzentration und spezifische CSB-Fracht (pro min) in Abhängigkeit von der Abflussmenge (Geiger, 1984)

Ähnliches gilt für die Abhängigkeit der mittleren pro Minute ausgetragenen CSB-Schmutzfracht von der Abflussmenge. Die Konzentrationen im Mischwasserabfluss sind log-normal verteilt.

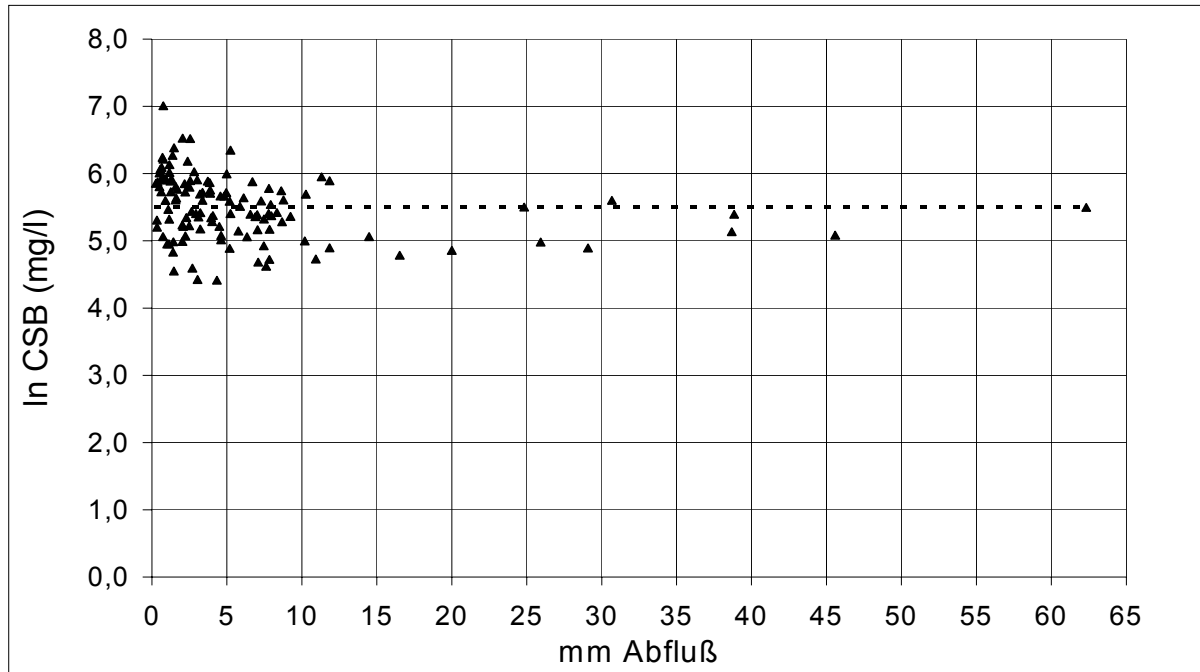


Abbildung 5-6: Mittlere Ereignis-CSB-Konzentration in Abhängigkeit in Abhängigkeit von der Abflussmenge (Geiger, 1984)

Nach Harremoes (1988) gibt es sowohl bei Trenn- als auch bei Mischkanalisationen keine Korrelation zwischen Regenabfluss und CSB-Konzentrationen. Die zwei Größen könnten als statistisch unabhängig voneinander angesehen werden. Die Variabilität der Konzentrationen ist in der Regel sehr hoch (Standardabweichung: Faktor 2-2,5) und muss jedenfalls bei der Analyse von Extremereignissen berücksichtigt werden.

Die Konzentrationen und Frachten organischer Substanzen und abfiltrierbarer Stoffe im Mischwasser hängen sehr stark vom Ausmaß der Kanalablagerungen ab. Krauth (1970) ist durch seine Messungen in Stuttgart-Büsnau zu dem Schluss gekommen, dass ca. die Hälfte der abfiltrierbaren Stoffe im Mischwasserabfluss den Kanalablagerungen zugeschrieben werden muss. Anhand der Daten von Geiger (1984) machen beim CSB die abgelagerten Stoffe ca. 1/3 der Gesamtfracht im Mischwasser aus. Harremoes (1988) fand für Misch- und Trennsysteme in Dänemark, dass z.B. die CSB-Konzentration im Regenwasseranteil des Mischwassers durch Remobilisierung von Ablagerungen viermal so hoch war wie im Regenabfluss einer Trennkanalisation (vergleichbare Gebiete). Allein durch die mittlere Neigung des Kanalnetzes

kann keine gesicherte Auskunft über das Ausmaß der Sedimentbildung erhalten werden. Entscheidende Einflussfaktoren sind auch der Anteil der schwach durchflossenen Endstränge, der Einfluss von Staustrecken, der Rohrdurchmesser, die spezifische Länge des Kanalnetzes (m/ha_{Au}) und der Fremdwasseranfall.

Die Bedeutung der Länge der Trockenperiode zwischen 2 Regenereignissen wird unterschiedlich beschrieben. Geiger (1984) hat festgestellt, dass in München-Harlaching der Ablagerungsvorgang bei Trockenwetterabfluss innerhalb einer Stunde abgeschlossen ist. In Stuttgart-Büsnau (Krauth, 1970) hingegen war ein ständiger Zuwachs an Ablagerungen mit zunehmender Trockenperiode erkennbar.

5.2.5 Maßnahmen im Immissionsfall

Für mögliche, durch Mischwasserentlastungen bedingte Sauerstoffdefizite im Gewässer bedeutet die im Kapitel 5.2.4 gezeigte Korrelation zwischen Entlastungsvolumina und Entlastungsfrachten, dass das größte Gefahrenpotential in der Regel durch längere Entlastungsereignisse mit großen Entlastungsvolumina gegeben ist. Dies trifft in erster Linie dann zu, wenn die Entlastung in ein flaches Gewässer stattfindet, und es dort zu Ablagerungen der entlasteten partikulären Mischwasserinhaltsstoffe kommt.

Tabelle 5-5 zeigt die zu erwartenden extremen Niederschläge in Neustift im Burgenland in Abhängigkeit von der Dauer der Regenereignisse und ihrer Jährlichkeit (Skoda, 1996). Basierend auf diesen Angaben werden dann in Tabelle 5-6 Möglichkeiten zur Reduktion der über Mischwasserentlastungen emittierten CSB-Frachten gezeigt und diskutiert. Zu diesem Zweck wurden die Niederschlagsmengen mit der Jährlichkeit $1/a$ aus Tabelle 5-5 herausgegriffen. Bei der Abschätzung der Wirkung von Maßnahmen wurde vereinfachend die Abflusssumme der Niederschlagssumme gleichgesetzt. Die CSB-Konzentration im Mischwasserabfluss wurde mit 100 mg/l angenommen.

Der Einfluss der Speicherwirkung von Regenüberlaufbecken auf die entlastete Schmutzfracht ist bei Extremereignissen gering. Beim Szenario 1 (RÜB mit einem spezifischen Volumen von $20 m^3/ha_{Ared}$) können nur 2 mm des Abflusses gespeichert werden. Daher ist auch der Nutzen einer Beckenvergrößerung um weitere $20 m^3/ha = 2 mm$ nicht sehr groß (Szenario 2). Die Effektivität von Regenüberlaufbecken wird natürlich erhöht, wenn in ihnen ein erster Spülstoß aufgefangen wird oder wenn eine gute Sedimentation partikulärer

Mischwasserinhaltsstoffe erreicht wird. Da aber die Fangwirkung bei Extremereignissen wenig bringt ist auch durch das Auffangen von Spülstößen nur eine beschränkte Erhöhung der Wirkung erreichbar. Ein Durchlaufbecken hingegen führt bei entsprechender Sedimentationsleistung zu einer deutlichen Reduktion der Entlastungsfracht. Beim Szenario 3 wurde angenommen, dass die CSB-Konzentrationen im Überlaufwasser durch die Sedimentationswirkung um 30 % gesenkt werden kann.

Tabelle 5-5: Extreme Niederschläge (mm) in Neustift im Burgenland in Abhängigkeit der Dauer der Regenereignisse und ihrer Jährlichkeit.

Dauer (h)	Wiederkehrhäufigkeit (Jahre)					
	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0	25,0
1	19,6	22,4	25,1	28,6	29,3	31,7
6	33,1	37,6	42,1	46,8	51,2	55,4
12	38,8	44,4	50,0	56,2	61,7	67,1
24	41,2	47,9	54,5	62,1	68,6	75,9
48	45,9	54,3	62,6	72,4	80,6	90,0

Tabelle 5-6: Wirkung von Maßnahmen auf die entlastete CSB-Fracht (CSB-F_e): CSB-Konzentration im Mischwasserabfluss: 100 mg/l

		Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3	Szenario 4	Szenario 5	Szenario 6
A _{red} (ha)		10	10	10	10	8	9
Q _m (l/s)		10	10	10	20	10	20
V _{S,RÜB} (m ³ /ha)		20	40	20	20	20	20
CSB-F _e in % ¹⁾		0	0	- 30	0	0	- 30
Dauer h	Abfluss mm	CSB-F _e kg/ha	CSB-F _e kg/ha	CSB-F _e kg/ha	CSB-F _e kg/ha	CSB-F _e kg/ha	CSB-F _e kg/ha
1	22,4	19,9	17,9	13,3	19,3	15,4	11,4
6	37,6	33,3	31,3	22,2	30,9	25,7	18,1
12	44,4	37,9	35,9	25,3	33,4	29,0	19,3
24	47,9	37,1	35,1	24,7	28,3	27,5	15,7
48	54,3	34,8	32,8	23,2	17,4	24,0	8,0

¹⁾ Grundsätzlich wurde ein Regenüberlaufbecken ohne Absetzwirkung angesetzt. In den Szenarien 3 und 6 wurde aber ein Durchlaufbecken angenommen, bei dem die CSB-Konzentration im Überlaufwasser um 30 % geringer ist als im Beckenzulauf.

Die Verdoppelung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage (Szenario 4) ist bei kurzen Ereignissen praktisch wirkungslos. Mit zunehmender Dauer des Ereignisses wird aber die Gewässerbelastung durch diese Maßnahme immer deutlicher reduziert - vorausgesetzt, die Erhöhung des Mischwasserzuflusses verursacht keinen Schlammabtrieb aus der Nachklärung.

Eine effektive Maßnahme zur Reduktion der Entlastungsfrachten wäre die Reduzierung der an den Kanal angeschlossenen versiegelten Fläche. Beim Szenario 5 wurde eine solche Reduktion um 20 % angenommen. Sie reduziert die Gewässerbelastung im Vergleich zum Szenario 1 um 23 % (beim 1 stündigen Ereignis) bzw. 31 % (beim längsten Ereignis). Trennsysteme stellen hinsichtlich allfälliger Sauerstoffdefizite im Vorfluter in der Regel keine Gefahr dar, vorausgesetzt alle Flächen, auf denen sauerstoffzehrende Stoffe in größeren Mengen anfallen, sind an den Schmutzwasserkanal angeschlossen. Daher führt eine schrittweise Umwandlung eines Mischsystems in ein Trennsystem oder ein qualifiziertes Mischsystem zu einer Verbesserung der Situation hinsichtlich allfälliger Sauerstoffdefizite im Gewässer.

Eine deutliche Reduktion der Gewässerbelastung durch O₂-Verbrauch ist also nur durch eine Kombination von Maßnahmen erreichbar. Als mögliches Beispiel wurde das Szenario 6 gewählt, bei dem zusätzlich zu einem Durchlaufbecken mit einem spezifischen Volumen von 20 m³/ha noch der Mischwasserzufluss zur Kläranlage verdoppelt wird und 10 % der versiegelten Flächen vom Kanalnetz abgekoppelt werden. Mit diesem Szenario wird beim 6 stündigen Ereignis eine Reduktion der entlasteten CSB-Fracht um knapp 50 % im Vergleich zum Szenario 1 erreicht. Je länger das extreme Ereignis dauert, umso wirkungsvoller wird dieses Szenario.

Schließlich besteht noch die Möglichkeit, zwischen Regenüberlaufbecken und Gewässer ein Regenrückhaltebecken oder ein Bodenfilterbecken zu errichten. Bodenfilterbecken sind Regenrückhaltebecken in Erdbauweise, deren Sohle als Filter ausgebaut ist. Über Drainrohre unter der Filterschicht wird der Ablauf dann in das Gewässer geleitet. Diese Möglichkeit beschränkt sich aber in der Regel auf den ländlichen Raum.

Hervorzuheben ist noch die Bedeutung der Reduktion allfälliger Belastungen unter Trockenwetterbedingungen, weil vor dem Mischwasserereignis sedimentierte organische Verunreinigung und gewachsene Biomasse zu einem erhöhten Sauerstoffverbrauch während des Ereignisses führen können – vor allem wenn sie vom Gewässerboden aufgewirbelt werden.

5.3 Ammoniaktoxizität

5.3.1 Zusammenfassung von Untersuchungen zur Ammoniaktoxizität

Ammoniak wirkt bei höheren Organismen in erster Linie als Nervengift. Bei erhöhten Ammoniakkonzentrationen im Gewässer ist die Ausscheidung von Ammoniak behindert und es kommt zu einer Ammoniakankreicherung im Körper, bei Fischen insbesondere im Blutserum. Die Ammoniakkonzentration im Wasser hängt von der Ammoniumkonzentration und vom Dissoziationsgleichgewicht zwischen Ammonium und Ammoniak ab. Der Anteil der nicht ionisierten Form am Gesamt-Ammonium wird im Wesentlichen durch den pH-Wert und die Temperatur bestimmt. Für das Gleichgewicht gilt:

$$\text{NH}_3/\text{NH}_4 = 1/(1 + 10^{(\text{pK} - \text{pH})})$$

In der Literatur gibt es mehrere Formeln für den pK-Wert. Die Ergebnisse sind aber sehr ähnlich. Nach Emerson et al. (1975) gilt

$$\text{pK} = 2729,92/T + 0,09018 \quad (\text{T in K, } 0^\circ\text{K} = -273,2^\circ\text{C})$$

Tabelle 5-7: %-Anteil von NH_3 an NH_4 in Abhängigkeit von pH und Temperatur

T(°C)	pH-Werte:						
	7,5	7,75	8	8,25	8,5	8,75	9
5 °C	0,12	0,70	1,23	2,18	3,80	6,57	11,11
10 °C	0,19	1,04	1,83	3,21	5,56	9,48	15,71
15 °C	0,27	1,52	2,67	4,64	7,97	13,34	21,50
20 °C	0,40	2,18	3,82	6,60	11,16	18,26	28,43
25 °C	0,57	3,10	5,38	9,19	15,25	24,24	36,27

Wählt man z.B. 0,1 mg/l als maximal zulässige Konzentration für NH_3 , so ergeben sich die in Tabelle 5-8 dargestellten maximal zulässigen Ammoniumkonzentrationen im Gewässer in Abhängigkeit von der Temperatur und vom pH-Wert. Man erkennt sofort, dass die Ammoniakkonzentration vor allem durch den pH-Wert bestimmt wird. Eine Erhöhung des pH-Wertes um eine Einheit erhöht die Ammoniakkonzentration im Gewässer um das 10 fache. Eine Erhöhung der Temperatur um 10°C bewirkt etwa eine Verdoppelung des NH_3 -Gehaltes.

Tabelle 5-8: Maximal zulässige NH_4 -Konzentrationen (mg/l) in Abhängigkeit von pH-Wert und Temperatur bei einem NH_3 -Grenzwert von 0,10 mg/l

T(°C)	pH-Werte:						
	7,5	7,75	8	8,25	8,5	8,75	9
5 °C	25,39	14,32	8,10	4,60	2,63	1,52	0,90
10 °C	17,07	9,64	5,47	3,12	1,80	1,05	0,64
15 °C	11,65	6,59	3,75	2,15	1,25	0,75	0,47
20 °C	8,06	4,58	2,62	1,52	0,90	0,55	0,35
25 °C	5,66	3,22	1,86	1,09	0,66	0,41	0,28

In Hamm et al. (1991) wurden die aus zahlreichen standardisierten Biotestverfahren vorliegenden Ergebnisse hinsichtlich Ammoniaktoxizität zusammengefasst. Bei den Werten für die akute Toxizität LC_{50} (24h - 96h) zeigt sich eine sehr große Spannweite. Für Salmoniden, die zu den empfindlichsten Organismen gehören, schwanken die Konzentrationsangaben bezüglich der akuten Ammoniaktoxizität zwischen 0,08 mg NH_3 /l und 3 mg NH_3 /l.

Zum Teil hängt die Toxizität von Faktoren wie Alter und Kondition der Fische ab, wobei die Brut allgemein am empfindlichsten ist. Einen wesentlichen Einfluss auf die Toxizität des Ammoniaks scheint der pH-Wert zu haben (Thurston, 1983; zitiert in Hamm et al., 1991), wobei die negative Wirkung der NH_3 -Konzentration mit steigendem pH-Wert abnimmt. Thurston fand für juvenile Forellen: $\text{LC}_{50,96\text{h}} = 0,158$ mg/l bei pH=6,51, $\text{LC}_{50,96\text{h}} = 0,36 - 0,7$ mg/l bei pH = 7,5 und $\text{LC}_{50,96\text{h}} = 0,65 - 0,8$ mg/l bei pH > 8. Abbildung 5-7 zeigt die Abhängigkeit der NH_3 -N- LC_{50} -Konzentrationen für Regenbogenforellen und Bachforellen vom pH-Wert bei den von der US.EPA für die Festlegung von Grenzwerten berücksichtigten Untersuchungen (EPA, 1999). Bis zu einem pH-Wert von 8 nimmt die Toxizität mit steigendem Wert stark ab. Bei Werten über pH = 8 bleibt die Toxizität mehr oder weniger gleich.

Einige Autoren weisen auf einen signifikanten Einfluss der Temperatur auf die Ammoniaktoxizität hin (Erickson, 1985; Brown, 1968), wobei die Empfindlichkeit der Fische mit steigender Temperatur abnimmt. Demnach sind für Regenbogenforellen die LC_{50} -Konzentrationen bei T=20°C etwa doppelt so hoch wie bei 10°C. Die Verringerung der Ammoniaktoxizität bei höheren Temperaturen liegt also etwa in dem Ausmaß wie sich das Dissoziationsgleichgewicht zwischen Ammonium und Ammoniak bei höheren

Temperaturen in Richtung Ammoniak verschiebt. In diesem Maß wurde beim jüngsten „update“ der $\text{NH}_3\text{-N}$ -Grenzwerte für akute Toxizität der US.EPA die Verringerung der $\text{NH}_3\text{-N}$ -Toxizität bei zunehmender Temperatur berücksichtigt (EPA, 1999). Abbildung 5-8 zeigt die Abhängigkeit der $\text{NH}_3\text{-N-LC}_{50}$ -Konzentrationen für Regenbogenforellen und Bachforellen von der Temperatur bei den von der EPA für die Festlegung von Grenzwerten berücksichtigten Untersuchungen (EPA, 1999).

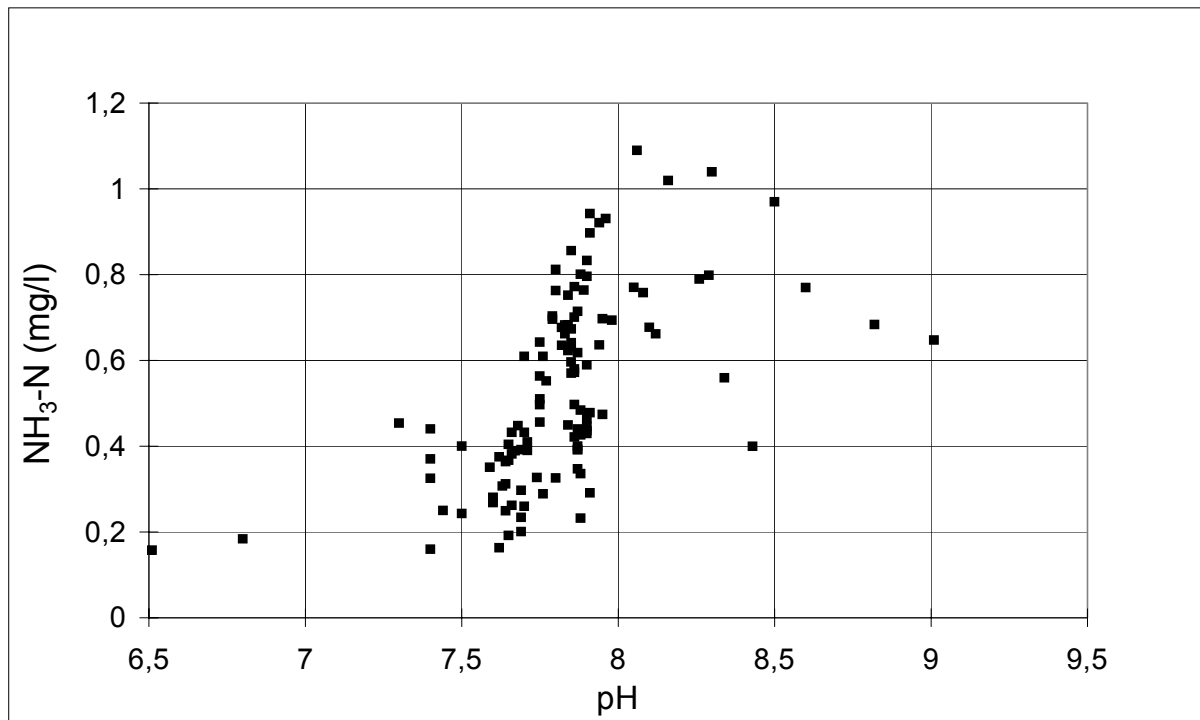


Abbildung 5-7: Abhängigkeit der $\text{NH}_3\text{-N-LC}_{50}$ Konzentrationen vom pH-Wert (EPA, 1999)

Beide Effekte, also die Abnahme der Empfindlichkeit mit steigendem pH-Wert und mit steigender Temperatur, entschärfen das Problem etwas, da ja gerade bei hohen pH-Werten und hohen Temperaturen aufgrund des NH_4/NH_3 -Dissoziationsgleichgewichtes die höchsten NH_3 -Konzentrationen auftreten.

Ein weiterer Einflussfaktor auf die Ammoniaktoxizität ist der Sauerstoffgehalt. Niedrige O_2 -Konzentrationen können im Gewässer bei Fischen zur Erhöhung des pH-Wertes an der Kiemenoberfläche und damit zu erhöhten NH_3 -Konzentrationen an der Kiemenoberfläche führen. Für den atlantischen Lachs liegen die $\text{LC}_{50,24h}$ -Werte bei Sauerstoffsättigung zwischen 0,15 und 0,20 mg NH_3/l , bei 35% O_2 -Sättigung zwischen 0,08 und 0,09 mg/l (Alabaster et al. 1983, in Hamm et al., 1991). Der Einfluss des Sauerstoffgehaltes auf die Ammoniaktoxizität ist zu berücksichtigen, weil sich das Problem durch diesen synergistischen Effekt verschärft.

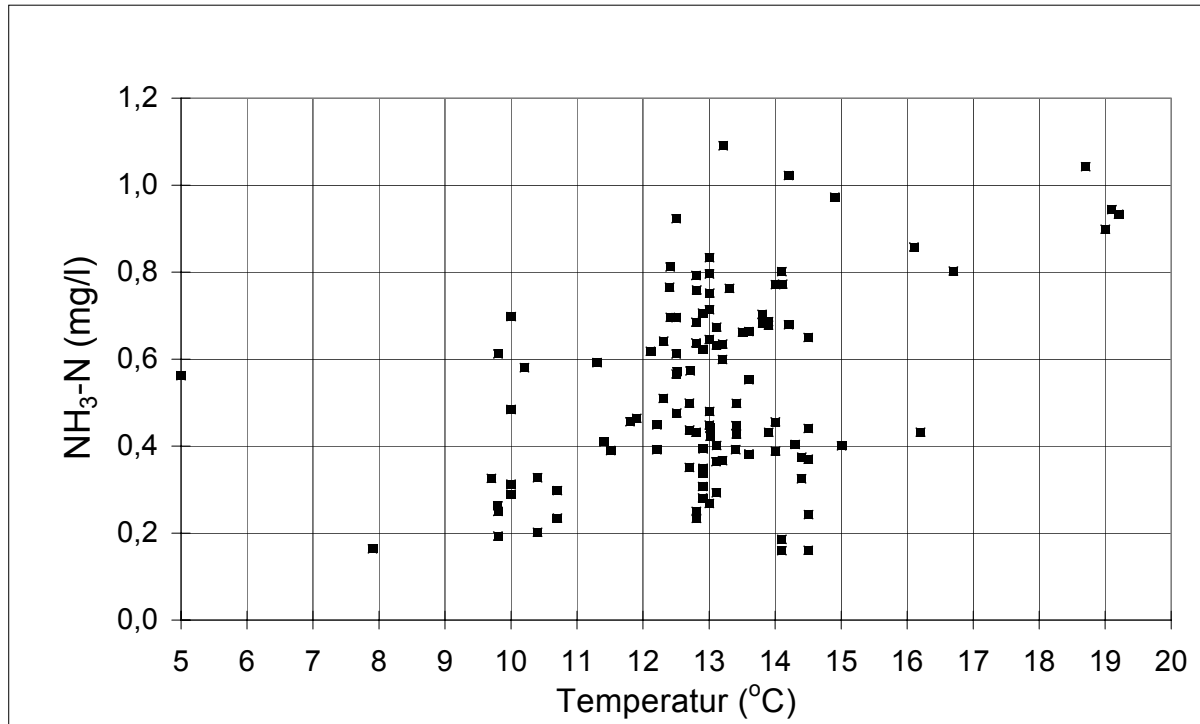


Abbildung 5-8: Abhängigkeit der NH₃-N-LC₅₀-Konzentrationen von der Temperatur (EPA, 1999)

Neben diesen Tests, bei denen die Toxizität bei Wirkungsdauern zwischen 24 und 96 Stunden getestet wurde, gibt es auch einige Versuchsergebnisse bei deutlich kürzeren Belastungsdauern. Die in der Literatur angegebenen LC₅₀ Konzentrationen für Regenbogenforellen und Bachforellen bei einer 1 stündigen Belastungsdauer (12 Untersuchungen zusammengestellt in Lammersen, 1997) liegen durchwegs über 0,8 mg NH₃/l = 0,66 mg NH₃-N/l, die meisten im Bereich um 1 mg NH₃/l = 0,82 mg NH₃-N/l. Bei einer Belastungsdauer von 6 Stunden liegen die LC₅₀-Konzentrationen für Regenbogenforellen und Bachforellen über 0,35 mg NH₃/l = 0,29 NH₃-N/l (siehe Abbildung 5-9). Berücksichtigt man die Temperaturabhängigkeit der Ammoniaktoxizität ähnlich wie dies bei EPA (1999) vorgenommen wurde, so liegen die LC₅₀-Konzentrationen bei einer Temperatur von 20°C und bei einer Belastungsdauer von 1 Stunde über 1 mg NH₃/l.

Borchardt (1992) hat bei jungen Bachforellen (*salmo trutta*, durchschnittliches Gewicht: 0,3 g) 0,1 mg NH₃-N/l als Schwellenkonzentration (LC₀) für die Kurzzeitmortalität bei einer Wirkungsdauer von 44 min ermittelt. Bei diesen Versuchen kam es zu einem sprunghaften Anstieg der Kurzzeitmortalität ab 0,5 mg/l (ca. 20% Mortalität bei 0,5 mg/l, aber 68% bei 0,577 mg/l) - siehe Abbildung 5-10. Allerdings gab es schon bei relativ geringen

Ammoniakkonzentrationen empfindliche Verluste durch Drift. Falls $\text{NH}_3\text{-N}$ in den für Driftauslösung kritischen Bereich kommt (ab $0,05 \text{ mg/l}$, Borchardt, 1992) kann es zu einer subletalen Beeinträchtigung kommen. Wie oft solche Beeinträchtigungen vertretbar sind, kann aber nicht allgemein beantwortet werden. Borchardt hat für 2 weitere Organismen die Schwellenkonzentration für die Kurzzeitmortalität bei einer Wirkungsdauer von 44 min ermittelt. Sowohl bei den Bachflohkrebsen (*gammarus pulex*) als auch bei der untersuchten Eintagsfliegenart (*ephemerella ignita*) lagen die LC_{50} mit ca. $0,7 \text{ mg NH}_3\text{-N/l}$ deutlich höher als bei der Bachforelle.

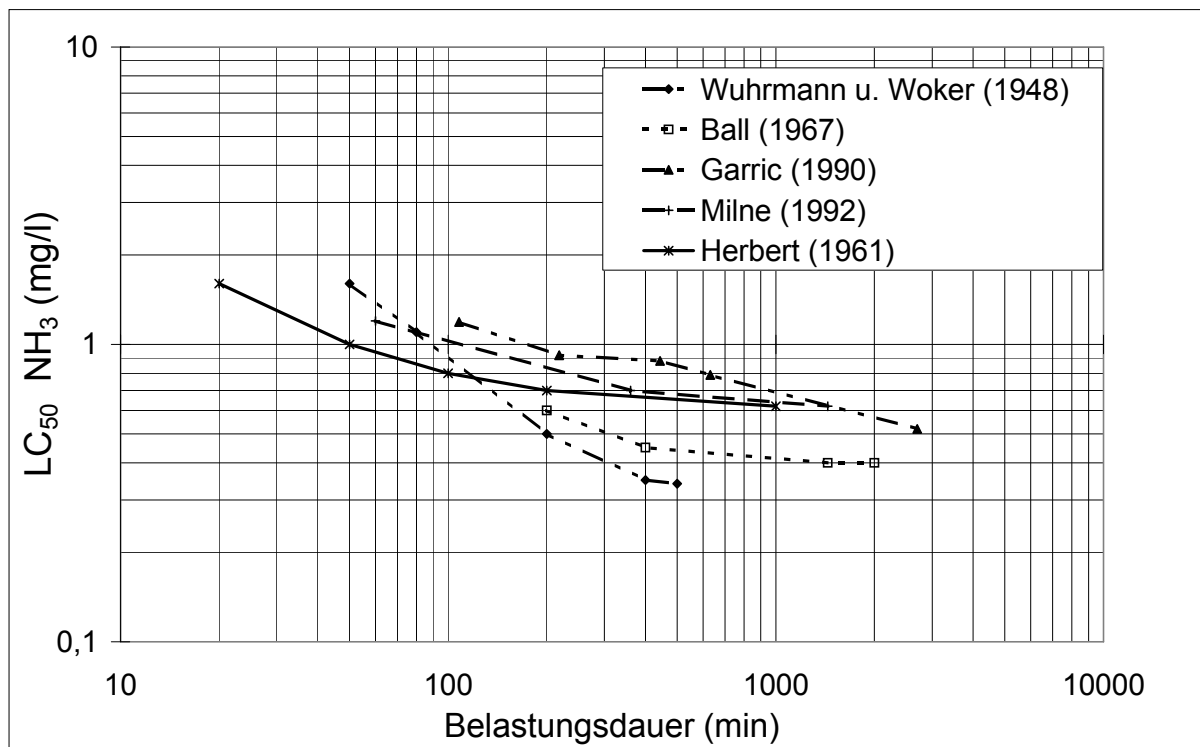


Abbildung 5-9: $\text{NH}_3\text{-LC}_{50}$ -Konzentrationen für Regenbogenforellen und Bachforellen in Abhängigkeit von der Belastungsdauer

In einer anderen jüngeren Untersuchung (Milne et. al., 1992) wurden Bachforellen 53 Tage lang ein- und dreimal pro Woche Ammoniakkonzentrationen von $0,2$ bis $0,4 \text{ mg NH}_3\text{/l}$ für jeweils 6 Stunden ausgesetzt, wobei bei keinem der Versuche Mortalität auftrat. Bei zunehmender Belastungsfrequenz traten als subletaler Effekt Kiemenschäden auf, und bei den Fischen, die einer hohen Belastungsfrequenz und hohen Konzentrationen ausgesetzt wurden, konnte ein Gewichtsverlust gegenüber unbelasteten Forellen beobachtet werden.

Hinsichtlich der chronischen Toxizität wird in Hamm et al. (1991) angegeben, dass eine Beeinträchtigung der Fortpflanzung der Regenbogenforelle bereits bei einer chronischen Belastung von 0,01-0,08 mg/l NH_3 gegeben ist. Es wird aber darauf hingewiesen, dass zur Zeit noch erhebliche Diskrepanzen zwischen Laborergebnissen und Freilandbeobachtungen zur Toxizität von Ammoniak bestehen, wonach in Freiland höhere Konzentrationen vertragen werden (Hamm et al., 1991). In der EU-Richtlinie für Fischgewässer ist ein Grenzwert von 0,02 mg $\text{NH}_3\text{-N/l}$ festgelegt.

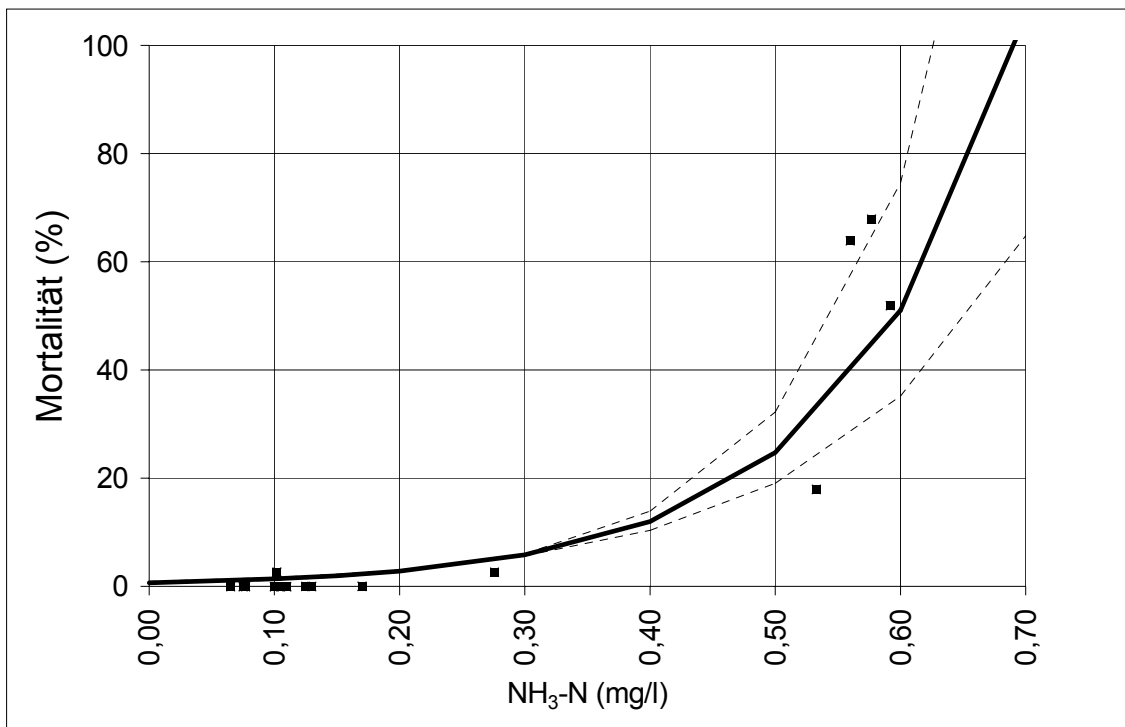


Abbildung 5-10: Mortalität junger Bachforellen in Abhängigkeit der $\text{NH}_3\text{-N}$ -Konzentration - Dauer der Belastung: 44 min (Borchardt, 1992)

Ähnlich wie beim Sauerstoff ist die Übertragung der im Labor ermittelten toxischen NH_3 -Werte auf Freilandbedingungen mit Unsicherheiten verbunden.

5.3.2 Festlegung von Grenzwerten für $\text{NH}_3\text{-N}$

Die EPA (1999) leitet die Grenzwerte anhand von zahlreichen in der Literatur gefundenen $\text{LC}_{50,24-96\text{ h}}$ -Konzentrationen ab, wobei im jüngsten Vorschlag nicht mehr NH_3 - sondern NH_4 -Konzentrationen angegeben werden. Der 5%-Wert der in der Literatur für Salmoniden gefundenen LC_{50} -Konzentrationen beträgt (alle Ergebnisse umgerechnet auf $\text{pH} = 8$) 14,32 mg $\text{NH}_4\text{-N/l}$. Da Thurston und Russo (1983, zit. in EPA, 1999) für größere Forellen eine LC_{50} -Konzentration (bei $\text{pH} = 8$) von 11,23 mg $\text{NH}_4\text{-N/l}$ gefunden haben, wurde dieser Wert für die

Festlegung des Grenzwertes herangezogen. Als Grenzwert für akute Toxizität wurde die Hälfte dieses Wertes gewählt, also 5,62 mg NH₄-N/l bei pH = 8. Diese Konzentration darf kurzfristig (1 Stunde) nicht öfter als einmal alle 3 Jahre überschritten werden.

Bei einem pH-Wert von 8 und einer Temperatur von 20°C beträgt die NH₃-N-Grenzkonzentration 0,215 mg NH₃-N/l. Anzumerken ist aber, dass diese Grenzwerte für eine Belastungsdauer von 1 Stunde durchwegs auf der Basis von Toxizitätstests, die 24 bis 96 Stunden dauerten, festgelegt wurden. Die NH₃-N-LC₅₀-Konzentrationen für eine Belastungsdauer von 1 Stunde (siehe Abbildung 5-9) sind zumindest doppelt so hoch wie die von der EPA berücksichtigten LC₅₀-Konzentrationen für Regenbogenforellen bei einer Belastungsdauer von 24 bis 96 Stunden (0,43 mg NH₃-N/l bei 20°C und pH = 8)

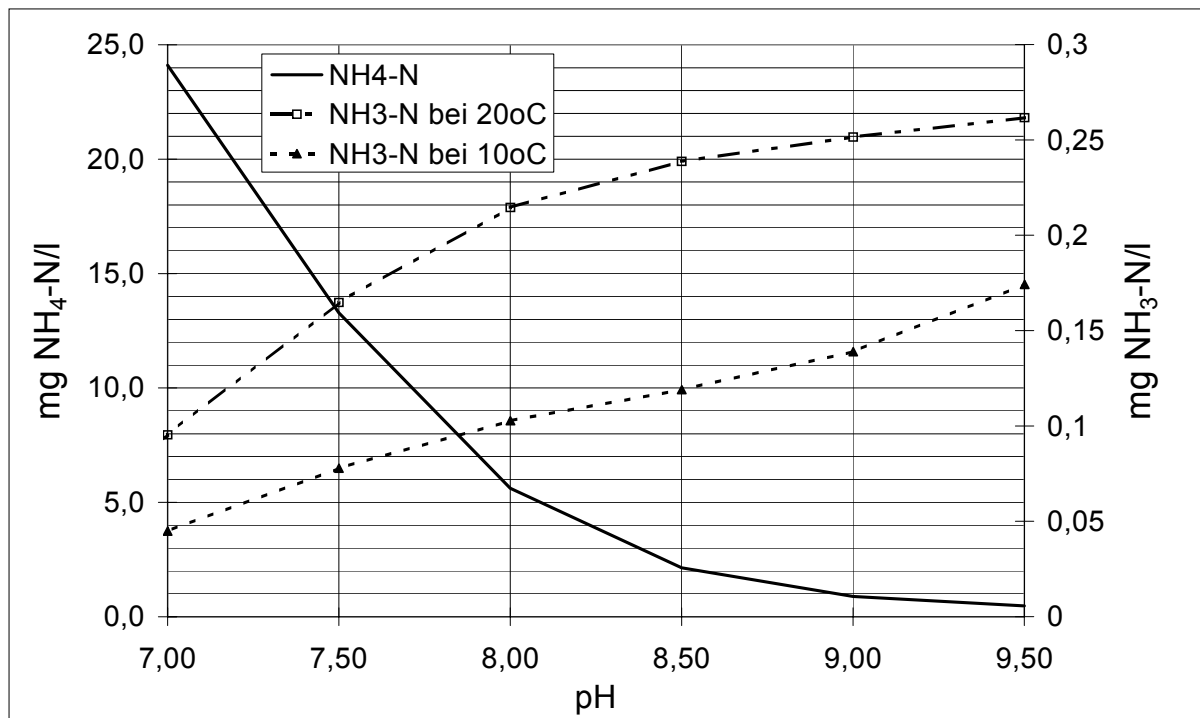


Abbildung 5-11: Grenzwert (mg/l) für NH₄-N nach EPA in Abhängigkeit vom pH-Wert. Dieser Wert darf nicht öfter als einmal alle 3 Jahre kurzfristig (1 Stunde) überschritten werden (EPA, 1999).

Die Foundation for Water Research (1998) gibt folgende maximale NH₃-N-Gehalte im Gewässer in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung vor:

Tabelle 5-9: $\text{NH}_3\text{-N}$ Grenzwerte (mg/l) in Salmonidengewässern in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung (Foundation for Water Research, 1998)

Wiederkehrhäufigkeit	< 6 Stunden	6 - 24 Stunden	> 24 Stunden
monatlich	0,065	0,025	0,018
vierteljährlich	0,095	0,035	0,025
jährlich	0,105	0,045	0,030

Tabelle 5-10: $\text{NH}_3\text{-N}$ Grenzwerte (mg/l) in Cyprinidengewässern in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung (Foundation for Water Research, 1998)

Wiederkehrhäufigkeit	< 6 Stunden	6 - 24 Stunden	> 24 Stunden
monatlich	0,150	0,075	0,030
vierteljährlich	0,225	0,125	0,050
jährlich	0,250	0,150	0,065

Bei O_2 -Konzentrationen unter 5 mg/l sind die Werte der Tabelle zu halbieren, ebenso bei pH-Werten unter 7.

Die ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1 „Beeinflussung der Gewässergüte durch Mischwasserentlastungen“ schlägt einen „Grenzwert“ von 0,1 mg $\text{NH}_3\text{-N/l}$ vor, der infolge von Mischwassereinleitungen nicht überschritten werden soll, wobei aber über eine vertretbare Häufigkeit und Dauer von Überschreitungen keine Aussage gemacht wird (ATV, 1993).

In Dänemark ist das Kriterium für Mischwasserentlastungen in Salmonidengewässern, dass höchstens einmal in 12 Jahren ein Sauerstoffgehalt unterschritten werden darf, bei dem die Hälfte des Fischbestandes nicht überlebt - also dem LC_{50} . Die Wiederkehrhäufigkeit von 12 Jahren ergibt sich anhand der Regenerationszeit der Fische. Eine ähnliche Vorgangsweise bezüglich Ammoniak würde bedeuten, dass einmal in 12 Jahren eine $\text{NH}_3\text{-N}$ -Konzentration von zumindest 0,5 mg/l für die Dauer von einer Stunde toleriert werden könnte. Wählt man den Grenzwert nicht anhand der LC_{50} -Werte sondern der LC_{20} -Werte (20% Mortalität), so müssten die Grenzwerte etwas reduziert werden. Das $\text{LC}_{20}/\text{LC}_{50}$ -Verhältnis liegt bei 0,75 (Borchardt, 1992 - siehe Abbildung 5-10, Whitelaw u. Solbe, 1989). Basierend darauf wird in Abbildung 5-12 ein eigener Vorschlag für die Festlegung von $\text{NH}_3\text{-N}$ -Grenzwerten in Abhängigkeit von Dauer und Wiederkehrhäufigkeit der Belastung gezeigt.

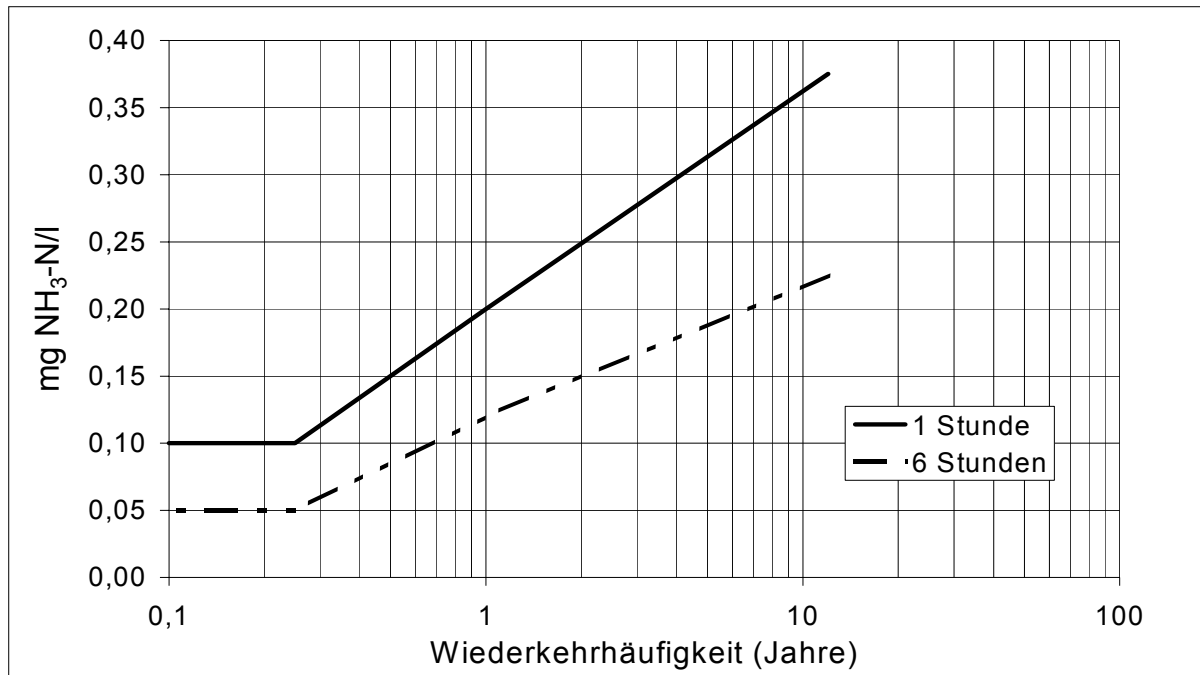


Abbildung 5-12: Mögliche Festlegung von NH₃-N-Grenzwerten bei T = 20 °C (eigener Vorschlag)

Die Beurteilung der Gefahr von Ammoniaktoxizität wird jedenfalls weitgehend davon abhängen, für welchen „Grenzwert“ man sich entscheidet. Lässt man in Extremfällen eine bestimmten Rückgang in der Population zu (wie z.B. bei der dänischen Vorgangsweise: 50% der Forellen alle 12 Jahre), oder wählt man den Grenzwert so niedrig, dass Fischsterben zufolge Mischwasserentlastungen nahezu ausgeschlossen werden können.

5.3.3 pH-Wert im Gewässer bei Mischwasserbelastung

Die wesentlichste Voraussetzung für die Abschätzung von Ammoniakkonzentrationen im Gewässer bei Mischwasserentlastungen ist die Abschätzung des pH-Werts nach der Einmischung von Mischwasser im Fließgewässer. Braukmann zeigte, dass die Alkalität und das pH-Regime von Oberflächengewässern abhängig von der Geochemie des Flusseinzugsgebietes regionaltypisch verschieden sind (Braukmann, 1987). Nach Braukmann kann eine Unterteilung der Bäche nach den im Bachgebiet vorherrschenden Gesteinsarten in zwei Hauptgruppen vorgenommen werden:

- Gewässer deren Einzugsgebiet durch Silikat-Gesteine (Granit, Gneis, Tonschiefer, Sandstein, Grauwacke) bestimmt wird.
- Gewässer deren Einzugsgebiet durch Karbonat-Gesteine (Kalk Mergel, Dolomit) bestimmt wird.

Im Allgemeinen können Bäche, deren Gesamthärte unter 8°dH liegt und deren elektrische Leitfähigkeit weniger als 300 µS beträgt, dem Silikat-Typ zugeordnet werden. Bäche, die diese (orientierenden) Grenzwerte deutlich überschreiten, können als Karbonatbäche klassifiziert werden. Eine Auswertung von etwa 80 Bachgebieten in Deutschland (überwiegend bewaldete Gebiete mit möglichst geringem anthropogenem Einfluss) ergab, dass die pH-Werte der Silikatbäche im Allgemeinen niedriger sind als die der Karbonatbäche. Infolge ihrer geringen Pufferkapazität schwanken die pH-Werte in Silikatbächen stärker.

Die Einleitung von Mischwasser führt in der Regel zu einer Reduktion des pH-Wertes im Gewässer direkt unterhalb der Mischwasserentlastung, da der pH-Wert des entlasteten Mischwassers vielfach geringer ist als der des Gewässers. Der pH-Wert, der sich als chemischer Gleichgewichtszustand aufgrund der Mischung von Überlaufwasser und Gewässer einstellt, kann nach Jordan (1989) wie folgt errechnet werden (unter Vernachlässigung eines CO₂-Austausches mit der Atmosphäre und unter der Voraussetzung von Lösungsgleichgewichten).

$$\text{pH}_m = \log \left[\left(\frac{c_{T,m}}{\text{alk}_m} - 1 \right) \cdot 10^{-6,3} \right] \quad \text{mit } c_T = \text{alk} \left(\frac{10^{-\text{pH}}}{10^{-6,3}} + 1 \right)$$

Zuerst wird der c_T -Wert (Gesamtkonzentration aller Formen der Kohlensäure in mol/l) sowohl für das Überlaufwasser als auch für das Gewässer errechnet. Dann wird aus dem Mischverhältnis zwischen Überlaufwasser und Gewässer die mittlere Alkalität (alk_m) und der mittlere $c_{T,m}$ -Wert errechnet und mit Hilfe dieser Werte schließlich der pH-Wert der Mischung (pH_m).

Dieser „Mischungs-pH“ bleibt jedoch im weiteren Fließverlauf nicht konstant. Einerseits kommt es unterhalb der Entlastung zu einem CO₂ Austrag in die Atmosphäre (dies bewirkt wieder einen pH-Wert Anstieg) andererseits aber auch zu einer vermehrten CO₂-Produktion durch die bei der Mischwasserentlastung eingeleitete organische Schmutzfracht (dies bewirkt einen pH-Wert Abfall). Die Messstelle sollte daher nicht direkt unterhalb der Einleitung liegen, da sich der pH-Wert wie erwähnt relativ rasch wieder ändern kann – während sich die NH₄-Konzentration im Gewässer aufgrund der gegenläufigen Wirkung von Nitrifikation und Ammonifikation wahrscheinlich nur langsam ändert.

Tabelle 5-11: Theoretische pH-Werte im Bach nach Einmischung des Überlaufwassers (Mischverhältnis 1:1) nach Jordan, 1989

pH-Mischwasser	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
pH-Bach	8	8,5	8	8,5	8	8,5
Alkalität Mischwasser	1	1	1	1	1	1
Alkalität Bach	1	1	2	2	4	4
Alkalität Mischung	1,00	1,00	1,50	1,50	2,50	2,50
c_T -MW	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06
c_T -Bach	1,02	1,01	2,04	2,01	4,08	4,03
c_{Tm}	1,04	1,03	1,55	1,54	2,57	2,54
pH _m	7,68	7,76	7,76	7,90	7,84	8,05

In eutrophierten Gewässern kann es durch die Aktivität der Algen und Wasserpflanzen zu teilweise extremen pH-Schwankungen (und O₂-Schwankungen) kommen. Am Tag wird durch die Photosynthese CO₂ verbraucht und in Biomasse umgewandelt, dabei wird O₂ abgegeben und der pH-Wert steigt an. In der Nacht werden von den Algen und Pflanzen zur Deckung des Energiebedarfs die gespeicherten Kohlenstoffverbindungen veratmet. Es wird O₂ verbraucht und CO₂ abgegeben, der pH-Wert sinkt. Der pH-Wert unterliegt dabei umso geringeren Schwankungen, je höher die Alkalinität des Gewässers ist. Andererseits ist der geogene „Basis-pH“ bei gut gepufferten Gewässern höher als bei gering gepufferten. Bei Mischwasserentlastungen kann davon ausgegangen werden, dass die pH-Schwankungen zufolge der geringeren Lichtintensität (Bewölkung) und der Trübung des Gewässers stark gedämpft werden. Es wird daher empfohlen, bei kritischen Gewässern den pH-Wert unterhalb der Entlastung einige Monate lang kontinuierlich zu messen.

Die Ergebnisse von Messungen am Krottenbach in NÖ, die von der Niederösterreichischen Umweltschutzanstalt im Auftrag der NÖ Landesregierung in Zusammenarbeit mit dem Institut für Wassergüte der TU-Wien durchgeführt wurden, verdeutlichen den erwähnten Einfluss von Mischwasserentlastungen auf den pH-Wert im Gewässer. Der Krottenbach durchfließt im Oberlauf die Ortschaften Brunn a.Geb. und Maria Enzersdorf. Alle Regenüberläufe und die beiden Regenüberlaufbecken mit einem Volumen von je 400 m³ befinden sich am Ortsende der beiden Ortschaften. An die

Mischkanalisation sind etwa 20.000 EW angeschlossen. Die Messstelle liegt 1,5-2,0 km unterhalb der ARA Mödling und ca. 3 km unterhalb der letzten Mischwasserentlastung. Nach der Einleitung des Ablaufs der ARA Mödling beträgt der Durchfluss des Krottenbaches etwa 250 l/s, dies entspricht im Wesentlichen der Ablaufmenge der Kläranlage. Der Bach „entspringt“ also gewissermaßen bei der Kläranlage. Das EW/MNQ-Verhältnis beträgt an der Messstelle etwa 80 EW/(l-s).

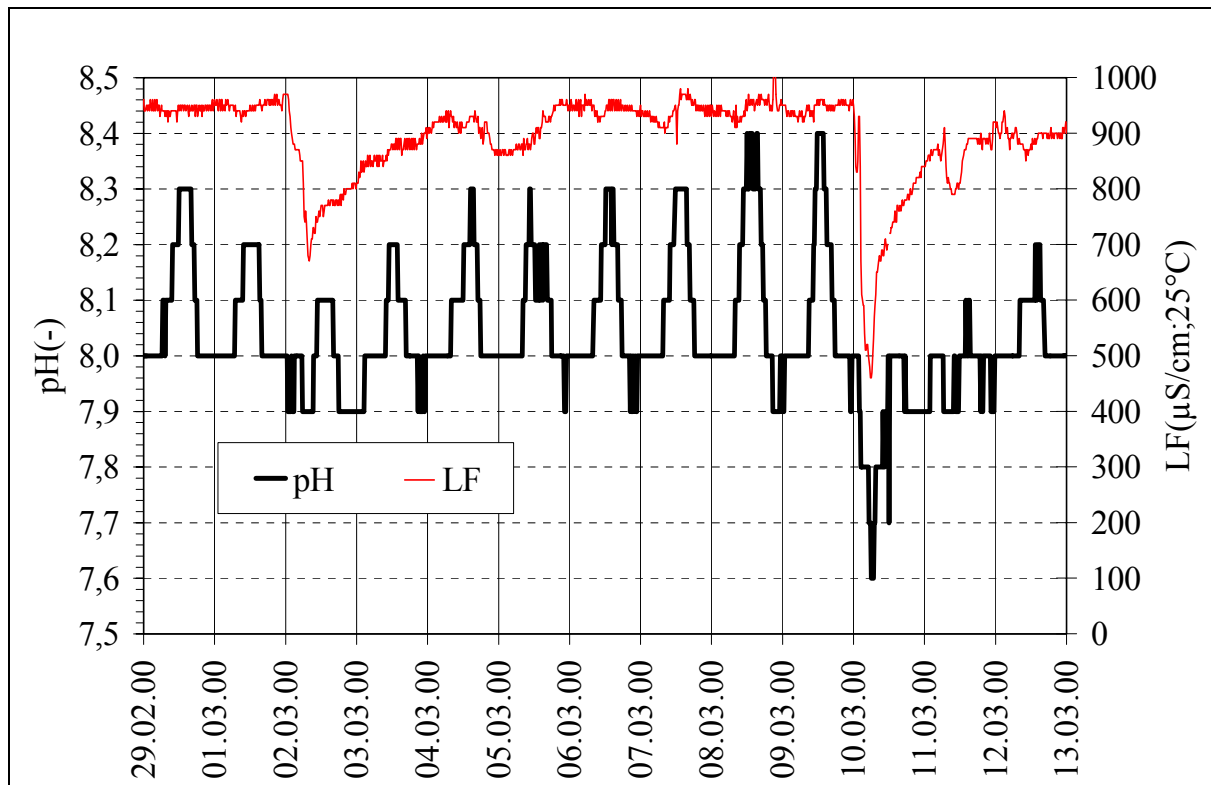


Abbildung 5-13: Einfluss von Mischwasserentlastungen auf den pH-Wert im Krottenbach (die obere Linie zeigt die Leitfähigkeit, die untere den pH-Wert)

Die Messungen am Krottenbach zeigen deutlich die pH-Schwankungen im Tagesverlauf zufolge der Eutrophierung. Bei den beiden Regenereignissen (erkennbar am Rückgang der Leitfähigkeit in Abbildung 5-13) war der pH-Wert aber niedriger als in den unmittelbar davor und danach liegenden Trockenwetterperioden.

5.3.4 Maßnahmen im Immissionsfall

Ob ein Gewässer hinsichtlich Ammoniaktoxizität gefährdet ist, kann leicht durch eine Mischungsrechnung ermittelt werden. Voraussetzung dafür ist, dass der pH-Wert im Gewässer bekannt ist, und dass Informationen bezüglich der

Ammoniumkonzentrationen im Trockenwetterabfluss vorhanden sind. Für die zu erwartenden Ammoniumkonzentrationen im Überlaufwasser ist in erster Linie das Verhältnis zwischen Oberflächenwasser (Q_{RW}) und Schmutzwasser (Q_{TW}) während des Überlaufereignisses entscheidend, da Ammonium überwiegend über das Schmutzwasser in den Kanal eingetragen wird.

$$c_{G,u} = \frac{Q_{G,o} \cdot c_{G,o} + Q_t \cdot c_t \cdot \frac{Q_e}{(Q_d + Q_e)} + (Q_d + Q_e - Q_t) \cdot c_r \cdot \frac{Q_e}{(Q_d + Q_e)}}{Q_{G,o} + Q_e}$$

$Q_{G,o}$	Gewässerabfluss (MNQ bzw. Q_{95}) oberhalb der Einleitung (l/s)
Q_e	entlasteter Mischwasserabfluss (l/s)
Q_d	Drosselabfluss (l/s)
Q_t	Trockenwetterabfluss (l/s)
$c_{G,u}$	NH_4 -N-Konzentration im Gewässerabfluss unterhalb der Einleitung (mg/l)
$c_{G,o}$	NH_4 -N-Konzentration im Gewässerabfluss oberhalb der Einleitung (mg/l)
c_t	ges.N-Konzentration im Trockenwetterabfluss (mg/l)
c_r	NH_4 -N-Konzentration im Niederschlagsabfluss (mg/l)

Für den Gewässerabfluss oberhalb der Mischwasserentlastung $Q_{G,oh}$ sollte der Niedrigwasserabfluss Q_{95} oder MNQ eingesetzt werden. Der Trockenwetterabfluss Q_t und die darin enthaltene Konzentrationen an ges.N (c_t) sind anhand der Kläranlagenzulaufdaten abzuschätzen (der org.N wird im Gewässer zu NH_4 hydrolisiert). Für die NH_4 -N-Konzentration im Niederschlagsabfluss c_r wird ein Wert von 1 mg/l empfohlen. Allfällige Vorbelastungen des Gewässers $c_{G,o}$ müssen im konkreten Fall erhoben werden. Mit der oben angegebenen Formel können die maximalen NH_4 -N-Konzentrationen im Gewässer unterhalb der Mischwasserentlastung bei verschiedenen Entlastungsabflüssen Q_e und Gewässerabflüssen Q_G ermittelt werden.

Eine solche Mischungsrechnung zeigt, dass Regenüberläufe, die entsprechend den Vorgaben des ATV-Arbeitsblattes A-128 (ATV, 1992) oder des ÖWAV-Regelblattes 19 (ÖWAV, 1987) errichtet wurden, in Bezug auf Ammoniaktoxizität ungefährlich sind. Der große Drosselabfluss bringt eine weitreichende Verdünnung des Schmutzwasserabflusses mit sich. Bei einer Einwohnerdichte von 100 EW/ha_{Ared} beträgt die durchschnittliche Ammoniumfracht im Trockenwetterabfluss ca. 7,5 mg NH_4 -N/s. Ohne Berücksichtigung von Ammonium im Oberflächenabfluss errechnet sich die maximal mögliche Ammoniumkonzentration im Überlaufwasser bei Anspringen

eines Überlaufs mit einem Drosselabfluss von 7,5 l/(s·ha) zu 1,0 mg/l. Bei einem durchschnittlichen Trockenwetterabfluss von 0,2 l/(s·100 EW) und einer $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Oberflächenabfluss von 1 mg/l errechnet sich die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Überlaufwasser bei Anspringen des Überlaufes zu 2,0 mg/l.

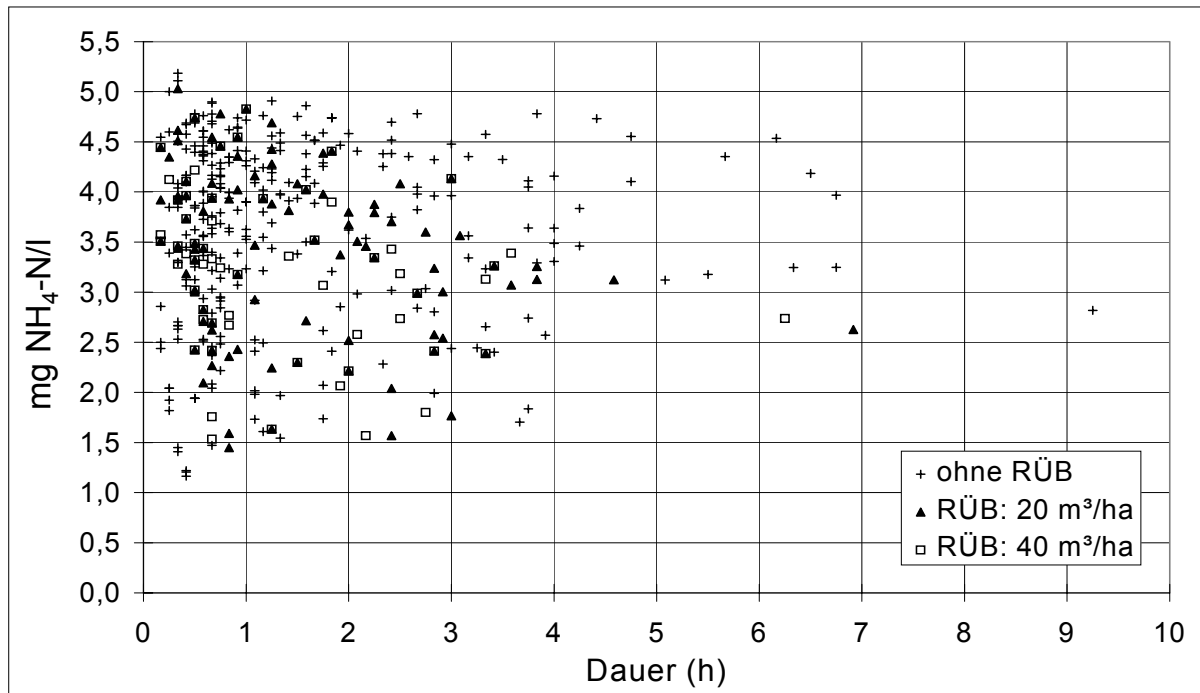


Abbildung 5-14: $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Gewässer in Abhängigkeit von der Größe des Regenüberlaufbeckens

Kritisch sind alle Punkte im Kanalnetz, an denen der Mischwasserabfluss stark gedrosselt (meist auf $2 Q_t$) wird. Anhand von Simulationsrechnungen wurde der Einfluss des Regenüberlaufbeckenvolumens auf die $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Gewässer ermittelt. Für die Simulation über einen Zeitraum von einem Jahr wurde eine Ortschaft mit 1.000 EW und einer befestigten Fläche von 10 ha angenommen. Der Drosselabfluss zur Kläranlage wurde mit 9 l/s festgelegt. Der Bach hat einen Niedrigwasserabfluss von 5 l/s. Das Regenüberlaufbecken ist ein Fangbecken, eventuelle Spülstöße wurden nicht berücksichtigt. Abbildung 5-14 zeigt die resultierenden $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Gewässer bei Annahme eines konstanten Trockenwetterabflusses. Man erkennt deutlich, dass die maximalen Ammoniumkonzentrationen im Bach von der Beckengröße nicht beeinflusst werden. Die Dauer und die Häufigkeit der Belastungen geht aber mit zunehmendem Beckenvolumen deutlich zurück. Kommt es im Kanal bei einsetzendem Regen zu einem Ammonium-Spülstoß, so bewirkt ein Regenüberlaufbecken auch eine Reduktion der maximal möglichen Konzentration.

Abbildung 5-15 unterscheidet sich von der vorangegangenen nur darin, dass diesmal eine morgendliche Ammoniumspitze im Trockenwetterabfluss angenommen wurde. Diese beträgt das 3 fache der durchschnittlichen Trockenwetterfracht. Die maximalen Ammoniumkonzentrationen im Bach sind jetzt natürlich größer. Auch in diesem Fall gilt aber wieder, dass die maximalen Konzentrationen durch eine Erhöhung des Beckenvolumens kaum verändert werden (wenn kein Ammonium-Spülstoß auftritt), Dauer und Häufigkeit dieser Belastungen aber deutlich.

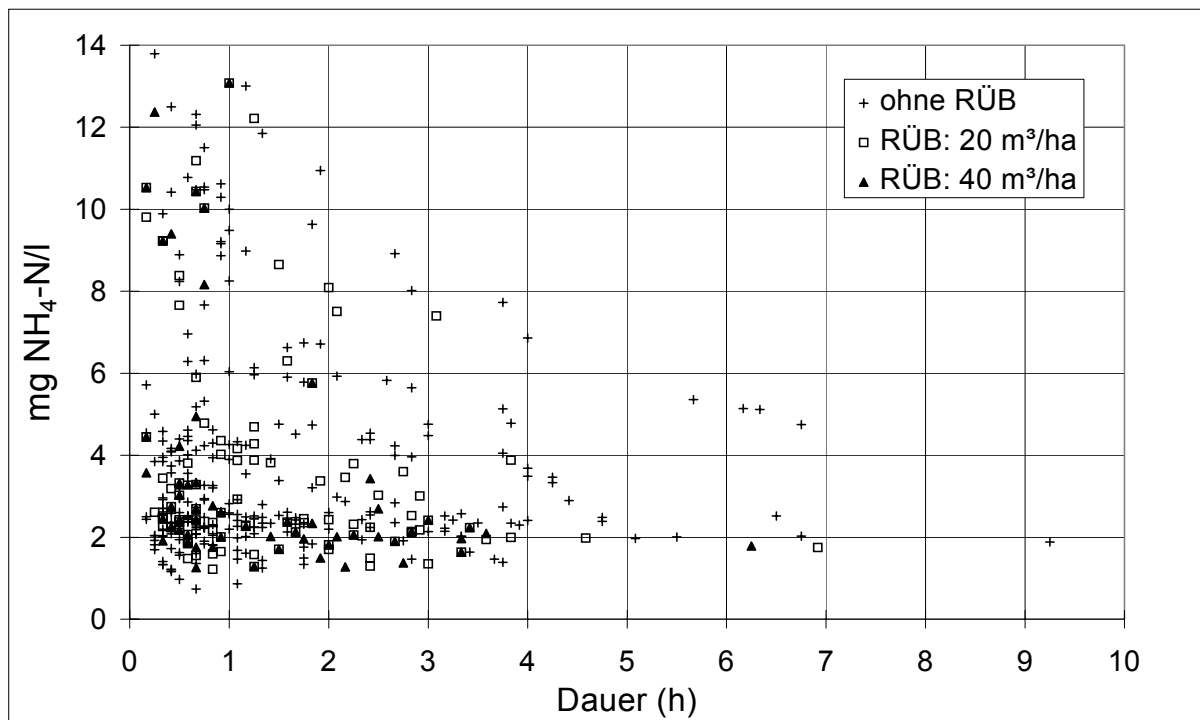


Abbildung 5-15: $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Gewässer in Abhängigkeit von der Größe des Regenüberlaufbeckens

Die zweite Möglichkeit zur Verringerung des Gefahrenpotentials ist die Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage (siehe Abbildung 5-16). Die Verdoppelung der Kläranlagenzulaufmenge führt zu einer deutlichen Reduktion der maximalen $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen von 11,6 mg/l auf 7,2 mg/l. Mögliche Beeinträchtigungen der Nitrifikation auf der Kläranlage wurden in Kapitel 4.4 diskutiert.

Vor allem bei Kanälen, die bereits bei Trockenwetterabfluss einen hohen Füllungsgrad aufweisen, kann es bei einsetzendem Regen zu einem Spülstoß kommen. Durch den Zufluss von Regenwasser kommt es zu einer Wellenbildung (Wellengeschwindigkeit > Fließgeschwindigkeit), die zu einem

erhöhten Abfluss des davor liegenden, unverdünnten Schmutzwassers und damit zu einer größeren Ammoniumfracht führt.

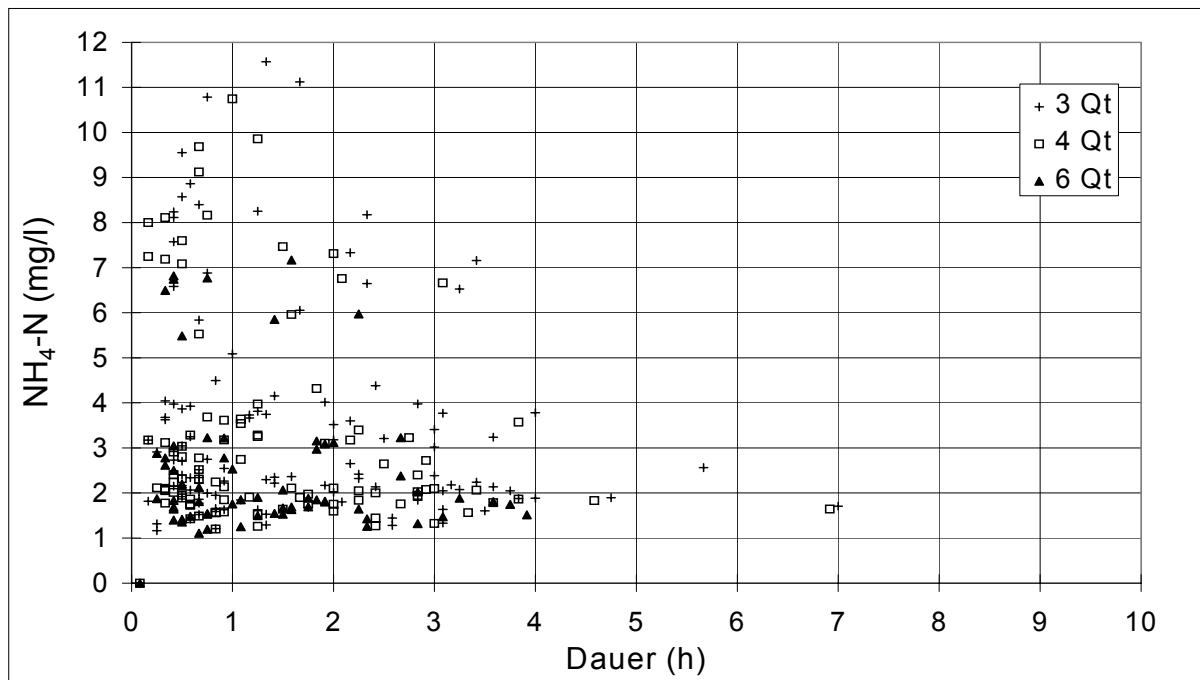


Abbildung 5-16: NH₄-N-Konzentrationen im Gewässer in Abhängigkeit von der Größe des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage

Abkoppelungen vom Kanalnetz reduzieren ebenfalls die Häufigkeit und Dauer von Entlastungen und damit auch die Gefahr von Ammoniaktoxizität. Die maximal mögliche Ammoniumkonzentration wird aber nicht beeinflusst. Bei Kombinationen von Misch- und Trennsystemen besteht auch die Möglichkeit, an der Schnittstelle zwischen den beiden Systemen den Schmutzwasserabfluss aus dem Trennsystem während des Regens zu speichern, um so die Ammoniumfracht im Mischwasserabfluss zu reduzieren. Eine deutliche Reduzierung der Ammoniumspitzen wird erreicht, wenn zwischen Regenüberlaufbecken und Gewässer ein Bodenfilterbecken errichtet wird. Diese Möglichkeit beschränkt sich aber in der Regel auf den ländlichen Raum.

Im vorangegangenen Kapitel wurde bereits darauf hingewiesen, dass durch eine Verbesserung der Gewässerbeschattung das Ausmaß der Eutrophierung reduziert werden kann. Eine Senkung des pH-Wertes um 0,3 Einheiten führt zu einer Halbierung der NH₃-N-Konzentrationen im Gewässer.

5.4 Beeinflussungen der Biozönose durch die hydraulische Belastung

5.4.1 Ergebnisse verschiedener Untersuchungen

Die stoßartige Entlastung von Mischwasser verändert besonders in kleinen Fließgewässern innerhalb sehr kurzer Zeit die Strömungsbedingungen. Die plötzliche Zunahme des Abflusses erhöht den Strömungsangriff auf die Gewässersohle, Uferbereiche und die dort lebenden Organismen. Dies kann zu einer Verdriftung von Organismen aus ihren Lebensräumen und damit zum lokalen Verlust von Individuen einer Population führen. Im Extremfall kann es auch zu großflächigen Bewegungen der Gewässersohle mit einer umfassenden Verfrachtung von Organismen (Katastrophendrift) wie bei Hochwasser kommen (ATV, 1997a). Aber auch wenn die Sohle stabil ist, können die Verluste durch Abdrift erheblich sein. Besonders relevant ist die Erhöhung der sohlennahen hydraulischen Belastung (gekennzeichnet durch die Sohlschubspannung), da die Mehrzahl der Fließgewässerorganismen an der Gewässersohle sowie im darunter befindlichen Lückensystem (hyporheisches Interstitial) lebt. Die Fließgewässerorganismen verfügen bei hydraulischem Stress über ein breites Repertoire an Vermeidungs- und Kompensationsmechanismen, wie das aktive Aufsuchen strömungsberuhigter Bereiche, strömungsinduzierte Wanderbewegungen hololimnischer Arten und Kompensationsflüge der Hemilimnier (Fuchs, 1997). Die Wirkung der hydraulischen Belastung hängt daher wesentlich von der Gewässermorphologie ab, wobei vor allem die Verfügbarkeit hydraulischer Refugien (z.B. Gewässersohle, Totholz, Kehrwasser, Uferbereiche) und die Stabilität der Gewässersohle von zentraler Bedeutung sind. Die Stabilität der Sohle steigt wenn das Material grob ist, sie weist dann auch mehr Refugialräume auf. Die akuten Wirkungen der hydraulischen Belastung werden wesentlich von der Höhe bestimmter Stoffkonzentrationen (insbesondere Ammoniak) bestimmt, wobei zwischen der hydraulischen und der stofflichen Wirkung synergistische Beziehungen bestehen (Borchardt, 1992).

Wie schnell sich ein beeinträchtigter Bereich wieder erholt, hängt ganz wesentlich vom Vorhandensein eines Wiederbesiedelungspotentials (aus nicht betroffenen Seitengewässern bzw. dem Oberlauf) ab, weil dann Störungen schneller durch Einwanderung ausgeglichen werden können. Die Bedeutung intakter Seitengewässer für die rasche Wiederbesiedelung eines beeinträchtigten Gewässerabschnittes wurde in mehreren Studien betont (u.a. Kroiß et al., 1996).

Tabelle 5-12: Kenndaten von Untersuchungsgebieten in Deutschland und in der Schweiz, bei denen hydraulisch bedingte Beeinträchtigungen der Biozönose durch Mischwasserentlastungen registriert wurden (Podraza u. Widera, 1998 ¹⁾; Fuchs, 1997 ²⁾; Fischer, 1998 ³⁾; Krejci et. al., 1994 ⁴⁾).

		Schondelle ¹⁾	Maisenbach ²⁾	Kadenbach ³⁾	Rohrbach ⁴⁾	Aarbach ⁴⁾
A _{red}	ha	61,5	17	53,4	28	20
A _e	ha	661	890	400	300	540
EW		14.530	1.800	6.850	3.400	2.000
MNQ	l/s	1,6	18	3,3	5	50
MQ	l/s	33	100	57	17,5	
J	%	1,7	6,8	3,3	2	5
a-Wert		9.081	100	2.076	680	40
b-Wert		9,3	1,9	13,4	9,3	3,7
q _{MNQ}	l/(s·km ²)	0,2	2,0	0,8	1,7	9,3
q _{MQ}	l/(s·km ²)	5,0	11,2	14,3	5,8	
RÜ	l/(s·ha)	12,9				
RÜB	m ³ /ha		22	16,9	5,5	

Die hydraulischen Auswirkungen von Mischwasserentlastungen auf die Biozönose kleiner Fließgewässer wurden in mehreren Feldstudien untersucht. In Tabelle 5-12 sind die wichtigsten gebietspezifischen Parameter von Untersuchungen der letzten Jahre in Deutschland und in der Schweiz zusammengestellt, bei denen eine Beeinflussung der Biozönose durch Mischwasserentlastungen festgestellt wurde.

Bei den Untersuchungen am Maisenbach, an der Schondelle und am Aarbach war anhand des Saprobienindex, aber auch anderer Summenparameter wie Diversitätsindex, Evenness, Artenidentität, Dominanzidentität und Artenfehlbetrag kein eindeutiger ursächlicher Zusammenhang zwischen Entlastung und Zustand der Biozönose erkennbar.

Aus den Untersuchungsergebnissen am Maisenbach (Erhebungen bis maximal 500 m unterhalb der Einleitungsstelle) zog Fuchs (1997) die Konsequenz, dass der Gesamtartenbestand für die Analyse sinnvoll einzuschränken ist, um Unschärfen, die sich aus der natürlichen Variabilität und Dynamik der Fließgewässerzönosen ableiten, zu minimieren. Fuchs schlägt vor,

Individuenfehlbeträge zönosenprägender Arten zu erheben. Am Maisenbach wurde ein Rückgang der Individuenzahl stenöker Ephemeropteren, aller Plecopteren und stenöker Trichopterenarten unterhalb der Einleitungsstelle beobachtet. Umgekehrt waren unterhalb der Entlastung die Individuenanzahlen einiger Arten höher, die geringere Ansprüche (euryöke Arten bzw. Ubiquisten) stellen. Angemerkt sei noch, dass ein natürliches Hochwasserereignis zu einer vollständigen Nivellierung der Unterschiede zwischen den Probestellen ober- und unterhalb der Einleitung führte.

Der Artenfehlbetrag unterhalb der Entlastung in die Schondelle betrug knapp 10% (statistisch gering abgesicherter Unterschied). Keine Art fiel unterhalb vollständig aus, jede oben gefundene Art wurde zumindest zeitweise auch unten gefunden. Von 43 häufig gefundenen Taxa traten 11 oberhalb der Entlastung in größerer Stetigkeit auf. Auch die Auswertung der Gesamtabundanz lieferte im Vergleich der beiden Probestellen kein eindeutiges Bild (Podraza u. Widera, 1998). Es gab daher zwar Einflüsse auf die Biozönose, diese wurden aber als nicht nachhaltig angesehen, weil nur bereichsweise Schädigungen des Makrozoobenthos auftraten (Wagner, 1996). Als Grund dafür wurde die gute morphologische Struktur angeführt.

Am Aarbach wurde unterhalb der Einleitung eine geringere Besiedlungsdichte von Arten (z.B. Wassermilben) beobachtet, die relativ lange Wiederbesiedlungszeiten benötigen (Krejci et al., 1994).

Offensichtlicher war eine Einwirkung der Mischwasserentlastung bei den Untersuchungen am Kadenbach und am Rohrbach. Am Kadenbach (Probenahme bis max. 150 m unterhalb der Einleitstelle) wurde ein durchschnittlicher Artenfehlbetrag von 38 % ermittelt (Fischer, 1998). Nach der Errichtung eines Regenrückhaltebeckens war kein Artenfehlbetrag mehr registrierbar. Durch den Bau des Rückhaltebeckens wurden 40% des kanalisierten Einzugsgebietes entkoppelt. Der Anteil der undurchlässigen Fläche an der natürlichen Einzugsgebietsfläche war aber mit ca. 8 % immer noch sehr hoch, es ist daher erstaunlich, dass nach dem Bau des Regenrückhaltebeckens kein Einfluss des Regenüberlaufbeckens auf die Biozönose mehr erkennbar war.

Auch am Rohrbach war die Artenzahl direkt unterhalb der Einleitung markant geringer als oberhalb der Einleitung. Die feinkiesige Sohle des Rohrbaches gerät ab einem Durchfluss von 250 l/s in Bewegung. Während eines Zeitraums von 2 Jahren wurde unterhalb der Mischwasserentlastung 55-mal Geschiebetrieb beobachtet, oberhalb 25-mal, wobei die Hälfte der Ereignisse oberhalb der

Mischwasserentlastung auf die Einleitung aus dem Trennsystem zurückzuführen ist (Krejci et al., 1994).

Seager u. Abrahams (1990) untersuchten die Auswirkungen eines Regenüberläufs auf die Biozönose eines kleinen städtischen Fließgewässers im Nordwesten Englands (Pednle Water). Dabei zeigte sich u.a., dass die Artenzahl von Makrozoobenthos und der Diversitätsindex direkt (10 m) unterhalb der Einleitung signifikant geringer waren als direkt oberhalb der Einleitung. 100 m unterhalb der Einleitung war wieder eine Verbesserung erkennbar, Artenzahl und Diversitätsindex waren aber immer noch geringer als oberhalb der Einleitung. Am geringsten waren die Unterschiede zwischen dem Standort oberhalb der Entlastung und den Standorten unterhalb der Entlastung nach langen Trockenperioden, die offenbar eine Wiederbesiedlung der beeinträchtigten Gewässerabschnitte ermöglichten.

Die primäre Wirkung der Entlastungen ist die durch den erhöhten Abfluss verursachte Drift der Organismen bzw. die Ausspülung der organischen und anorganischen Partikel. Abhängig von der Wiederholungsfrequenz und dem Wiederbesiedlungspotential kommt es nach dem Ereignis zur Störungskompensation, wobei das unterschiedliche Rekolonisations- und Reproduktionspotential der Organismen eine (kurzfristige) Verschiebung im Arteninventar erzeugt. Wird aber durch die Mischwasserentlastung organisches Material (Nahrung) weggeschwemmt, dann kann diese Beeinträchtigung der Substrat- und Habitatstrukturen auch mittelfristig Lebensbedingungen mit selektivem Charakter schaffen (Fuchs, 1997).

Nach Keller (1975) führt vor allem die Bewegung des Sohlsubstrates zu erheblichen Driftverlusten. Die Bedeutung des Geschiebetriebes konnte auch Borchardt bei Untersuchungen in Laborgerinnen zeigen (Borchardt, 1992). Bei künstlich erzeugter Bewegung des Sohlmaterials wurden innerhalb von 10 min 35 bis 45 % der Ausgangspopulation von Bachflohkrebsen (*gammarus pulex*) verdriftet, während es ohne Sohlbewegung, aber vergleichbarer Sohlschubspannung nur 12 bis 16 % waren. Borchardt betont aber, dass es bereits vor Beginn von Sohlbewegungen zu erheblichen Driftverlusten kommt. Das Vorhandensein von Refugialräumen hat einen erheblichen Einfluss auf das Ausmaß der Driftverluste, wobei die Refugialräume artspezifisch sehr unterschiedlich genutzt werden (von Bachflohkrebsen sehr intensiv, von Bachforellen kaum).

5.4.2 Abgrenzung von Immissionsfällen

Die ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1 „Beeinflussung der Gewässergüte durch Mischwasserentlastungen“ schlägt vor, die hydraulische Belastung eines Fließgewässers über einen empirischen Ansatz zu berücksichtigen. Demnach sind signifikante biozönotische Verschlechterungen dann zu erwarten, wenn der Anteil der kanalisierten Fläche im Einzugsgebiet am natürlichen Einzugsgebiet größer als 5% ist. (ATV, 1997a). Auch zwischen 5% und etwa 2% konnten biozönotische Veränderungen gefunden werden, das Ausmaß ist jedoch in diesem Bereich - in Abhängigkeit von den lokalen Bedingungen - nicht immer signifikant. Ist der Anteil der versiegelten Fläche größer, so ist mit einer Abnahme der Individuenhäufigkeit und mit einer Abnahme der Artenzahl zu rechnen.

Zur besseren Untermauerung dieser Vorprüfung empfiehlt die ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1 biozönotische Untersuchungen durchzuführen (ATV, 1997a). Diese biozönotischen Untersuchungen zur Beurteilung hydraulischer Belastungen sollten in einem angemessenen zeitlichen Abstand vom Entlastungsereignis und in einem angemessenem räumlichen Abstand von etwa $L \text{ (m)} = 30 \cdot (B)^{0,5}$ (B ist die Gewässerbreite in m) von der Einleitungsstelle durchgeführt werden, um Verfälschungen der Ergebnisse durch nichtrelevante, reversible und momentane Erscheinungen auszuschließen.

Frutiger und Gammeter (1996) schlagen vor, die Anzahl von Ereignissen mit Geschiebetrieb als Kriterium zu wählen. Dabei wird die zulässige Anzahl von Geschiebetriebereignissen in Abhängigkeit von der Verfügbarkeit von Refugialräumen, welche den Tieren während des Hochwassers Schutz bieten, und vom vorhandenen Wiederbesiedlungspotential - also dem Potential, den „ausgeräumten“ Abschnitt aus nicht betroffenen Seitengewässern oder dem Oberlauf durch Einwanderung wiederzubesiedeln – festgelegt (siehe Tabelle 5-13). Bei niedrigem Wiederbesiedlungspotential und schlechter Verfügbarkeit von Refugialräumen beträgt die zulässige Überschreitungshäufigkeit $0,5 \text{ a}^{-1}$, bei hohem Wiederbesiedlungspotential und guter Verfügbarkeit von Refugialräumen ist $n = 10 \text{ a}^{-1}$. Überschreitet die Häufigkeit der mischwasserbedingten Ereignisse mit Geschiebetrieb die in der Tabelle angegebenen Werte, so sind genauere (biozönotische) Untersuchungen vorzunehmen, ob die Auswirkungen auf die Biozönose primär durch die hydraulische Belastung aus der Mischwasserentlastung oder aber durch andere Einflüsse verursacht sind.

Tabelle 5-13: Maximal zulässige Anzahl (1/a) von Geschiebetrieb auslösenden Mischwasserentlastungen in Abhängigkeit von der Verfügbarkeit von Refugialräumen und vom Wiederbesiedlungspotential (Gammeter, 1996)

		Verfügbarkeit von Refugialräumen		
		gut	mäßig	schlecht
Wiederbesiedlungspotential	hoch	10	5	3
	mittel	5	3	1
	niedrig	3	1	0,5

Das Geschiebe (bestimmter Korngröße) gerät in Bewegung, wenn die Sohlschubspannung τ die Grenzschubspannung τ_c erreicht. Für vorherrschendes Einzelkorngefüge sind in der DIN 19661 T2 (zit. Bretschneider et al. 1982) Grenzschubspannungen angegeben (siehe Tabelle 5-14).

Tabelle 5-14: Grenzschubspannung τ_c für vorherrschendes Einzelkorngefüge

	τ_c (N/m ²)
Feinsand (0,063 bis 0,2 mm)	1
Mittelsand (0,2 bis 0,63 mm)	2
Grobsand (0,63 bis 1 mm)	3
Grobsand (1 bis 2 mm)	4
Grobsand (0,63 bis 2 mm)	6
Kies-Sand-Gemisch (0,63 bis 6,3 mm) festgelagert, langanhaltend überströmt	12
Mittelkies (6,3 bis 20 mm)	15
Grobkies (20 bis 63 mm)	45

Ähnlich wie Frutiger und Gammeter schlägt Wagner (1996) vor, die zulässige Überschreitungshäufigkeit kritischer Abflüsse, die zu einer flächenhaften Sohlerosion führen, bei der der Rückzugsraum des Makrozoobenthos verloren geht, in Abhängigkeit von der Strukturgüte des Gewässers festzulegen. Für strukturell stark geschädigte Gewässer (etwa Klassen III-IV und IV nach Werth, 1987) wird eine Überschreitungshäufigkeit von 0,5 a⁻¹ zugelassen, für naturnahe Gewässer (Klassen I und I-II nach Werth) eine Überschreitungshäufigkeit von 4 Überschreitungen pro Jahr. Das Wiederbesiedlungspotential wird von Wagner

nicht berücksichtigt.

Bei den in Kapitel 5.4.1 angeführten Untersuchungsgebieten Schondelle, Braunebach, Rohrbach wurde der kritische Gewässerabfluss, bei dem Sohlumlagerungen auftreten bestimmt. Errechnet man aus diesen „kritischen“ Abflüssen die Abflussspenden, so liegen diese in allen 3 Gebieten im Bereich von $100 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ae}})$.

Gemäß ATV-DVWK-Merkblatt M 153 (ATV-DVWK, 2000) soll weder an einer Einzeleinleitungsstelle noch als Summe von mehreren Einzeleinleitungen ein maximaler Abfluss $Q_{\text{dr,max}}$ wesentlich überschritten werden. Dies lässt sich annähernd erreichen, wenn innerhalb einer Fließstrecke von etwa der 1.000 fachen mittleren Wasserspiegelbreite insgesamt nicht mehr als $Q_{\text{dr,max}}$ eingeleitet wird. Der maximal zulässige Abfluss $Q_{\text{dr,max}}$ von versiegelten Flächen soll demnach nicht größer sein als der 2 bis 7-fache mittlere Gewässerabfluss (MQ) an der Einleitungsstelle. Der kleinere Wert gilt für Gewässer mit überwiegend lehmig sandigem Gewässersediment, der größere Wert für Gewässer mit überwiegend steinigem Gewässersediment. Zwischenwerte sind zu interpolieren. Bei leistungsfähigen Gewässern ist ein maximaler Abfluss von versiegelten Flächen bis zu HQ_1 denkbar. Der Schutz seltener und empfindlicher Arten kann umgekehrt eine Verringerung erfordern.

Das BWK Merkblatt 3 (2001) verlangt, dass der potentiell naturnahe Hochwasserabfluss (HQ_1) durch die Einleitungen von versiegelten Flächen um nicht mehr als ca. 10 % erhöht wird. Die tolerierbare Versagenshäufigkeit für Rückhaltungen wird in Abhängigkeit vom Schutzbedürfnis des Gewässers und dem lokalen Wiederbesiedlungspotential mit $0,5/a$ bis $2/a$ angegeben.

Die folgenden Abbildungen zeigen für ein fiktives Modellgebiet die Auswirkungen von Niederschlagswassereinleitungen auf den Gewässerabfluss für den Fall, dass der maximale, einmal jährlich auftretende Abfluss von versiegelten Flächen 50 % des einjährigen Hochwasserabflusses (HQ_1) beträgt. Die Simulation wurde mit einer 10 jährigen Niederschlagsreihe durchgeführt. Abflussbildung und Abflusskonzentration im natürlichen Einzugsgebiet wurden im Modell sehr einfach abgebildet. Die Verluste durch Benetzung, Verdunstung und Infiltration wurden durch Ansatz eines Anfangsverlustes von 9 mm und durch eine Reduktion der abflusswirksamen Fläche auf 15 % der Fläche des natürlichen Einzugsgebietes wiedergegeben. Im angenommenen Beispiel ist das natürliche Einzugsgebiet 4 km^2 groß, die einjährige Hochwasserabflussspende beträgt $100 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{km}^2)$, HQ_1 ist demnach 400 l/s . Das Siedlungsgebiet hat eine

versiegelte Fläche von 2 ha. Der maximale einjährige Abfluss von der versiegelten Fläche beträgt 200 l/s - das entspricht 0,5 HQ₁.

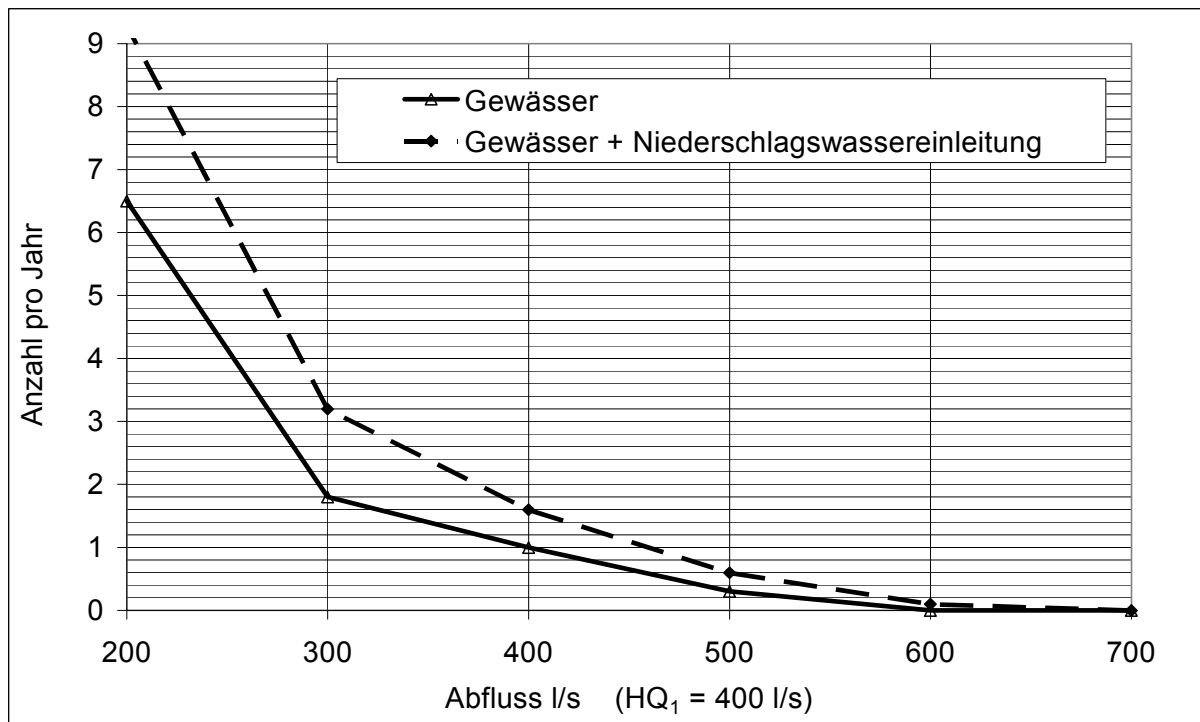


Abbildung 5-17: Überschreitungshäufigkeit von Abflüssen im Gewässer - mit und ohne der Einleitung der Abflüsse von der 2 ha großen versiegelten Fläche

Abbildung 5-17 zeigt, dass durch die Einleitung der Niederschlagsabflüsse von der 2 ha großen versiegelten Fläche der „natürliche“ einjährige Hochwasserabfluss ca. 1,6-mal jährlich überschritten wird. Ein Gewässerabfluss von 600 l/s, der im Gewässer während des 10 jährigen Simulationszeitraums nie überschritten wurde, wird nach der Einleitung der Abflüsse von der versiegelten Fläche einmal in den 10 Jahren überschritten. Nimmt man an, dass bei 300 l/s Geschiebetrieb auftritt, so erhöht sich die Anzahl der Geschiebetriebereignisse von 2/a auf 3/a. In Abhängigkeit von den gewählten Abflussbildungs- und Abflusskonzentrationsparametern kann die Erhöhung der Überschreitungshäufigkeit natürlich auch größer oder kleiner als im angenommenen Beispiel sein. Anhand von Abbildung 5-18 ist zu sehen, dass die relative Erhöhung der Überschreitungsdauer von Gewässerabflüssen durch die Einleitung von Niederschlagsabflüssen noch geringer ist als jene der Überschreitungshäufigkeit. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Abflussspitzen in der Kanalisation wesentlich kürzer sind als aus dem natürlichen Einzugsgebiet.

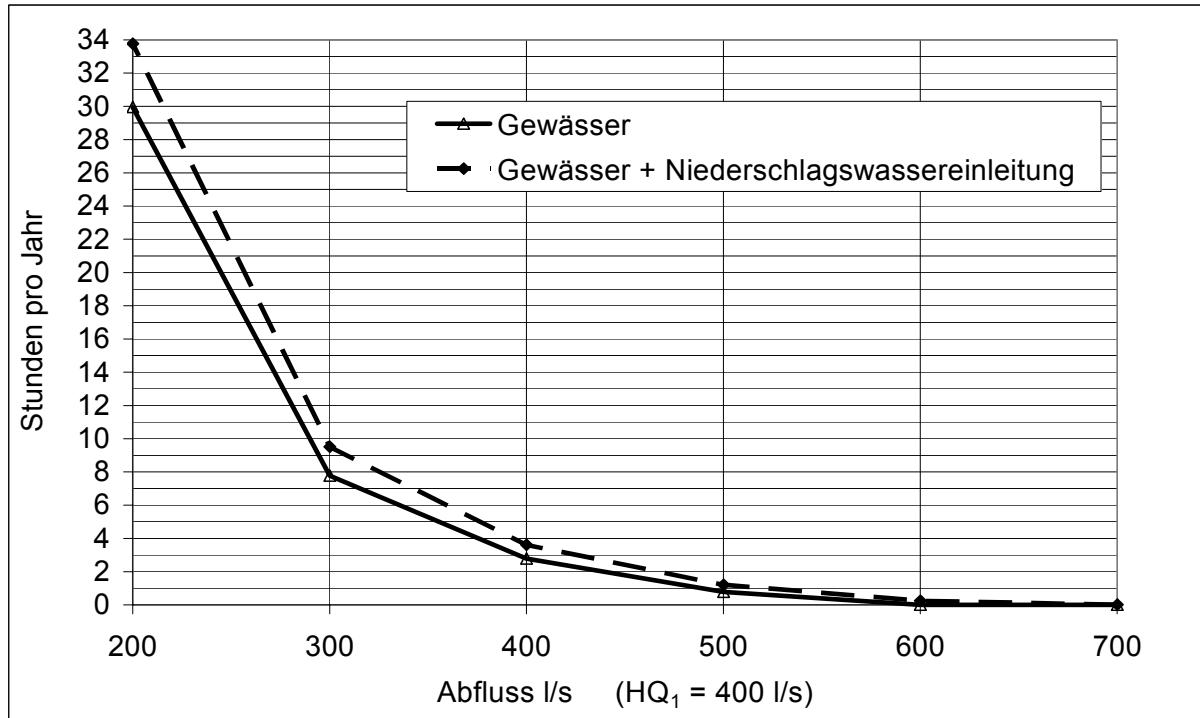


Abbildung 5-18: Überschreitungsdauer von Abflüssen im Gewässer - mit und ohne der Einleitung der Abflüsse von der 2 ha großen versiegelten Fläche

Diese Abschätzungen deuten in Verbindung mit den in 5.4.1 angeführten Untersuchungsergebnissen darauf hin, dass bei den meisten Gewässern mit keinen signifikanten, hydraulisch bedingten Auswirkungen auf die Gewässerbiozönose durch Mischwasserwasserentlastungen zu rechnen ist, wenn der maximale jährliche Abfluss von den versiegelten Flächen nicht größer ist als der halbe einjährige Hochwasserabfluss des Gewässers an der Einleitstelle.

Der Bewertung von festgestellten Auswirkungen auf die Biozönose kommt eine entscheidende Bedeutung bei der Wahl der notwendigen Maßnahmen zu. Bei vielen in der Literatur gefundenen Untersuchungsergebnissen werden die Auswirkungen nur beschrieben aber nicht bewertet, oder aber es wird aus einem festgestellten Effekt bereits ein Handlungsbedarf abgeleitet (z.B. Fuchs, 1997). Im 2.Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1 werden Kriterien angegeben, ab wann der biozönotische Unterschied zwischen den Untersuchungsstellen ober- und unterhalb der Mischwasserentlastung als signifikant eingestuft werden kann (ATV, 1997a).

Eine Beeinträchtigung durch die Mischwasserentlastung muss im Vergleich zu allfälligen anderen Einwirkungen bewertet werden. Für diese Beurteilung wurde mit der Erstellung der ÖNORM M6232 „Richtlinien für die ökologische Untersuchung und Bewertung von Fließgewässern“ (siehe Kapitel 5.6) eine

geeignete Methodik vorgegeben, die bei der „Stoobachstudie“ (siehe Kapitel 5.7) erfolgreich angewandt wurde. Wichtig wäre noch die Entwicklung praxistauglicher Kriterien zur Bewertung der „lokal begrenzten“ Beeinträchtigung durch die Mischwasserentlastung im Bezug auf das Gewässersystem insgesamt.

5.4.3 Maßnahmen im Immissionsfall

Ungünstige Verhältnisse zwischen dem entlasteten Mischwasserabfluss und dem Gewässerabfluss sind in der Regel im Oberlauf der Gewässer zu erwarten. Bei kleinen Einzugsgebietsgrößen ($< 50 \text{ km}^2$) liegen die Hochwasserabflussspenden H_{q1} zwischen 50 und 500 $\text{l}/(\text{s}\cdot\text{km}^2)$. Soll die eingeleitete Mischwassermenge soweit gedrosselt werden, dass sie dem „natürlichen“ Hochwasserabfluss entspricht, so muss die Abflussspende demnach auf 0,5 bis 5 $\text{l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ beschränkt werden.

In einer Simulationsrechnung mit einer einjährigen Niederschlagsreihe ($h_N = 774 \text{ mm}$) wurden für ein fiktives Modellgebiet die erforderlichen Regenrückhaltebeckenvolumina in Abhängigkeit von der zulässigen Überschreitungshäufigkeit ermittelt – siehe Tabelle 5-15. Das natürliche Einzugsgebiet hat eine Größe von 10 km^2 , H_{q1} beträgt 1.000 l/s . Die versiegelte Fläche macht mit 100 ha 10 % des Einzugsgebietes aus. Der maximale Einleitungsabfluss von der versiegelten Fläche soll $0,5 \cdot H_{q1} = 500 \text{ l/s}$ nicht überschreiten.

Tabelle 5-15 zeigt vor allem, dass die erforderlichen Regenrückhaltebeckenvolumina wesentlich von der tolerierten Überschreitungshäufigkeit abhängen. Gibt es im betrachteten Gebiet überhaupt kein Speicherbecken, so käme es jährlich 55-mal zu Entlastungsabflüssen $> 500 \text{ l/s}$ und zwar während 50 Stunden im Jahr (in der Tabelle nicht dargestellt). Der größte Entlastungsabfluss wäre 4.100 l/s . Mit einem $30 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ Regenüberlaufbecken werden die Häufigkeit und die Dauer von Entlastungen $> 500 \text{ l/s}$ etwa halbiert (Spalte 2 in Tabelle 5-15). Schließt man an ein Regenüberlaufbecken ($V = 15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$) ein Regenrückhaltebecken (ebenfalls $V = 15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$) an, so reduziert sich die Anzahl der kritischen Überlaufereignisse auf 10 a^{-1} bei einer Überlaufdauer von 11 Stunden (Spalte 3 in Tabelle 5-15), also etwa $1/5$ der Ausgangswerte. Vergleicht man diese Werte mit jenen eines Regenüberlaufbeckens mit einem spezifischen Volumen von $30 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ (Spalte 2), so kann man deutlich erkennen, dass die Wirkung des

Regenüberlaufbeckens hinsichtlich der Entlastungsspitzen deutlich geringer ist als jene des Regenrückhaltebeckens. Die Begründung dafür ist, dass der Drosselabfluss des RÜB (zur ARA) mit $1 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$ deutlich geringer ist als der Drosselabfluss des Regenrückhaltebeckens mit $5 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$.

Tabelle 5-15: Wirkung unterschiedlicher Regenüberlauf- und Regenrückhaltebeckenvolumina bei einem Drosselabfluss in das Gewässer von $5 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$. Die Fläche A_{red} des fiktiven Modellgebietes beträgt 100 ha.

	1	2	3	4	5	6	7
	RÜB 15m ³ /ha	RÜB 30m ³ /ha	RÜB 15m ³ /ha RRB 15m ³ /ha	RÜB 15m ³ /ha RRB 30m ³ /ha	RÜB 15m ³ /ha RRB 45m ³ /ha	RÜB 15m ³ /ha RRB 75m ³ /ha	RÜB 15m ³ /ha RRB 105m ³ /ha
N (1/a)	39	26	10	7	5	2	1
D (h/a)	37,2	26,9	10,9	6,2	3,1	1,5	0,5
Q _{e,max} (l/s)	4.100	4.100	4.100	3.920	3.920	3.160	2.110
VQ _e (m ³)	70.150	53.760	35.630	22.110	13.080	6.280	1.490

Eine weitere Maßnahme zur Reduktion der Maximalabflüsse ist die Verringerung der an den Kanal angeschlossenen versiegelten Flächen. Durch diese Maßnahme ließe sich auch erforderliches Regenrückhaltebeckenvolumen einsparen. Da der Drosselabfluss des Regenrückhaltebeckens unverändert bleiben kann, ist das Einsparungspotential überproportional groß. Stecker (1997) gibt für Regenrückhaltebecken mit einem Drosselabfluss von $5\text{-}10 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$ und einer zulässigen Überlastungshäufigkeit von $N = 1/a$ bei einer Abkoppelung von 20 % der undurchlässigen Fläche eine mögliche Volumenersparnis von etwa 30 % an. Eigene Berechnungen haben gezeigt, dass das relative Einsparungspotential mit kleiner werdenden Anforderungen an die Überlaufhäufigkeit zunimmt. Um $N = 7/a$ zu erreichen kann man bei einer Abkoppelung von 20 % auf etwa 40 % des Regenüberlaufbecken- und Regenrückhaltebeckenvolumens verzichten.

Die Sohlschubspannung lässt sich auch durch eine Aufweitung des Gewässerprofils reduzieren, weil dadurch der hydraulische Radius verringert wird. Allerdings ist dabei zu berücksichtigen, dass dies zu vermehrten Ablagerungen von absetzbaren Stoffen führen kann.

5.5 Beeinflussungen der Biozönose durch stoffliche Belastung

In der Literatur findet sich wiederholt der Hinweis, dass der Saprobienindex durch Mischwasserentlastungen in der Regel nicht beeinflusst wird (Fuchs, 1997, Fischer, 1998, Podraza u. Widera, 1998, Michelbach, 1998). Die Kürze der Belastung macht es unmöglich, dass es zu einer Verschiebung hin zu einer an Abwasser angepassten Biozönose kommt. Willemsen et al. (1990) registrierten hingegen bei zahlreichen Mischwasserentlastungen in den Niederlanden eine Verschlechterung des Saprobienindex (basierend auf Kieselalgen) im unmittelbaren Nahbereich der Entlastungsstelle. Bei den untersuchten Gewässern handelte es sich aber überwiegend um sehr langsam fließende bzw. stehende Gewässer. Einen Einfluss auf die Makrozoobenthosbiozönose konnten sie nur bei stehenden Gewässern feststellen, nicht aber in Fließgewässern. Kommt es in sehr langsam fließenden Gewässern zu Ablagerungen von Mischwasserinhaltsstoffen, so ist eine Verschlechterung des Index durchaus denkbar.

Einzelne Zoobenthosarten reagieren auf stoffliche Veränderungen. In einigen Studien wird eine Zunahme bei Oligochaeten und Chironomiden unterhalb der Entlastung registriert (Krejci et al., 1994, Milne et al. 1992, Podraza u. Widera, 1998). Diese Organismen können sich offenbar auf das Nahrungsangebot (abgelagertes partikuläres organisches Material aus Mischwasserentlastungen) gut einstellen.

In der Regel sind stoffliche Auswirkungen auf die Biozönose weniger deutlich zu erkennen als hydraulische Wirkungen. Zudem wird der Effekt der Mischwasserentlastungen mit zunehmender Naturferne von den anderen anthropogenen Beeinträchtigungen (Begradigung, Veränderung des hydrologischen Regimes) verdeckt (Krejci et al., 1994). Von daher ergibt sich die Notwendigkeit die verschiedenen Ursachen der Beeinträchtigung zu erheben und in ihrer Bedeutung zu bewerten. Eine mögliche Vorgangsweise für diese Prüfung ist mit der ÖNORM M6232 „Richtlinien für die ökologische Untersuchung und Bewertung von Fließgewässern“ (1996) gegeben.

5.6 Ökologische Funktionsfähigkeit

Der Begriff der ökologischen Funktionsfähigkeit wurde in das österreichische Wasserrechtsgesetz im Jahr 1990 aufgenommen. Aus dem Wortlaut des §30 Abs. 1-3 WRG ist der gesetzliche Auftrag zur Erhaltung der natürlichen Beschaffenheit bzw. der ökologischen Funktionsfähigkeit der Oberflächengewässer abzuleiten (Hefler, 1992). In der Allgemeinen Abwasseremissionsverordnung ist festgelegt, dass *die Mischkanalisation unter Berücksichtigung der Forderung der Erhaltung der ökologischen Funktionsfähigkeit des betroffenen Gewässers bemessen und betrieben werden muss*. Nach §105 (1) WRG verstößt eine wesentliche Beeinträchtigung der ökologischen Funktionsfähigkeit gegen öffentliches Interesse. Allerdings ist die Erhaltung der ökologischen Funktionsfähigkeit des Gewässers nur ein öffentliches Interesse unter vielen (wie z.B. der Hochwasserschutz).

Die ökologische Funktionsfähigkeit wird in der ÖNORM M6232 „Richtlinien für die ökologische Untersuchung und Bewertung von Fließgewässern“ als die „Fähigkeit zur Aufrechterhaltung des Wirkungsgefüges zwischen dem in einem Gewässer und seinem Umland gegebenen Lebensraum und seiner organismischen Besiedelung entsprechend der natürlichen Ausprägung des betreffenden Gewässertyps (Erhaltung von Regulation, Resilienz und Resistenz)“ definiert. Das Ökosystem muss fähig sein, seine charakteristische Ausprägung zu erhalten (Regulation) oder nach Überwindung vorübergehender Störungen wieder zu erreichen (Resilienz). Die ökologische Funktionsfähigkeit eines Gewässernetzes basiert darauf, dass die am und im Gewässersystem vorkommenden Tier- und Pflanzenarten autochtone Bestände ausbilden können. Die Erhaltung der ökologischen Funktionsfähigkeit bedeutet die langfristige autochtone Bestandssicherung. Eine Störung der ökologischen Funktionsfähigkeit zeigt sich in quantitativen und qualitativen Veränderungen der Biozöosen.

Der Gewässerzustand ist ein Resultat verschiedenster natürlicher und anthropogener Einflüsse und ergibt sich als Summe aller chemischen, physikalischen, morphologischen und biologischen Eigenschaften des Gewässers und seiner Umgebung. Dementsprechend sind für die Beurteilung der Auswirkungen von Eingriffen mehrere auf die Natur des jeweiligen Eingriffs abgestimmte Untersuchungs- und Beurteilungsansätze möglich.

Tabelle 5-16: Fachgebiete und Kriterien, die gegenwärtig für die Bewertung der ökologischen Funktionsfähigkeit herangezogen werden

	Fachgebiet	Beurteilungskriterien
1	Ökotoxologie (Akute Toxizität)	Schwellenwerte/Grenzwerte
2	Hydrologie	Abflusscharakteristik, Beeinflussung durch wasserbauliche Maßnahmen
3	Gewässermorphologie	Linienführung, Sohlstruktur, Uferbewuchs,....
4	Benthoszönose Saprobiologie	Arteninventar, Dominanz, Abundanz,... Saprobien-system
5	Fischökologie	Artenspektrum, Abundanz, Populationsstrukturen,..
6	Physikalisch-chemische Analytik	Wasserqualität

Die Bearbeitung und Bewertung der Untersuchungselemente liefern einzelne, auf verschiedenen Skalierungen beruhende Teilaussagen über das Maß, in welchem die ökologische Funktionsfähigkeit eingeschränkt ist. Eine Gesamtschau der Einzelbefunde soll zu einer Einstufung in das vorgeschlagene siebenstufige Klassifizierungssystem führen (die 7 Stufen wurden in Anlehnung an die saprobiologischen Untersuchungen gewählt). Eine mäßige Beeinträchtigung entspricht dem Mindestziel des Gewässerschutzes, Maßnahmen die zu einer wesentlichen Beeinträchtigung des Gewässers führen, sind (zumindest aus gewässerökologischer Sicht) abzulehnen.

Tabelle 5-17: Skalierte Bewertung der ökologischen Funktionsfähigkeit

	Ökologische Funktionsfähigkeit
1	unbeeinträchtigt
1-2	geringfügig beeinträchtigt
2	mäßig beeinträchtigt
2-3	wesentlich beeinträchtigt
3	stark beeinträchtigt
3-4	sehr stark beeinträchtigt
4	nicht gegeben

Eine zentrale Rolle bei der Bewertung spielt die Biozönose, da deren Zusammensetzung die vorhandenen Einflüsse widerspiegelt und dadurch

Störungen integrativ anzeigt. Für Makrozoobenthos, das häufig als Indikator der ökologischen Funktionsfähigkeit herangezogen wird, wird die Stufe der mäßigen (also noch zulässigen) und der wesentlichen (also nicht mehr zulässigen) Beeinträchtigung verbal wie folgt beschrieben (nach Chovanec et al., 1994 und Moog, 1994):

Stufe 2 (mäßige Beeinträchtigung): Die ökologische Funktionsfähigkeit ist mäßig beeinträchtigt. Das Arteninventar entspricht dem gewässerspezifischen Naturzustand. Auftreten zusätzlicher Arten möglich. Die Dominanzstruktur ist verändert, die Grundzüge sind aber noch erkennbar. Die Abundanzen können größere Abweichungen vom gewässerspezifischen Naturzustand aufweisen. Mit Ausnahme saisonaler Abweichungen sind Längenzonation und Zusammensetzung der Ernährungstypen in den wesentlichen Elementen konform mit dem Leitbild. Eventuell leichte Abflachung der Verteilungskurve der Regionszuordnung und/oder Verschiebung des Schwerpunkts um maximal eine Region.

Stufe 2-3 (wesentliche Beeinträchtigung): Die ökologische Funktionsfähigkeit ist wesentlich beeinträchtigt. Das Arteninventar entspricht noch fast vollständig dem gewässerspezifischen Naturzustand. Empfindliche Arten fallen aus, Auftreten nicht autochtoner Arten möglich. Die Dominanzstruktur ist gegenüber dem gewässerspezifischen Naturzustand (deutlich) verändert. Die Abundanzen sind gegebenenfalls nicht leitbildkonform. Der Verteilungsschwerpunkt der Längenzonation weicht vom gewässerspezifischen Naturzustand um bis zu maximal zwei Zonen ab und/oder der Kurvenverlauf ist deutlich verflacht. Die Zusammensetzung der Ernährungstypen weicht vom Leitbild ab, natürliche Verhältnisse sind aber noch angedeutet.

In ähnlicher Weise wie für Makrozoobenthos enthält die ÖNORM M6232 auch eine Klassifizierung für die Fischfauna als Indikator der ökologischen Funktionsfähigkeit. Wesentlicher Bestandteil bei der Beurteilung ist auch der Saprobienindex, wobei die Bewertung nach dem traditionellen, 7-stufigen Klassifizierungssystem erfolgt.

Es wird sich zeigen, ob diese Definition der „mäßigen Beeinträchtigung“ der ökologischen Funktionsfähigkeit der Definition des „guten ökologischen Zustands“ von Flüssen in der EU-Wasserrahmenrichtlinie entspricht (siehe Tabelle 5-18). An der Konkretisierung dieser Definition für verschiedene Gewässertypen wird noch gearbeitet.

Entscheidend ist die Frage, ab wann von einer wesentlichen Beeinträchtigung gesprochen werden muss. Die Bewertung, ab wann eine Beeinträchtigung „wesentlich“, und damit nicht mehr zulässig ist, kann aber nicht allein wissenschaftlich beantwortet werden. Objektiv kann nur das Ausmaß der Abweichung vom anthropogen unbeeinflussten Zustand beschrieben werden, die Bewertung dieser Abweichung bleibt eine Wertentscheidung.

Tabelle 5-18: Definition des „guten ökologischen Zustandes“ von Fließgewässern in n der EU-Wasserrahmenrichtlinie (EU, 2000)

Komponente	Guter ökologischer Zustand
Phytoplankton	Die planktonischen Taxa weichen in ihrer Zusammensetzung und Abundanz geringfügig von den typspezifischen Gemeinschaften ab. Diese Abweichungen deuten nicht auf ein beschleunigtes Wachstum von Algen hin, das das Gleichgewicht der in dem Gewässer vorhandenen Organismen oder die physikalisch-chemische Qualität des Wassers oder Sediments in unerwünschter Weise stören würde. Es kann zu einem leichten Anstieg der Häufigkeit und Intensität der typspezifischen Planktonblüten kommen.
Makrophyten und Phythobenthos	Die makrophytischen und phythobenthischen Taxa weichen in ihrer Zusammensetzung und Abundanz geringfügig von den typspezifischen Gemeinschaften ab. Diese Abweichungen deuten nicht auf ein beschleunigtes Wachstum von Algen oder höherer Pflanzen hin, das das Gleichgewicht der in dem Gewässer vorhandenen Organismen oder die physikalisch-chemische Qualität des Wassers oder Sediments in unerwünschter Weise stören würde. Die phythobenthische Lebensgemeinschaft wird nicht durch anthropogen bedingte Bakterienanhäufung und anthropogen bedingten Bakterienbesatz beeinträchtigt.
Benthische wirbellose Fauna	Die wirbellosen Taxa weichen in ihrer Zusammensetzung und Abundanz geringfügig von der typspezifischen Gemeinschaft ab. Der Anteil der störungsempfindlichen Taxa im Verhältnis zu den robusten Taxa zeigt geringfügige Anzeichen für Abweichungen von den typspezifischen Werten. Der Grad der Vielfalt der wirbellosen Taxa zeigt geringfügige Anzeichen für Abweichungen von den typspezifischen Werten.
Fischfauna	Aufgrund anthropogen bedingter Einflüsse auf die physikalischen und hydromorphologischen Qualitätskomponenten weichen die Arten in ihrer Zusammensetzung und Abundanz geringfügig von den typspezifischen Gemeinschaften ab. Die Altersstrukturen der Fischgemeinschaften zeigen Anzeichen für Störungen aufgrund anthropogen bedingter Einflüsse auf die physikalisch-chemischen oder hydromorphologischen Qualitätskomponenten und deuten in wenigen Fällen auf Störungen bei der Fortpflanzung oder Entwicklung einer bestimmten Art hin, so dass einige Altersstufen fehlen können.

Stellt man eine wesentliche Beeinträchtigung der ökologischen Funktionsfähigkeit fest, so müssen die Ursachen bestimmt werden. Im gegebenen Fall ist also zu prüfen, wie weit die Mischwasserentlastungen im Vergleich zu anderen Belastungsfaktoren den Gewässerzustand negativ beeinträchtigen. In der Praxis wird selten der Fall auftreten, bei dem die ökologische Funktionsfähigkeit nur in einem der betrachteten Bereiche eingeschränkt ist. Es ist daher notwendig eine Gewichtung der einzelnen Kriterien vorzunehmen, z.B. dass der betrachtete Gewässerabschnitt aufgrund von Abwassereinflüssen wesentlich und aufgrund von Regulierungsmaßnahmen geringfügig beeinträchtigt ist (Chovanec et al, 1994).

Nach Angaben der ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1 kann bei der Beurteilung der Auswirkungen bestehender Mischwasserentlastungen auf die makrozoobenthische Besiedelung ein Unterschied in der Artenzahl von mindestens 20% oder die Nichtübereinstimmung in wenigstens 3 Arten mit wenigstens mittlerer Abundanz oder in einer hochabundanten Art im Vergleich von 2 Stellen als signifikant angesehen werden (ATV, 1997a). In ähnlicher Weise werden Angaben zur Signifikanz von Unterschieden in Abundanz und Dominanz gemacht.

Wenn primär andere Belastungen als die Mischwasserentlastung als Ursache für die Beeinträchtigung erkannt werden, so sind keine über die Mindestanforderungen hinausgehenden Maßnahmen notwendig. Solange die entscheidenden Belastungen nicht reduziert werden können, ist dann durch Maßnahmen bei der Mischwasserentsorgung keine signifikante Verbesserung der Situation zu erwarten.

Nach der Ermittlung der Ursachen für die Beeinträchtigung muss daher schließlich noch das Sanierungsziel festgelegt werden. Denn selbst wenn eine „wesentliche Beeinträchtigung“ der Funktionsfähigkeit als gegeben angesehen wird und die maßgeblichen Belastungsfaktoren erhoben werden konnten, muss man immer noch klären, ob eine Wiederherstellung der Funktionsfähigkeit mit vertretbarem Aufwand überhaupt möglich ist. Bei vielen urbanen Fließgewässern wird das Sanierungsziel nicht dem Zustand der geringfügigen oder auch der mäßigen Beeinträchtigung entsprechen können.

5.7 Fallbeispiel Untersuchungsgebiet Stooberbach

5.7.1 Beschreibung des Gebietes

In einer Studie über den Einfluss von Mischwasserentlastungen auf ein kleines Gewässersystem im Burgenland sollte geklärt werden, ob die existierende Mischkanalisation, die nicht dem Stand der Technik entspricht, zu einer wesentlichen Beeinträchtigung der ökologischen Funktionsfähigkeit des Gewässers führt. Anhand dieser Studie soll die grundsätzliche Vorgangsweise bei der Prüfung der Wirkung der Mischwasserentlastung auf das Gewässer dargelegt und diskutiert werden.

Das Untersuchungsgebiet (siehe Abbildung 5-19) liegt im Übergangsbereich zwischen den Ostalpen und dem pannonischen Raum. Die mittlere Niederschlagshöhe beträgt 650 mm. Das vom Stooberbach durchflossene Hügelland ist weitgehend von landwirtschaftlichen Flächen bedeckt, die nur lokal von ungenutzten oder extensiv genutzten Wiesen durchsetzt sind. Das Einzugsgebiet des Stooberbaches und seiner beiden Quellbäche Schwarzbach und Sieggrabenbach weist bis Oberpullendorf eine Größe von 149 km² auf. In Oberpullendorf beträgt der Abfluss des Stooberbaches bei Niedrigwasser (MNQ) 140 l/s und bei mittlerem Abfluss (MQ) 570 l/s. Die Abflussdaten des Schwarzbaches in Kobersdorf wurden anhand der Einzugsgebietsgröße geschätzt, der Niedrigwasserabfluss liegt demnach bei 50 l/s.

Das Gefälle des Schwarzbachs beträgt bis Kobersdorf 1 % und darüber. Nach der Einmündung des Sieggrabenbaches fällt das Gefälle des Stooberbaches auf 0,4 % im Bereich von St.Martin bis Oberpullendorf. Der Abschnitt bis Kobersdorf ist dem Hyporithral zuzurechnen, ab Stooberbach nimmt das Gewässer zunehmend epipotamalen Charakter an.

Gemäß der Einteilung nach Braukmann (1987) würde der Sieggrabenbach als Karbonatbach und der Schwarzbach als Silikatbach gelten. Ersterer ist durch eine elektrische Leitfähigkeit von 500 µS und eine Gesamthärte von ca. 14°dH gekennzeichnet, während beim Schwarzbach die elektrische Leitfähigkeit zwischen 200 und 300 µS und die Gesamthärte unter 8°dH liegen. Der Stooberbach entspricht bis Oberpullendorf eher einem „Silikatbach“. Beim Schwarzbach beträgt die Karbonathärte ca. 3,5 °dH, beim Sieggrabenbach ca. 11 °dH und im Stooberbach steigt sie von ca. 4 °dH bei Weppersdorf auf 5,5 °dH in Oberpullendorf.

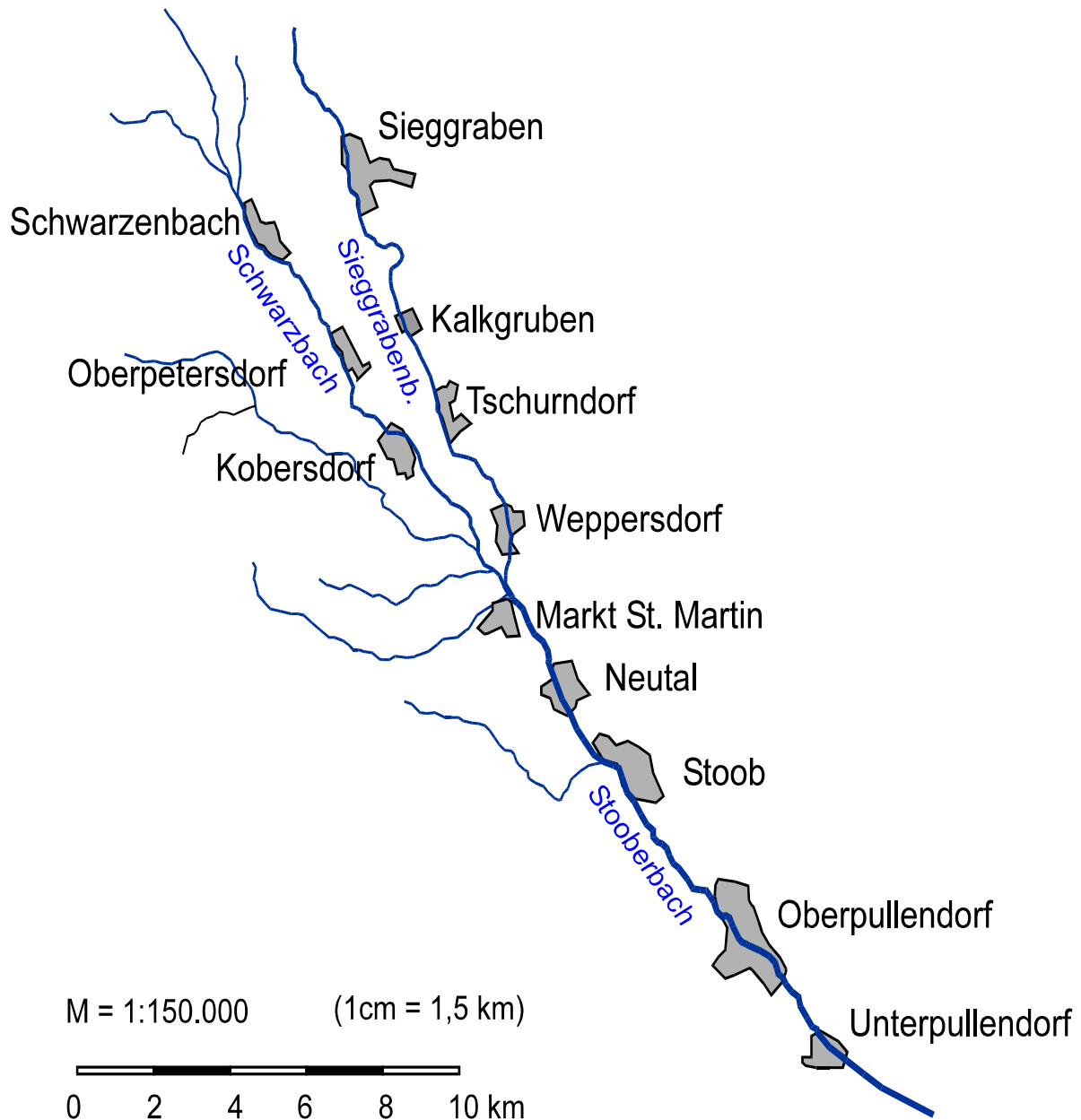


Abbildung 5-19: Untersuchungsgebiet Stoberbach (Burgenland)

Entlang des Stoberbaches liegen zahlreiche Ortschaften mit insgesamt 12.500 Einwohnern, deren Abwässer zur zentralen Kläranlage Oberpullendorf am Ende des Untersuchungsgebietes geleitet werden. Alle Ortschaften werden nahezu ausschließlich im Mischsystem entwässert. Es gibt in den Ortschaften zahlreiche (ca. 30) Regenentlastungen, die vielfach nach dem Verdünnungsprinzip bemessen wurden, also deutlich weniger als Q_{krit} weiterleiten, und daher nicht dem Stand der Technik (nach A-128 bzw. ÖWAV 19) entsprechen. Der

Durchmesser der Transportleitungen zwischen den Ortschaften ist durchwegs sehr klein. Das Verhältnis zwischen Drosselabfluss und durchschnittlichem Trockenwetterabfluss liegt bei den meisten Regenüberläufen zwischen 6 und 15. Auf der Kläranlage und an 3 weiteren Stellen im Einzugsgebiet wurden Regenüberlaufbecken bzw. ein Stauraumkanal errichtet. Das insgesamt vorhandene Speichervolumen beträgt $9 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$.

Für den örtlichen Abwasserverband stellte sich die Frage, ob das vorhandene System, das nicht dem Stand der Technik (nach ÖWAV Regelblatt 19, 1987) entspricht, zu einer Beeinträchtigung der Gewässergüte führt. Hinzu kamen Zweifel, ob es wirklich sinnvoll ist, bei allen Regenüberläufen, bei denen eine Weiterleitung von Q_{krit} nur mit technisch und wirtschaftlich nicht vertretbarem Aufwand (Neubau größerer Abschnitte des Verbandssammlers) erreichbar ist, Regenüberlaufbecken zu errichten, da dies in jeder Ortschaft den Bau von zumindest einem, vielfach aber mehreren Regenüberlaufbecken notwendig machen würde.

5.7.2 Abschätzung der Gefahr von mischwasserbedingten Sauerstoffdefiziten und akuter Ammoniaktoxizität

Da die physikalische Wiederbelüftung beim Stooberbach aufgrund des relativ hohen Gefälles ($> 0,35 \%$) sehr hoch ist, wären Sauerstoffgehalte $< 4 \text{ mg/l}$ nur bei sehr hohen Belastungen und nur bei vorhandenen Dauerbelastungen zu erwarten. Da dies nicht der Fall ist, sind kurzfristige, für Fische letale Sauerstoffdefizite nicht zu befürchten. Das Schwergewicht der Bearbeitung lag daher in der Beurteilung der Gefahr von Ammoniaktoxizität als Folge von Mischwasserentlastungen. In der folgenden Tabelle sind im Stooberbach gemessene pH-Werte zusammengestellt. In den ersten Spalten sind die Werte aus Oberpullendorf enthalten, in den weiteren Spalten die Werte aus Strebersdorf, das ca. 10 km flussabwärts liegt. Die fett gedruckten Werte wurden von der Burgenländischen Landesregierung Abt. Gewässeraufsicht gemessen. Die übrigen Werte sind von anderen Institutionen (ARGE-Ökologie, 1996, eigene Messungen) erhoben worden.

Erstaunlich ist, dass in den Sommermonaten Juni bis September der maximale pH-Wert 8,2 war, während in den Winter- und Frühjahrsmonaten Jänner bis April pH-Werte bis zu 8,7 gemessen wurden. Es wäre denkbar, dass in der Zeit fehlender Beschattung trotz der geringen Temperatur eine stärkere Primärproduktion, und damit ausgeprägtere pH-Wert Schwankungen, auftreten.

In Strebersdorf wurden nie pH-Werte > 8,2 registriert.

Messungen des pH-Wertes wurden auch am Schwarzbach und am Sieggrabenbach durchgeführt, wobei am Sieggrabenbach nur an 5 Terminen gemessen wurde. Am Sieggrabenbach scheint der pH-Wert relativ konstant zu sein (8,0 bis 8,4). Die Werte liegen in dem von Braukmann für einen „mäßig harten Karbonatbach“ angegebenen Bereich. Der höchste Wert wurde im Juli 96 mit 8,4 gemessen. An den vergleichbaren Untersuchungstagen wurden im Schwarzbach und im Stooberbach sowohl deutlich niedrigere als auch deutlich höhere pH-Werte (im Durchschnitt aber niedrigere) gemessen. Am Schwarzbach lagen die Werte zwischen 7,7 und 8,4, und am Stooberbach zwischen 7,7 und 8,7. Im Mittel liegen die pH-Werte im Sieggrabenbach über jenen im Schwarzbach und im Stooberbach.

Tabelle 5-19: pH-Werte im Stooberbach bei Oberpullendorf (Op) und Strebersdorf (Str)

	Op	Op	Op	Op	Str	Str	Str	Str
	1994	1995	1996	1997	1994	1995	1996	1997
Jänner			8,7 8,2		7,9	8,0	8,1 8,2	8,0
Februar	8,4	8,0	7,8	8,3	7,9	7,7	7,9	8,0
März		7,7		8,7	7,6	7,9	7,6	7,9
April	8,7	8,0	7,6	8,3	7,9	7,6	7,7	8,0
Mai					7,8	7,7	7,6	7,4
Juni	8,0	7,8	7,9	8,0	7,9	7,8	7,9	7,7
Juli		7,9	7,9	7,9	7,9	8,1	7,6 7,8	8,0
August		8,1	7,7	8,2	8,1	8,1	7,7	8,2
September		8,0		7,9	7,5	7,5	7,6	8,0
Oktober	7,9	8,0	7,8	8,1	7,9	7,6	7,9	8,1
November		7,9			8,0	7,9	7,7	7,8
Dezember	8,0	7,9	8,0	8,0	7,5	7,4	8	7,9

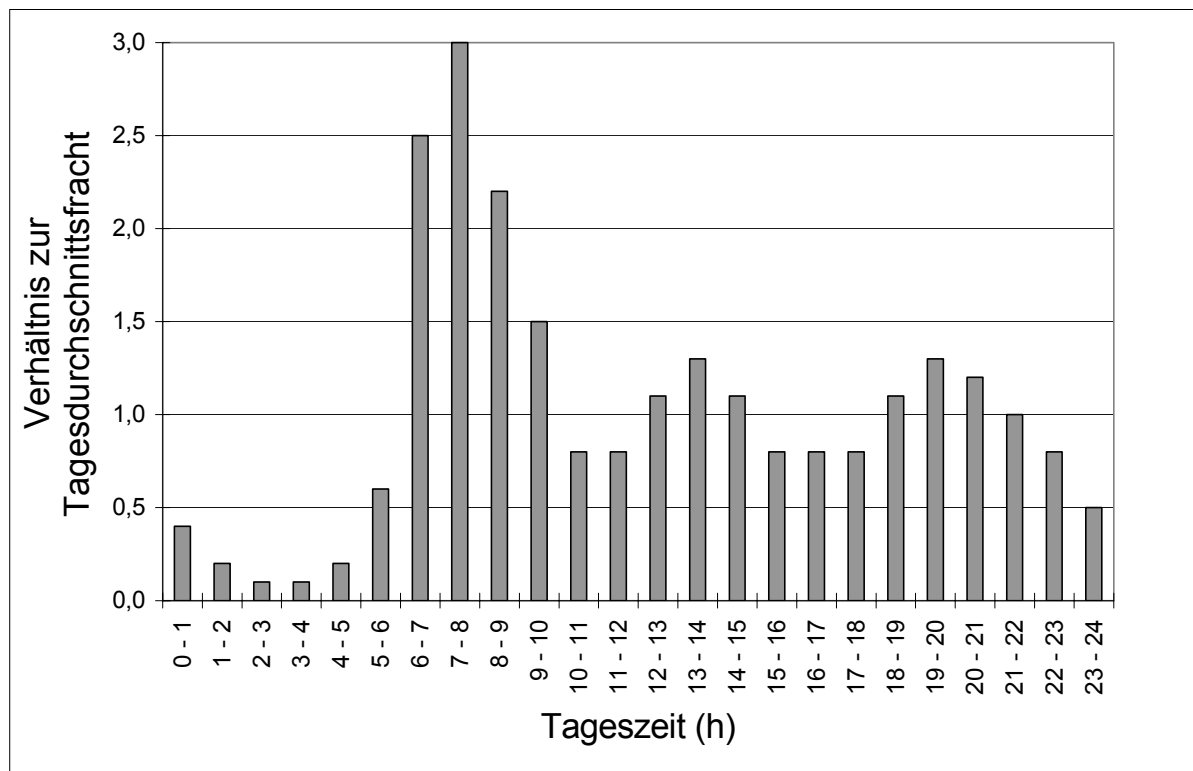


Abbildung 5-20: Stickstoff-Tagesganglinie, die für die Berechnungen verwendet wurde

Im Folgenden wird das Ergebnis der Simulation für den bezüglich NH_3 -Toxizität kritischsten Punkt im Kanalnetz, das Regenüberlaufbecken in Tschurndorf, gezeigt. An das Kanalnetz oberhalb des Beckens sind ca. 2.500 EW angeschlossen. Es wurde mit einer spezifischen Stickstofffracht im Schmutzwasser von $11 \text{ g N}/(\text{EW} \cdot \text{d})$ gerechnet, davon 60 % als $\text{NH}_4\text{-N}$. Für die Simulation wurde die in Abbildung 5-20 gezeigte Stickstoff-Tagesganglinie verwendet. Das Volumen des Beckens ist 240 m^3 , das sind etwa $7 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$. Der Drosselabfluss beträgt 30 l/s . Dieser Drosselabfluss ließe sich nur durch eine Neuverlegung der nachfolgenden 3 km langen Transportleitung erhöhen. Für die Simulation wurden die Regenereignisse der Monate Mai bis September von 1986 bis 1994 (9 Jahre) berücksichtigt.

Der Gewässerabfluss wurde mit 15 % des am Pegel Oberpullendorf aufgezeichneten Wertes festgelegt. Für Temperatur und pH-Wert wurden 20°C bzw. 8,2 angenommen, damit liegt man bei der Abschätzung der maximalen $\text{NH}_3\text{-N}$ -Konzentrationen auf der sicheren Seite. Tabelle 5-20 zeigt, dass der von der EPA vorgegebene Grenzwert für $\text{NH}_4\text{-N}$ von $3,8 \text{ mg/l}$ bei $\text{pH} = 8,2$ insgesamt 3 mal überschritten wurde. Damit ist die Forderung, wonach nicht öfter als 1-mal in 3 Jahren eine solche Überschreitung stattfinden darf, gerade noch erfüllt. Der von der ATV vorgeschlagene Kurzzeitgrenzwert wurde

hingegen mehrfach überschritten. Selbst wenn der pH-Wert im Gewässer nach der Einleitung nur 7,9 statt 8,2 beträgt, würden NH₃-N-Konzentrationen > 0,1 mg/l auftreten.

Tabelle 5-20: NH₃-N-Konzentrationen im Siegrabenbach unterhalb des RÜB Tschurndorf (Ereignisse mit NH₃-N-Konzentrationen im Gewässer > 0,1 mg/l)

Datum	Entlastung				Gewässer			
	D	VQe	NH ₄ -N	Q	NH ₄ -N	Q _{Bach}	NH ₄ -N	NH ₃ -N
	min	m ³	g	l/s	mg/l	l/s	mg/l	mg/l
05.08.86	30	63	440	35,0	7,0	18	4,68	0,278
13.08.87	105	375	1190	59,5	3,2	20	2,43	0,144
27.09.87	220	843	2700	63,9	3,2	18	2,54	0,151
21.08.88	225	1054	3140	78,1	3,0	15	2,53	0,150
18.06.89	100	280	1350	46,7	4,8	23	3,30	0,195
22.07.89	90	454	940	84,1	2,1	15	1,79	0,106
31.07.89	235	1493	2910	105,9	1,9	13	1,76	0,104
07.08.90	25	23	120	15,3	5,2	21	2,32	0,137
21.08.90	70	242	690	57,6	2,9	12	2,39	0,142
01.09.92	340	2381	5290	116,7	2,2	4	2,15	0,128
04.09.92	110	401	1250	60,8	3,1	5	2,90	0,172
11.07.93	45	100	290	37,0	2,9	18	2,02	0,120
18.07.93	125	501	1500	66,8	3,0	17	2,43	0,144
09.08.93	15	30	160	33,3	5,3	16	3,67	0,218
25.08.93	45	50	240	18,5	4,8	10	3,19	0,189
31.08.93	110	250	1630	37,9	6,5	23	4,13	0,245
26.09.93	165	251	1440	25,4	5,7	19	3,37	0,200
29.09.93	390	1761	5810	75,3	3,3	22	2,60	0,154
10.07.94	75	256	990	56,9	3,9	22	2,84	0,169
18.08.94	150	924	3500	102,7	3,8	20	3,20	0,190
29.08.94	110	263	940	39,8	3,6	17	2,57	0,152
17.09.94	105	310	1660	49,2	5,4	14	4,21	0,250

Ob es im gegebenen Fall zu fischgefährdenden $\text{NH}_3\text{-N}$ -Konzentrationen kommen kann, lässt sich im Hinblick auf die stark differierenden Grenzwerte nicht beantworten. Die fischökologische Untersuchung (siehe Kapitel 5.7.5) hat keine wesentliche Beeinträchtigung des Fischbestandes ergeben. Es wurde daher empfohlen, vor der Verwirklichung eventueller Baumaßnahmen, den pH-Wert unterhalb der Entlastungsstelle einige Monate lang kontinuierlich zu messen, um festzustellen ob es Dämpfungen des pH-Wertes während der Mischwasserentlastungen gibt.

In den Sommern 1992 und 1994 sind im Stooberbach Fischsterben aufgetreten. In beiden Sommern waren die Gewässerabflüsse zeitweise extrem gering (ca. 20 l/s in Oberpullendorf). Über das Ausmaß und den Ort der Fischsterben lagen keine Angaben vor. Mittel- bis langfristige Auswirkungen (wie z.B. ein Ausfall von Altersklassen) waren aber nicht erkennbar. Es wurde daher empfohlen zukünftige Fischsterben möglichst genau zu dokumentieren. Dabei sollen der Zeitpunkt des ersten Auftretens toter Fische, betroffene Standorte, betroffene Fischarten und nach Möglichkeit eine Quantifizierung des Fischsterbens angegeben werden.

Maßnahmen zur Reduzierung der Höhe, Dauer und Häufigkeit von kritischen Ammoniumkonzentrationen wurden in Kapitel 5.3.4 gezeigt und in ihrer Wirkung diskutiert. Im gegebenen Fall scheidet die Erhöhung des Drosselabflusses aus wirtschaftlichen Gründen aus, daher kommt in erster Linie eine Vergrößerung des Regenüberlaufbeckenvolumens in Betracht.

5.7.3 Ökomorphologie - Hydrologie

Die ökomorphologische Bewertung wurde nach Werth (1987) durchgeführt (7 Klassen von I bis IV). Der Flussverlauf des Stooberbachs und seiner beiden Quellbäche wurde im gesamten Verlauf vergleichmäßig, Seiten- und Altarme gibt es keine mehr. Die Ackerflächen reichen fast immer bis an die Böschungskante. Die Abschnitte flussaufwärts von St.Martin verfügen aber über einen relativ dichten Uferbewuchs, der eine gute Beschattung des Gewässers gewährleistet, über eine naturnahe Gewässersohle mit Wechseln von Flachstellen und Eintiefungen und einer guten Substratdiversität und über eine relativ große Variabilität hinsichtlich der Böschungsausprägung. Sie können daher als naturnah eingestuft werden (ARGE Ökologie, 1996).

Im Gegensatz dazu ist der Stooberbach im weiteren Verlauf bis Oberpullendorf ökomorphologisch stark beeinträchtigt. Am massivsten betroffen ist der

Abschnitt zwischen St.Martin und Stoob. Hier wurden in ca. 50 m Abständen Querbauten errichtet, der Flussverlauf vollständig begradigt und die Sohle gepflastert. Die Ufervegetation fehlt fast vollständig.

5.7.4 Limnologische Untersuchungen

Die Untersuchungen berücksichtigten einen unverbauten Abschnitt am Schwarzbach bei Kobersdorf (ober- und unterhalb der Ortschaft), einen regulierten Abschnitt am Stooberbach bei Stoob (ober- und unterhalb der Ortschaft) sowie eine naturnahe Referenzstrecke am Stooberbach bei St.Martin (ARGE Ökologie, 1996).

An 2 Probenahmeterminen wurden die chemisch-physikalischen und ökomorphologischen Rahmenbedingungen sowie die phyto- und zoobenthische Besiedelung aufgenommen und bewertet. Weder bei der phyto- noch bei der zoobenthischen Besiedelung wurden signifikante Unterschiede zwischen den Standorten ober- und unterhalb der beiden Ortschaften beobachtet (Ein allfälliger Unterschied hätte auch nur auf eine in der Ortschaft auftretende Belastung hingewiesen. Ob es sich dabei um Mischwasserentlastungen oder um andere Einleitungen handelt, wäre damit noch nicht geklärt gewesen). Stoffliche Belastungen konnten zwar beim Regenüberlauf unterhalb von Stoob festgestellt werden (reduzierte Sedimentschicht im zeitweise nicht durchflossenen „pool“-Bereich unmittelbar unterhalb des Regenüberlaufs), Auswirkungen auf die Biozönose im Gewässer waren aber nicht erkennbar.

Die größte Ähnlichkeit in der Besiedelung wiesen jeweils die räumlich nächstgelegenen Standorte, also ober- und unterhalb von Kobersdorf und ober- und unterhalb von Stoob auf. Die Besiedelung am Standort St.Martin nimmt eine Mittelstellung zwischen den Bereichen Kobersdorf und Stoob ein, ist aber im großen und ganzen mehr den oberstromigen Zönosen vergleichbar. Der Unterschied der Benthoszönosen von St.Martin und Kobersdorf (geringere Vorkommen reophiler, kaltstenothermer Formen in St.Martin) entspricht dem natürlichen Unterschied von Gefälle, Abfluss und Sedimentzusammensetzung. Deutlicher ist der Unterschied der Zönosen zwischen St.Martin und Stoob, obwohl diese beiden Standorte nur wenige Kilometer auseinander liegen und hinsichtlich Gefälle und Abfluss einander viel ähnlicher sind als die Standorte Kobersdorf und St.Martin. In Stoob ist eine deutliche Zunahme euryöker Taxa erkennbar gewesen. Dies ist auf die massive Verbauung des Stooberbaches im Bereich von Stoob zurück zu führen. Die im Laufe der Zeit entlang des

Gewässers getätigten wasserbaulichen Maßnahmen, und zwar sowohl im Gewässerlängsverlauf als auch in der Beziehung der Gewässerabschnitte mit ihrem direkten Umland, wurden aus limnologischer Sicht wesentlich negativer beurteilt als die Auswirkungen der Regentlastungen.

Ein vorrangiges Ziel für die Sanierung sollte eine Bepflanzung der Böschungen sein. Diese Maßnahme würde zum einen die Beschattung des Gewässers verbessern und damit das Algenwachstum verringern und zum anderen den Eintrag aus der Landwirtschaft verringern. Eine Restrukturierung des Gewässerbettes ließe eine Erhöhung der Sedimentheterogenität erwarten. Maßnahmen in dieser Richtung würden bereits mit geringem Aufwand zu einer deutlichen Verbesserung des Ist-Zustandes aus ökologischer Sicht führen.

5.7.5 Fischökologie

An den fünf für den limnologischen Bericht ausgewählten Standorten sowie im Bereich der ARA wurden an 2 Terminen Befischungen durchgeführt (ARGE Ökologe, 1997). Die Gewässertiefe lag im Mittel zwischen 0,27 und 0,56 m. Insgesamt konnten 10 Fischarten festgestellt werden, unter denen die Bachforelle, der Aitel, der Gründling, die Bachschmerle und der Schneider dominieren. Im Oberlauf stellt die Bachforelle die häufigste Fischart dar, ab St.Martin steigt der Anteil der karpfenartigen Fische stark an, bei Stoob ist der Aitel (ein karpfenartiger Fisch) zahlenmäßig die bedeutendste Art. Die Hauptursache für die Veränderung des Fischbestandes im Mittellauf des Stooberbaches (oberhalb von Stoob) ist die Gewässerverbauung und die mit ihr einhergehende Verringerung der Strömungsgeschwindigkeit, verbunden mit einer Erhöhung des Temperaturganges. Mittel- bis langfristig überwiegt dieser anthropogene Eingriff etwaige Beeinträchtigungen durch Abwasserbelastungen bei weitem. In diesem Abschnitt des Stooberbaches muss man von einer mäßigen bis wesentlichen Beeinträchtigung der Fischfauna sprechen, während sie weiter oberhalb nur geringfügig ist.

Bei der Bewertung der Fischfauna stellt die fischereiliche Bewirtschaftung eine entscheidende Einflussgröße auf die Bewertungskriterien (Artenzahl, Abundanz, Populationsstruktur) dar. Diesbezüglich lagen leider keine Informationen vor, dieser Unsicherheitsfaktor ist bei der Interpretation des Ergebnisses zu berücksichtigen.

5.7.6 Chemisch- physikalische Parameter

Aufgrund der von der Gewässeraufsicht alle 2 Monate gemessenen BSB₅-, CSB-, NH₄-N-, NO₃-N- und ges.P-Konzentrationen kann insgesamt eine mäßige „Grundbelastung“ angenommen werden. Die Nitratkonzentrationen liegen bei durchschnittlich 2-4 mg NO₃-N/l und deuten auf die intensive landwirtschaftliche Nutzung im Untersuchungsgebiet hin. Die ges.P-Konzentrationen schwanken in einem weiten Bereich zwischen 0,03 mg/l und 0,3 mg/l. Bei einer Probenahme wurden außerdem unterhalb von St.Martin 10 mg NH₄-N/l (unter Trockenwetterbedingungen) gemessen. Die Ursache für diese Belastung (Gülle?) blieb unklar, gerade in Bezug auf Ammoniaktoxizität können solche Belastungen aber durchaus bedeutend sein.

5.7.7 Gesamtbeurteilung

Eine wesentliche Beeinträchtigung der ökologischen Funktionsfähigkeit des Stooberbaches durch die Mischwasserentlastungen war nach ÖNORM M6232 nicht gegeben. Weder die limnologischen Untersuchungen noch die fischökologischen Untersuchungen haben Hinweise auf eine Beeinträchtigung durch Mischwasserentlastungen gebracht. Akute Toxizität durch zu hohe Ammoniakkonzentrationen oder durch zu niedrige Sauerstoffkonzentrationen ist nicht zu erwarten. Weder anhand der Korngrößenzusammensetzung noch über die Reaktion der Biozönose konnten hydraulisch bedingte Auswirkungen der Mischwasserentlastungen beobachtet werden. Da der Anteil der versiegelten Fläche am hydrologischen Einzugsgebiet deutlich kleiner als 5 % ist, war mit einem solchen Effekt auch nicht zu rechnen.

Während der Stooberbach im Bereich bis St.Martin generell als geringfügig bis mäßig beeinträchtigt bezeichnet werden kann, ist die ökologische Funktionsfähigkeit unterhalb von St.Martin durch die wasserbaulichen Eingriffe wesentlich beeinträchtigt. Dies wurde sowohl durch die limnologischen als auch die fischökologischen Untersuchungen bestätigt. Im gegebenen Fall ist es daher relativ einfach einen Prioritätenkatalog notwendiger Maßnahmen zur Verbesserung der ökologischen Gewässerqualität zu erstellen. Schwieriger ist es, wenn mehrere Faktoren als Ursache für die Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit des Gewässers in Frage kommen, wenn also nicht nur die wasserbaulichen Eingriffe sondern z.B. auch die Belastung durch die Regenüberläufe von Bedeutung sind. Hier wird man abwägen müssen, mit welcher Maßnahme man am effizientesten (Kosten/Nutzen-Analyse) eine Verbesserung der ökol. Gewässergüte erreicht.

5.7.8 Anpassung an den Stand der Technik - Aufteilung des Regenüberlaufbeckenvolumens

Die in Österreich für die Bemessung von Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation in der Regel verwendeten Richtlinien (ÖWAV-Regelblatt 19, ATV-Arbeitsblatt A-128) verlangen die Errichtung von Speicherbecken, wenn die Weiterleitung des kritischen Mischwasserabflusses Q_{krit} nicht gewährleistet werden kann (oder soll). Bei Errichtung von Regenüberlaufbecken wird der Drosselabfluss auf etwa $Q_m = 2 \cdot Q_s + Q_f$ eingestellt.

Da entlang des „Stoobach“-Verbandssammlers zahlreiche Regenüberläufe nach dem Verdünnungskonzept bemessen wurden, und daher nicht Q_{krit} Richtung Kläranlage weiterleiten, müssten im Verbandsgebiet einige Regenüberlaufbecken errichtet werden. Diese Vorgangsweise kann aber auch zu Problemen führen, wie man am Beispiel des Sieggrabenbaches leicht zeigen kann.

Wenige km flussaufwärts von Tschurndorf liegen Kalkgruben und Sieggraben. Sieggraben ist die erste Ortschaft, die vom Sieggrabenbach durchflossen wird. Der Regenüberlauf am Ortsende von Sieggraben hat einen Drosselabfluss von 78 l/s (Rusaplan, 1984). Bei einer undurchlässigen Fläche von 24 ha ergibt dies eine Regenspende von $3 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha}_{\text{Ared}})$. Dieser Regenüberlauf wäre in ein Regenüberlaufbecken mit einem Drosselabfluss von 20 l/s umzuwandeln.

Aus der Sicht des unmittelbar betroffenen Gewässers wäre diese Maßnahme kontraproduktiv. Die Errichtung des Beckens hätte zur Folge, dass sich die $\text{NH}_3\text{-N}$ -Konzentrationen im Sieggrabenbach gegenüber dem aktuellen Zustand verdoppeln würden – siehe Abbildung 5-21. Im gegebenen Fall ist jede Reduzierung des derzeit existierenden Drosselabflusses abzulehnen.

Berücksichtigt man ausschließlich Immissionskriterien für die Entscheidung, so kann im gegebenen Fall eindeutig empfohlen werden, den bestehenden Regenüberlauf in Sieggraben zu belassen. Gleiches gilt für den Regenüberlauf in Kalkgruben.

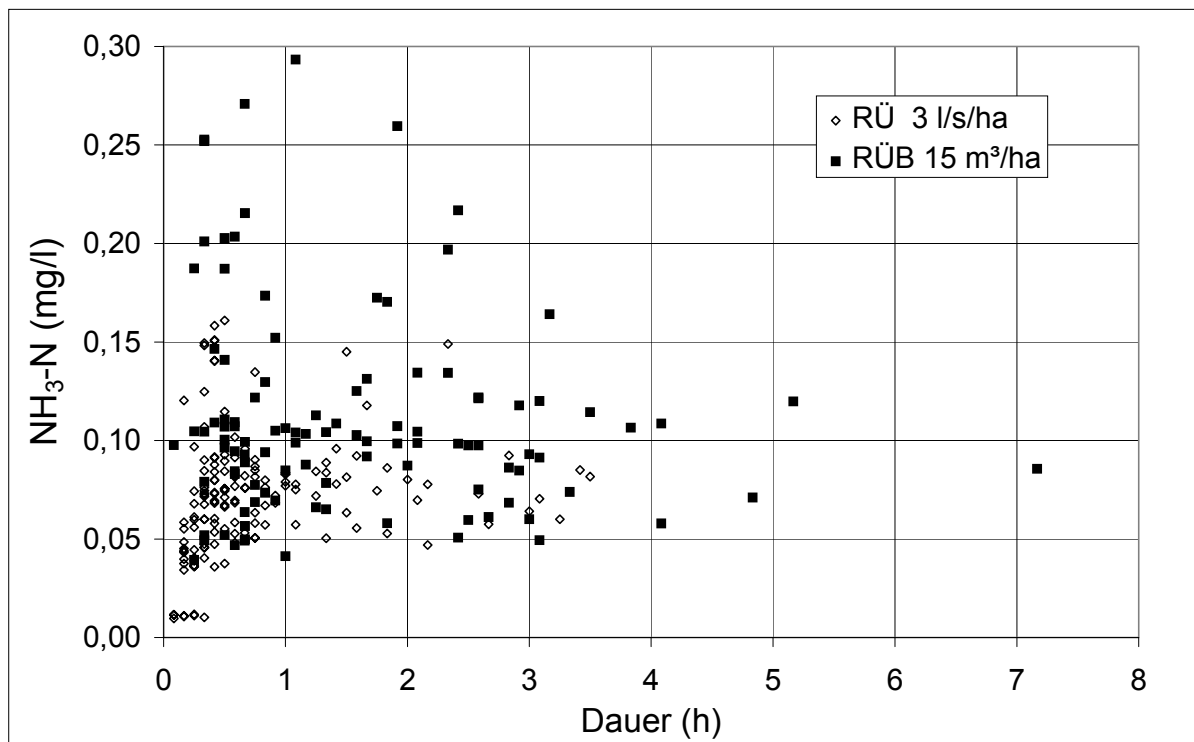


Abbildung 5-21: Wirkung einer Umwandlung des bestehenden RÜ in Siegraben in ein RÜB auf die NH₃-N-Konzentrationen im Siegrabenbach

Nun soll noch gezeigt werden, wie sich das bestehende System, bei dem nur in Tschurndorf das existierende Becken auf $V_s = 15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ erweitert wird und die Regenüberläufe in Siegraben und Kalkgruben einfach bestehen bleiben, vom „Sanierungssystem“, bei dem zusätzlich zur Beckenerweiterung in Tschurndorf die Drosselabflüsse der Regenüberläufe in Siegraben und in Kalkgruben auf $r_{\text{krit}} = 15 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ erhöht werden, hinsichtlich der Emissionen, der Überlaufhäufigkeit und der Überlaufdauer unterscheidet.

Tabelle 5-21: Entlastungsvolumina, Überlaufhäufigkeit und -dauer im bestehenden System

	VQe (m³/a)	N (1/a)	D (h/a)
RÜ Siegraben, $A_{\text{red}} = 24 \text{ ha}$, $Q_d = 78 \text{ l/s}$	35.598	82	121
RÜ Kalkgruben, $A_{\text{red}} = 6 \text{ ha}$, $Q_d = 102 \text{ l/s}$	8.246	75	95
RÜB Tschurndorf, $A_{\text{red}} = 7,5 \text{ ha}$, $V = 565 \text{ m}^3$ $Q_d = 30 \text{ l/s}$	40.511	53	167
Summe	84.355		

Tabelle 5-21 zeigt die Emissionen im bestehenden System, bei dem nur das Regenüberlaufbecken in Tschurndorf erweitert wird. Die Regenabflusspende des Regenüberlaufs in Sieggraben beträgt $3 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$, die des Regenüberlaufs in Kalkgruben knapp $4 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$. Das spezifische Volumen des Regenüberlaufbeckens in Tschurndorf ist $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$, die Regenabflusspende $0,7 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$. Insgesamt werden 45,3 % des jährlichen Niederschlagsabflusses entlastet.

Beim „Sanierungssystem“ werden die Drosselabflüsse der Regenüberläufe in Sieggraben und Kalkgruben auf 360 l/s bzw. 450 l/s erhöht. Beide entsprechen dann den Anforderungen nach ÖWAV-Regelblatt 19 (ÖWAV, 1987) oder ATV Arbeitsblatt A-128 (ATV, 1992). Insgesamt werden bei diesem Szenario 43,9 % des jährlichen Niederschlagabflusses entlastet. Der Unterschied hinsichtlich der Gesamtemissionen zwischen den beiden Systemen ist also sehr gering.

Tabelle 5-22: Entlastungsvolumina, Überlaufhäufigkeit und -dauer im „Sanierungssystem“

	VQe (m ³ /a)	N (1/a)	D (h/a)
RÜ Sieggraben, A _{red} = 24 ha, Q _d = 78 l/s	3.603	16	7
RÜ Kalkgruben, A _{red} = 6 ha, Q _d = 102 l/s	1.052	16	7
RÜB Tschurndorf, A _{red} = 7,5 ha, V = 565 m ³ Q _d = 30 l/s	77.110	60	187
Summe	81.765		

Für das Untersuchungsgebiet wurde daher vorgeschlagen, die existierenden Regenüberläufe an den Quellbächen des Stooberbaches im Wesentlichen beizubehalten, weil die Erhöhung der Drosselabflüsse sehr teuer wäre und die Gesamtemissionen dadurch nur geringfügig reduziert würden. Die Errichtung von Regenüberlaufbecken mit $Q_d = 2 Q_t$ führt im Vergleich zum aktuellen Zustand zu deutlich höheren NH₃-N-Konzentrationen im Sieggrabenbach. Die Regenüberlaufbecken sollten daher möglichst am Stooberbach situiert werden und nicht bereits an den Quellbächen - selbst wenn dann Regenüberläufe an den beiden Quellbächen kritische Regenspenden von nur 3-4 $\text{l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ aufweisen.

6 SCHLUSSFOLGERUNGEN UND VORSCHLÄGE

Die „kombinierte Berücksichtigung“ von Emissions- und Immissionsprinzip, wobei das jeweils strengere Prinzip anzuwenden ist, entspricht vom Grundsatz her sowohl den Vorgaben des österreichischen Wasserrechtes als auch dem „kombinierten Ansatz“, den die Wasserrahmenrichtlinie der EU bei der Gewässerbewirtschaftung vorsieht (EU, 2000).

6.1 Mindestanforderungen

In der Richtlinie für die Behandlung von kommunalem Abwasser 91/271 EWG wird im Anhang I (Anforderungen an kommunale Abwässer) angeführt: „Da es in der Praxis nicht möglich ist, Kanalisationen und Behandlungsanlagen so zu dimensionieren, dass in Extremsituationen, wie z.B. bei ungewöhnlich starken Niederschlägen das gesamte Abwasser behandelt werden kann, beschließen die Mitgliedstaaten Maßnahmen zur Begrenzung der Verschmutzung aus Regenüberläufen. Solche Maßnahmen können vom Mischungsverhältnis, von der Leistungsfähigkeit bezogen auf den Trockenwetterabfluss oder von einer bestimmten tragbaren jährlichen Überlaufhäufigkeit ausgehen.“ Konkrete Vorgaben enthält die Richtlinie nicht.

In der Allgemeinen Abwasseremissionsverordnung, einer Durchführungsverordnung zum österreichischen Wasserrechtsgesetz, wird verlangt, dass in einer Mischkanalisation bei Niederschlagsereignissen, Spül- oder sonstigen Vorgängen anfallende Schmutzstoffe weitestgehend in der zentralen Abwasserreinigungsanlage behandelt werden sollen - nötigenfalls unter Zwischenschaltung von Regenüberlaufbecken zur Speicherung und mechanischen Reinigung.

Der dem Vorsorgeprinzip entsprechende Grundsatz, dass an Mischwasserentlastungen unabhängig vom empfangenden Gewässer Mindestanforderungen gestellt werden sollen, wird durch die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit gestützt. Anhand von Kosten/Nutzen-Überlegungen wurden Grundlagen für die Festlegung von Mindestanforderungen erarbeitet, die im Folgenden zusammengefasst werden.

In jedem Fall sollten Vermeidungsmaßnahmen an der Quelle in Betracht gezogen werden, die in der vorliegenden Arbeit aber nicht primär behandelt wurden. Dazu gehören die Reduzierung von Niederschlagsabflüssen durch eine möglichst geringe Flächenversiegelung und die Vermeidung von potentiellen

Schadstoffquellen etwa bei Dachdeckungen, Wandverkleidungen, Fahrbahnbelägen, im Kraftfahrzeugbau und -betrieb. So konnten z.B. die Bleiemissionen durch die Umstellung auf bleifreies Benzin deutlich gesenkt werden. Dies zeigt sich bereits an den Schwermetallgehalten im Klärschlamm (Zeßner, 1999). Auch beim Einsatz von Metallen (Zink, Kupfer) für Dachdeckungen gelangen potentielle Schadstoffe in die Umwelt, die durch Maßnahmen in der Siedlungswasserwirtschaft nur auf verschiedene Senken verteilt werden. Der Gewässerschutz beginnt daher bereits bei der Planung und Genehmigung von Bauvorhaben.

Wenn Vermeidungsmaßnahmen an der Quelle ausgeschöpft sind (bzw. deren Kosten/Nutzen-Verhältnis zu ungünstig wird), dann lassen sich die entlasteten Mischwassermengen durch Versickerung von gering verunreinigten Niederschlagsabflüssen bzw. durch deren Ableitung in nahe gelegene Oberflächengewässer verringern. Auch durch eine Erhöhung der Kapazität der Kläranlage (für Regenwasser) und durch Schaffung bzw. verbesserte Ausnutzung von Speicherraum im Kanalnetz kann man die entlasteten Mischwassermengen reduzieren.

Diese Varianten wurden in der vorliegenden Arbeit anhand von Kosten/Nutzen-Überlegungen untersucht. Dabei wurden von der Vorgangsweise her zwei Fälle unterschieden.

- Vergleich von Varianten anhand eines Kostenvergleichs (der geforderte „Nutzen“ ist vorgegeben)
- Kosten-Nutzen-Untersuchungen im eigentlichen Sinn (der geforderte „Nutzen“ ist offen)

Ergebnisse der durchgeführten Kostenvergleiche (Nutzen ist vorgegebenen):

Man kann nicht davon ausgehen, dass die Versickerung von Niederschlagsabflüssen in dezentralen Versickerungsanlagen generell kostengünstiger ist als die Ableitung der Niederschlagsabflüsse im Kanal und die damit verbundene Mischwasserbehandlung. Im Einzelfall, vor allem bei lockerer Verbauung im ländlichen Raum, kann es aber zutreffen, dass die dezentrale Versickerung z.B. von Dachabflüssen geringere Kosten verursacht als die Ableitung im Kanal. Versiegelte Flächen von einem bestehenden Kanalnetz abzukoppeln ist in der Regel nur dann kostengünstig, wenn dadurch eine Kanalsanierung vermieden werden kann. Durch die dezentrale Versickerung von Regenabflüssen wird die Siedlungsentwässerung an „natürliche, lokale“ hydrologische Prozesse angepasst (Fleckseder, 1994). Diese Zielvorstellung

wurde auch im „Leitfaden zu einer Gesamthaften Entwässerungsplanung“ des Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverbandes (ÖWAV, 1998) verankert. Ob man für die Erreichung dieser Zielsetzung höher Kosten in Kauf nimmt als für eine konventionelle Ableitung, ist eine (weitgehend) von Wertvorstellungen abhängige Entscheidung. Die Voraussetzungen für eine Kostenvergleichsrechnung sind aber dann nicht mehr gegeben, weil der „Nutzen“ der dezentralen Versickerung höher eingestuft wird als der „Nutzen“ einer konventionellen Ableitung.

Die Kostenvergleichsrechnungen im Kapitel 4.6.3 haben gezeigt, dass eine Reduzierung der entlasteten Mischwassermengen in vielen Fällen kostengünstiger durch eine Erhöhung der Kläranlagenkapazität als durch eine Erhöhung des Speichervolumens im Kanal erreicht werden kann (vorausgesetzt die Reinigungsleistung der Kläranlage erfüllt dann weiterhin die gestellten Anforderungen). Idealerweise sollte ein auf die Kläranlage abgestimmter variabler Mischwasserzufluss gewählt werden, der zu Beginn des Ereignisses und bei Beckenentleerung unter $Q_m = 2Q_s + Q_f$ und in der Zwischenzeit über $Q_m = 2Q_s + Q_f$ liegt (Krauth 1998). Die schwerpunktmäßige Verlagerung der Regenwasserbehandlung an den Ort der Kläranlage (oder an möglichst wenige Punkte im Kanalnetz) ermöglicht eine optimierte Bewirtschaftung von Regenwasserbehandlung (-speicherung) und Kläranlage.

Solange es nur darum geht die kostengünstigste Variante zu finden, die erforderlich ist um ein vorgegebenes Ziel zu erreichen, kann dies mittels Kostenvergleichsrechnung erreicht werden. Insgesamt gilt aber, dass die Gesamtkosten für die Siedlungsentwässerung durch verschiedene Konzepte der Mischwasserentsorgung nur geringfügig beeinflusst werden, so lange der geforderte Wirkungsgrad (Nutzen) nicht geändert wird.

Ergebnisse der Kosten-Nutzen-Untersuchungen (Nutzen ist offen):

Man muss daher davon ausgehen, dass zukünftig der Nutzen (das notwendige Mindestmaß) der Mischwasserbehandlung immer wieder von neuem hinterfragt wird. Kosten-Nutzen-Untersuchungen gewinnen daher bei Entscheidungen in der Siedlungswasserwirtschaft zunehmend an Bedeutung. Ein Vergleich der Mindestanforderungen („Mindestnutzen“) an Entlastungsbauwerke der Mischkanalisation in den EU-Staaten zeigt zum Teil erhebliche Unterschiede (siehe Kapitel 3).

Die Kosten/Nutzen-Untersuchungen in Bezug auf das „optimale“

Regenüberlaufbeckenvolumen lassen keine eindeutig „beste“ Lösung erkennen. Je größer die Becken werden, umso ungünstiger wird das Kosten/Nutzen-Verhältnis. In der vorliegenden Arbeit wurde für Regenüberlaufbecken ein spezifisches Beckenvolumen von 10-15 m³/ha_{Ared} als Mindestanforderung vorgeschlagen. Bei kleineren Volumina nimmt die Überlaufhäufigkeit deutlich zu. Mit einem spezifischen Volumen von 15 m³/ha_{Ared} und einem Bemessungszufluss zur Kläranlage entsprechend $Q_m = 2Q_s + Q_f$ werden im Durchschnitt Entlastungsraten < 50 % erreicht. Wenn der Speicherraum als Durchlaufbecken errichtet wird und der Sedimentationswirkungsgrad hoch ist oder in Fangbecken ein ausgeprägter Spülstoß gespeichert werden kann, dann werden im Jahresmittel nur noch etwa 25 % der im Mischwasserabfluss enthaltenen abfiltrierbaren Stoffe entlastet. Die im Jahresmittel entlastete Rohabwassermenge wird durch eine Mischwasserspeicherung im Ausmaß von 15 m³/ha_{Au} gegenüber einem vergleichbaren Kanalnetz ohne Mischwasserspeicherung etwa halbiert. Ein hoher Nutzen ist auch in Bezug auf die Schwermetallemissionen in Oberflächengewässer erreichbar, weil im Durchschnitt knapp die Hälfte der jährlichen Schwermetalleinträge in das Abwasser aus Oberflächenabschwemmungen kommen.

Mit dem bisher in Österreich als Stand der Technik angesehenen Maß der Mischwasserspeicherung und -behandlung werden also die Emissionen von abfiltrierbaren Stoffen, Schwermetallen und Rohabwasser aus der Siedlungsentwässerung deutlich reduziert. Daher sollte auf emissionsbezogene Mindestanforderungen keinesfalls verzichtet werden. Mit einer Erhöhung des Speichervolumens von 15 auf 25 m³/ha würde die Entlastungsrate (auch in Bezug auf die im Mischwasserabfluss enthaltenen Schmutzstoffe) aber nur noch um weniger als 10 % gesenkt. Eine generelle Verschärfung der bislang gebräuchlichen Mindestanforderungen (ÖWWV Regelblatt 19, 1987) erscheint daher aufgrund des damit verbundenen Kosten/Nutzen Verhältnisses nicht gerechtfertigt, obwohl das Ausmaß der Mischwasserspeicherung mit 15 m³/ha_{Au} (= 1,5 mm Niederschlag) gemessen an den anfallenden Niederschlagsmengen als eher gering anzusehen ist.

Die jährlichen Nährstoffeinträge (Stickstoff und Phosphor) in das Kanalnetz aus Niederschlagsabflüssen von undurchlässigen Flächen machen nur einen geringen Anteil (< 10 %) der gesamten jährlichen Nährstoffeinträge in das Kanalnetz aus. Die Nährstoff-Gesamtemissionen in Oberflächengewässer (unter Berücksichtigung diffuser Quellen) können daher durch Maßnahmen bei der Mischwasserbehandlung kaum reduziert werden.

Es wird empfohlen, im ländlichen Raum und in Gebieten mit hoher Jahresniederschlagshöhe größere Entlastungsraten (einen geringeren „Nutzen“) zuzulassen als in größeren Städten und in Gebieten mit wenig Niederschlag. Da die Erreichung eines vorgegebenen Wirkungsgrads bei Regenüberlaufbecken im ländlichen Raum und bei hoher Niederschlagsmenge deutlich höhere Kosten verursacht als im städtischen Gebiet bzw. bei geringer Niederschlagsmenge, erscheint eine abgestufte Festlegung von zulässigen Entlastungsraten durchaus zweckmäßig. Hinzu kommt, dass die spezifische Verschmutzung der Oberflächen (kg/ha) im städtischen Gebiet größer ist als im ländlichen Raum. Diese Vorgangsweise entspricht der des ÖWAV-Regelblattes 19 und der des Entwurfs der AEV Mischwasser (siehe Anhang). Eine abgestufte Festlegung von Mindestanforderungen wird auch für Kläranlagen vorgenommen. So wird z.B. Stickstoffentfernung durch Denitrifikation erst bei Kläranlagen > 5.000 EW verlangt.

Die Festlegung der Mindestanforderung in Form von zulässiger Entlastungsrate e_0 oder Mindestwirkungsgrad der Weiterleitung η an Stelle von fix vorgegebenen baulichen Maßnahmen (z.B. $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ Speicherbeckenvolumen) ermöglicht eine flexiblere Planung, weil dann auch andere Maßnahmen der Mischwasserbehandlung in Betracht gezogen werden können (z.B. Kanalnetzsteuerung, Erhöhung des Kläranlagenzuflusses).

Die Bemessung von Regenüberläufen nach dem Konzept der kritischen Regenspende von $r_{\text{krit}} = 15 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ führt zu einer Reduzierung der Entlastungsmengen und vor allem zu einer deutlichen Reduzierung der Überlaufhäufigkeit und -dauer gegenüber dem „Verdünnungskonzept“, bei dem nur eine 4-10 fache Verdünnung des mittleren Trockenwetterabflusses gefordert wird. Die Erhöhung des Drosselabflusses verursacht in der Regel geringe Mehrkosten, da der erforderliche Kanalquerschnitt unterhalb des Regenüberlaufs vielfach in erster Linie von der Größe des unmittelbaren Einzugsgebietes abhängt. Die insgesamt aus dem Kanalnetz entlastete Mischwassermenge ändert sich aber bei kritischen Regenspenden zwischen $5 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ und $15 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{\text{Ared}})$ kaum. Es wird daher vorgeschlagen bezüglich der Mindestanforderungen an Regenüberläufe zwischen neu zu errichtenden Kanalisationen und bestehenden Kanalisationen zu unterscheiden. Die Anpassung bestehender Regenüberläufe an das Konzept der kritischen Regenspende wird vielfach mit hohen Kosten verbunden sein, der Nutzen dieser Maßnahme in Bezug auf die im Emissionsfall relevanten Gesamtemissionen ist aber in der Regel sehr gering. Eine Anpassung ist aber natürlich notwendig, wenn ein Immissionsproblem gegeben ist.

6.2 Gewässerbezogene Anforderungen

In der „Allgemeinen Abwasseremissionsverordnung“, einer Durchführungsverordnung zum österreichischen Wasserrechtsgesetz, ist festgelegt, dass die Mischkanalisation unter Berücksichtigung der Forderung der Erhaltung der ökologischen Funktionsfähigkeit des betroffenen Gewässers bemessen und betrieben werden muss.

Als „Immissionsfall“ wurden in der vorliegenden Arbeit alle Mischwassereinleitungen eingestuft, die akut toxische Konzentrationen (vor allem von Ammoniak), kritische Sauerstoffdefizite und/oder eine Veränderung der Biozönose unterhalb der Einleitstelle verursachen können. In diesem Fall ist zu prüfen, ob weitergehende Maßnahmen getroffen werden sollen. Die Vorgangsweise gliedert sich in 3 Schritte:

1. Feststellen der Auswirkungen der Mischwasserentlastungen (Erfassung der Belastungssituation)
2. Definition der Zielvorgaben (welcher Zustand wird angestrebt?) und Erfassung der Defizite zwischen dem Zielzustand und dem Ist-Zustand unter Berücksichtigung möglicher anderer Belastungsfaktoren
3. Entscheidung über Maßnahmen anhand von Kosten/Nutzen-Überlegungen unter Berücksichtigung des breiten Spektrums möglicher Maßnahmen

Diese Vorgangsweise entspricht vom Prinzip her den im „Leitfaden zu einer Gesamthaften Entwässerungsplanung“ (ÖWAV, 1998) empfohlenen Arbeitsschritten (im Leitfaden werden sie allerdings auf die gesamte Siedlungsentwässerung bezogen). Die angeführten Schritte wurden in Bezug auf akute Toxizität und in Bezug auf Auswirkungen auf die (Benthos-) Biozönose diskutiert, wobei das Schwergewicht der Bearbeitung der Definition der Zielvorgaben (Anforderungen) galt.

Ammoniaktoxizität und Sauerstoffdefizit:

Besonders kritisch sind Mischwasserentlastungen zu beurteilen, wenn es zu akut toxischen NH_3 -Konzentrationen im Gewässer kommt, oder wenn eine akute Gefährdung der Biozönose durch O_2 -Mangel im Gewässer entsteht. Die kritischen Konzentrationen, die zum Tod von Organismen führen, sind weitgehend bekannt (EPA, 1999; Hamm et.al, 1991; Lammersen, 1997), wobei die toxische Wirkung von der Größe, der Dauer und der Häufigkeit der

Belastung sowie vom pH-Wert und der Temperatur im Gewässer abhängt.

Ammoniakkonzentrationen im Gewässer zufolge von Mischwasserentlastungen können mittels einer Mischungsrechnung (unter Berücksichtigung des pH-Wertes und der Temperatur im Gewässer) abgeschätzt werden. Mit Hilfe einer kontinuierlichen Messung des pH-Wertes unterhalb der Einleitstelle kann man zusätzlich Information gewinnen, ob es bei Mischwasserentlastungen zufolge des vielfach geringeren pH-Wertes des entlasteten Mischwassers im Vergleich zum pH-Wert des Gewässers und zufolge der Bewölkung zu einem Absinken des pH-Wertes im Gewässer gegenüber Trockenwetterbedingungen kommt. Ein solcher Effekt wurde bereits öfter registriert (Krejci et al., 1994, Lammersen, 1997), unter anderem auch bei den Messungen am Krottenbach und am Petersbach – siehe 5.3.3. Die Abschätzung der möglichen NH_3 -Konzentrationen im Gewässer kann dann mit dem reduzierten pH-Wert durchgeführt werden. Die Messung des pH-Wertes im Gewässer sollte über eine Dauer von zumindest einigen Monaten durchgeführt werden.

Viel schwieriger ist die Abschätzung von Sauerstoffgehalten im Gewässer zufolge von Mischwasserentlastungen. Die Berechnung des Sauerstoffgehaltes mit Gleichungen in Anlehnung an die grundlegende Gleichung von Streeter u. Phelps (1925) kann nur eine grobe Vorprüfung sein. Auch die Anwendung von Gewässergütemodellen, die in dieser Arbeit nicht behandelt wurden, erfordert ausreichend Information über die zahlreichen Eingangsparameter, sowie eine Verifikation des Modells. In vielen Fällen wird es notwendig sein, den O_2 -Gehalt unterhalb einer Entlastungsstelle über einen Zeitraum von einigen Monaten, besser noch länger, kontinuierlich zu messen, um die rechnerischen Abschätzungen bzw. die Ergebnisse der Simulation zu verifizieren. Weiters sollten Informationen über allfällige Fischsterben in der Vergangenheit gesammelt und so weit möglich auf ihre Ursache hin beurteilt werden.

Die im Rahmen der Arbeit durchgeführten Messungen des Sauerstoffgehaltes an zwei kleinen Fließgewässern deuten darauf hin, dass Belastungen bei Trockenwetter (kontinuierliche Einleitungen, Eutrophierung) einen erheblichen Einfluss auf den Sauerstoffgehalt im Gewässer während der Mischwasserentlastungen haben. Vielfach werden daher Maßnahmen zur Reduktion kontinuierlicher Belastungen notwendig sein um negative Auswirkungen von Mischwasserentlastungen auf den Sauerstoffhaushalt des Gewässers zu vermeiden.

Das Schadensausmaß extremer Einzelereignisse hängt von der Größe, Dauer

und Häufigkeit des Ereignisses ab. Eine statistische Auswertung der Gewässerbelastung (z.B. maximale $\text{NH}_3\text{-N}$ -Konzentration während einer Dauer von 1 h einmal jährlich) ist nur unter Verwendung einer Langzeit-Simulation der Prozesse im Kanalnetz und im Gewässer möglich. Die für die Simulation erforderlichen langjährigen Niederschlagsreihen stehen aber in Österreich bislang nur für wenige Gebiete (z.B. Salzkammergut) zur Verfügung.

Die Erfassung der Belastungssituation ist eine notwendige Grundlage für die Planung von Maßnahmen. In einem weiteren Schritt muss dann der Zielzustand definiert werden. Das bedeutet, dass festgelegt werden muss, welche Sicherheit gegenüber toxischen Wirkungen, verursacht durch Mischwasserentlastungen, verlangt wird. In Dänemark und in Großbritannien etwa wurden Grenzkonzentrationen für NH_3 und O_2 in Abhängigkeit von Dauer und Häufigkeit der Belastung festgelegt, bei denen damit zu rechnen ist, dass in Extremfällen Organismen (in erster Linie Fische) sterben. Das Risiko muss allerdings soweit reduziert werden, dass der Fortbestand der Fischpopulation gesichert ist (House et al. 1993). Die ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1 „Beeinflussung der Gewässergüte durch Mischwassereinleitungen“ hat hingegen Grenzwerte angegeben, die toxischen Schwellenkonzentrationen entsprechen, allerdings ohne Angabe einer zulässigen Dauer und Häufigkeit der Belastung (ATV, 1993). Fischsterben durch Mischwasserentlastungen sollen demnach nach menschlichem Ermessen ausgeschlossen sein. Für welche Grenzwerte man sich entscheidet ist eine Ermessenssache. Der Verfasser der vorliegenden Arbeit sieht einen ausreichenden Schutz gegeben, wenn der langfristige Fortbestand der Biozönose gesichert ist (persönliches Werturteil). Die in dieser Arbeit vorgeschlagenen Grenzwerte entsprechen daher weitgehend den in Großbritannien und Dänemark vorgeschlagenen Werten. Auch wenn Kosten-Nutzen-Untersuchungen im Immissionsfall nur im konkreten Fall durchgeführt werden können, lässt sich doch sagen, dass die Wahl der Grenzwerte einen ganz erheblichen Einfluss auf die Kosten haben kann.

Das Spektrum möglicher Maßnahmen zur Reduktion der Auftretenswahrscheinlichkeit von akuten Wirkungen ist sehr breit und wurde in der vorliegenden Arbeit nur angerissen. Maßnahmen können sowohl im Kanalnetz (z.B. Regenüberlaufbecken, Schmutzwasserspeicher, Erhöhung der Kläranlagenkapazität, nachgeschaltete Bodenfilter) als auch im Gewässer selbst (Beschattung zur Reduzierung der Eutrophierung und den damit verbundenen O_2 - und pH-Schwankungen) ergriffen werden. Eine Absenkung des pH-Wertes um 0,3 Einheiten durch eine Verbesserung der Gewässerbeschattung führt zu

einer Halbierung der NH_3 -Konzentration im Gewässer. Die Ermittlung von Kosten und Wirkung von Maßnahmen im Gewässer sollte ein zukünftiger Forschungsschwerpunkt im Bereich der Mischwasserbehandlung sein.

Auswirkungen auf die Biozönose:

Bei zahlreichen Untersuchungen hinsichtlich der Auswirkungen von Mischwasserentlastungen auf die Benthoszönose von Fließgewässern wurden zwar keine akut toxischen Wirkungen aber eine hydraulisch und/oder stofflich bedingte Veränderung der Biozönose unterhalb der Entlastungsstelle festgestellt (Podraza u. Widera, 1998; Fuchs, 1997; Fischer, 1998; Krejci et. al., 1994; Seager u. Abrahams, 1990, Willemsen et al., 1990). Im 2.Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1 werden Kriterien angegeben, ab wann der biozönotische Unterschied zwischen den Untersuchungsstellen ober- und unterhalb der Mischwasserentlastung als signifikant eingestuft werden kann (ATV, 1997a). Die Auswirkungen auf die Benthoszönose beschränken sich in der Regel auf die unmittelbare Umgebung der Entlastung.

Anhand der Literaturstudie wurde klar, dass der Bewertung der festgestellten Auswirkungen eine entscheidende Bedeutung bei der Wahl der notwendigen Maßnahmen zukommt. In der überwiegenden Zahl der in der Literatur gefundenen Untersuchungsergebnisse werden die Auswirkungen nur beschrieben aber nicht bewertet, oder aber es wird aus einem festgestellten Effekt bereits ein Handlungsbedarf abgeleitet. Vor allem fehlt in der Regel eine Erfassung der räumlichen Ausdehnung des beeinträchtigten Gewässerabschnittes und damit verbunden eine Bewertung der „lokalen“ Beeinträchtigung im Vergleich zum Gewässersystem insgesamt.

In Österreich wurde mit der Erstellung der ÖNORM M6232 „Richtlinien für die ökologische Untersuchung und Bewertung von Fließgewässern“ ein praxistauglicher Rahmen in Form eines Untersuchungsprogramms zur Beurteilung der ökologischen Funktionsfähigkeit von Fließgewässern abgesteckt. Für die einzelnen Untersuchungselemente sind dort Methoden und Bewertungsgrundlagen angeführt, die bei der Stooberbachstudie (siehe Kapitel 5.7) erfolgreich angewendet wurden. Die Abweichung des Gewässerzustands unterhalb der Mischwasserentlastung vom „Leitbild“ kann anhand der in der ÖNORM aufgezeigten Vorgangsweise beschrieben bzw. anhand eines Klassifizierungssystems angegeben werden. Die ÖNORM gibt auch Kriterien an, ab wann eine Beeinträchtigung als „wesentlich“, also nicht mehr tolerierbar, einzustufen ist. Diese Einstufung spiegelt das Wertempfinden der Ersteller der

ÖNORM wider. Ob bzw. in welchem Ausmaß bei Überschreitung dieser Schwelle Maßnahmen zu setzen sind, sollte (aus der Sicht des Verfassers dieser Arbeit) das Ergebnis der Diskussion in einem breiten Kreis von Biologen, Technikern, Volkswirten und Soziologen sein.

Mischwasserentlastungen sind in der Regel an urbanen, morphologisch beeinträchtigten Gewässerabschnitten angeordnet, so dass der ökologische Zustand des Gewässers unterhalb der Mischwasserentlastung einerseits durch Eingriffe in die Morphologie wie Begradigung, Sohlenverbauung, fehlende Beschattung und andererseits eventuell noch durch die Mischwasserentlastung selbst verschlechtert wird. Die Identifizierung der mischwasserbedingten Effekte auf die Gewässerbiozönose ist oft schwierig, weil Mischwasserentlastungen an urban beeinflussten Gewässern bei den meisten Vorflutgewässern in Österreich nicht die dominierende Gewässerbelastung sind. Die Prioritätenreihung notwendiger Maßnahmen zur Verbesserung des ökologischen Zustands sollte anhand von Kosten-Nutzen-Untersuchungen erfolgen, das heißt, dass weitergehende Maßnahmen bei Mischwasserentlastungen nur dann getroffen werden sollten, wenn dadurch tatsächlich eine Verbesserung des ökologischen Zustands erwartet werden kann. Die EU-Wasserrahmenrichtlinie fordert bei „stark veränderten“ bzw. „künstlichen“ Gewässern die Erhaltung oder Wiederherstellung des „guten ökologischen Potentials“, welches aber (noch) nicht näher definiert ist. Als künstliche und erheblich veränderte Wasserkörper werden Gewässer ausgewiesen, wenn Änderungen der künstlichen Merkmale Auswirkungen auf Schifffahrt, Stromerzeugung, Schutz vor Überflutungen, Bewässerung und menschliche Entwicklung haben würden. Die Entwicklung von Sanierungszielen bei urbanen Gewässern ist eine der wichtigen Aufgaben, in die die Siedlungswasserwirtschaft in den nächsten Jahren mit eingebunden sein wird.

7 ANHANG

7.1 Mindestanforderungen des Entwurfs der AEV Mischwasser

Der Entwurf der Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft über die Emissionen aus Mischwasserentlastungen in Mischkanalisationen „AEV Mischwasser“ (Stand März 2001) verlangt, dass ein bestimmter Anteil η der bei Niederschlagsereignissen in einer Mischkanalisation abfließenden Schmutzfrachten zur Abwasserreinigungsanlage weitergeleitet wird – siehe Tabelle 7-1. Diese Mindestwirkungsgrade der Weiterleitung gelten nicht für einzelne Entlastungsbauwerke sondern für das gesamte Einzugsgebiet einer Mischkanalisation.

Tabelle 7-1: Mindestwirkungsgrade η der Weiterleitung in % der im gesamten Einzugsgebiet der Mischkanalisation anfallenden Schmutzfrachten (BMfLFUW, 2001)

		Größe der Kläranlage (EW) zu der die Mischkanalisation entwässert		
		< 5.000	5.000 – 50.000	> 50.000
1	NH ₄ -N, ges.N, ges.P, CSB, BSB ₅	55	60	65
2	AFS	70	75	80

Die Berechnung des Wirkungsgrades der Weiterleitung ist mit einer mehrjährigen Niederschlagsreihe durchzuführen. Der für diesen mehrjährigen Berechnungszeitraum im Mittel errechnete Wirkungsgrad muss den in der AEV Mischwasser geforderten Wert erreichen oder überschreiten.

Bei der Berechnung des Wirkungsgrades wird derjenige Frachtanteil im Mischwasserabfluss, der dem Trockenwetterabfluss im Mittel zuzurechnen ist, nicht berücksichtigt. Dabei wird eine vollständige Durchmischung von Trockenwetterabfluss und Regenabfluss angenommen. Die Definition des Wirkungsgrades der Weiterleitung η ergibt sich daher zu:

$$\eta = \frac{(VQ_m - VQ_t) \cdot c_m - VQ_e \cdot c_e}{(VQ_m - VQ_t) \cdot c_m} = \frac{VQ_r \cdot c_m - VQ_e \cdot c_e}{VQ_r \cdot c_m} \cdot 100$$

η	Wirkungsgrad (%)
VQ_m	Summe der Mischwassermengen eines Jahres (m ³ /a)
VQ_t	Summe der Trockenwettermengen eines Jahres (m ³ /a)
VQ_r	Summe der Regenabflussmengen eines Jahres (m ³ /a)
VQ_e	Summe der entlasteten Mischwassermengen eines Jahres (m ³ /a)
c_m	Konzentration im Mischwasserabfluss (mg/l)
c_e	Konzentration im entlasteten Mischwasserabfluss (mg/l)

Die in Tabelle 7-1 genannten Anforderungen gelten für eine Mischkanalisation, die in einem Gebiet liegt, dessen mittlerer Jahresniederschlag h_N nicht größer ist als 600 mm. Für eine Mischkanalisation in einem Gebiet mit größerem mittleren Jahresniederschlag können folgende Reduktionen des Wirkungsgrades der Weiterleitung angesetzt werden:

- für h_N größer als 600 mm aber nicht größer als 800 mm um je 5 %
- für h_N größer als 800 mm aber nicht größer als 1200 mm um je 10 %
- für h_N größer als 1200 mm um je 15 %.

7.2 Anmerkungen zu den Mindestanforderungen

Tabelle 7-1 zeigt, dass es einen Mindestwirkungsgrad für die Parameter NH_4-N , ges.N, ges.P, CSB und BSB_5 so wie einen um 15 % höheren Mindestwirkungsgrad für die abfiltrierbaren Stoffe gibt. Durch die Vorgabe eines Mindestwirkungsgrades für NH_4-N wird sichergestellt, dass ein bestimmter Prozentsatz des Regenabflusses zur Kläranlage geleitet wird, da NH_4 im Wasser überwiegend gelöst vorliegt und daher nicht in Mischwasserüberlaufbecken sedimentiert. Der geforderte Wirkungsgrad für abfiltrierbare Stoffe (AFS) wurde um 15 % über dem für die anderen Schmutzstoffe angesetzt, um eine mechanische Behandlung des entlasteten Mischwassers zu forcieren. Die Stoffe ges.N, ges.P, CSB und BSB_5 wurden in die AEV Mischwasser aufgenommen, weil sie für die Gewässerbeschaffenheit relevant sind, die Mindestwirkungsgrade für ges.N, ges.P, CSB und BSB_5 wurden aber aus Gründen der Vereinfachung gleich hoch angesetzt wie für NH_4-N . Diese Stoffe müssen daher in der Planung nicht extra behandelt werden.

Die Mindestwirkungsgrade wurden so festgelegt, dass sie in der Regel mit dem bisher im ÖWAV Regelblatt 19 (1987) geforderten Maß der Mischwasserbehandlung erreicht werden. Die AEV Mischwasser lässt es aber dem Planer/der Planerin offen, mit welchen Maßnahmen er/sie die geforderten Wirkungsgrade erreichen will. Auch wenn man sich bei der Festlegung der Wirkungsgrade an existierende Regelblätter und die darin empfohlenen baulichen Maßnahmen angelehnt hat, so sind doch die in der Verordnung festgelegten Wirkungsgrade die entscheidende Anforderung, der Weg zur Erreichung der geforderten Wirkungsgrade bleibt dem Planer überlassen.

Die geforderten Mindestwirkungsgrade gelten für das gesamte Einzugsgebiet der Mischkanalisation und nicht für die einzelnen Bauwerke. Welche Bedeutung diese Flexibilität hat, soll am folgenden Beispiel erläutert werden. In Österreich gibt es einige Kanalnetze bei denen Regenüberläufe noch nach der alten Verdünnungsmethode bemessen wurden. Die Drosselabflüsse dieser Regenüberläufe liegen dann oft deutlich unter $r_{krit} < 15 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}_{Au})$. Aufgrund der bisher verwendeten Regelblätter wäre daher in vielen Fällen eine Erhöhung des Drosselabflusses erforderlich (dies ist aber oft nicht mit angemessenem Aufwand möglich) oder aber es müssten zahlreiche dezentrale, relativ kleine Regenüberlaufbecken errichtet werden, deren Nutzen für den Gewässerschutz mehr als fragwürdig ist. Gemäß der Anforderungen der AEV Mischwasser müssen diese alten Regenüberläufe nicht umgebaut werden, solange der für das gesamte Einzugsgebiet der ARA geforderte Mindestwirkungsgrad nachgewiesen wird und beim konkreten Regenüberlauf kein Immissionsproblem gegeben ist.

8 Literatur

- ADAMS R. (1996): Dezentrale Versickerung von Niederschlagsabflüssen in Siedlungsgebieten. Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz, Band 14, SuG-Verlagsgesellschaft, Hannover.
- ARGE ÖKOLOGIE (1996): Entlastungskonzept Stooberbach - Limnologischer Bericht. Studie im Auftrag des Abwasserverbandes Mittleres Burgenland.
- ARGE ÖKOLOGIE (1997): Fischökologische Untersuchung des Stooberbaches. Studie im Auftrag des Abwasserverbandes Mittleres Burgenland.
- ATV (1980): Behandlung des Regenabflusses beim Trennverfahren. ATV Arbeitsgruppe 1.3.2 - Korrespondenz Abwasser 80 (1), 49-53.
- ATV (1977): Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungen in Mischwasserkanälen. Arbeitsblatt A-128 (alt), GFA, St. Augustin, D.
- ATV (1988): Beeinflussung der Beschaffenheit von Fließgewässern durch Regenentlastungen der Mischkanalisation. Ergebnis eines Fachgespräches zwischen der ATV und der Deutschen Gesellschaft für Limnologie in Essen, Korrespondenz Abwasser Nr.35 (12), 1336-1337.
- ATV (1991): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5.000 Einwohnerwerten. Arbeitsblatt A-131, GFA, St. Augustin, D.
- ATV (1992): Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen. Arbeitsblatt A-128, GFA, St. Augustin, D.
- ATV (1993): Weitergehende Anforderungen an Mischwassereinleitungen. - Grundlagen und Vorprüfung. 1.Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1, Korrespondenz Abwasser 40 (5), 802-806.
- ATV (1994): Umgang mit Regenwasser - derzeitiger Stand der Regenwasserbehandlung im Trennsystem. 1.Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 1.4.3, Korrespondenz Abwasser 41 (2), 304-310.
- ATV (1996): Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser, 2.Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe 1.4.3. Korrespondenz Abwasser 43 (8), 1445-1454.
- ATV (1997a): Weitergehende Anforderungen an Mischwassereinleitungen - Grundlagen und Vorprüfung 2.Teil. 2.Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1, Korrespondenz Abwasser 44 (5), 922-927.
- ATV (1997b): Auswirkungen der Mischwasserbehandlung auf den Betrieb von Kläranlagen. Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.12.1, Korrespondenz Abwasser 44 (8), 1419-1428.
- ATV-DVWK-(2000): Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser. Merkblatt ATV-DVWK-M 153, GFA, St. Augustin, D.
- BANNERMANN R., OWENS D., DODDS R., HORNEWER N. (1993): Sources of pollution in Wisconsin Stormwater. Water Science and Technology Vol.28 (3-5), 241-259.
- BARTEL R., HACKL F. (1994): Einführung in die Umweltpolitik. Verlag Franz Vahlen München.

- BASCOMBE A.D., ELLIS J.B., REVITT D.M., SHUTES R.B.E. (1990): The development of ecotoxicological criteria in urban catchments. *Water Science and Technology* Vol. 22 (10-11), 173-179.
- BEUDERT G. (1997): Gewässerbelastung und Stoffaustrag von befestigten Flächen in einem kleinen ländlichen Einzugsgebiet. Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.80.
- BODE H., WILLEMS G. (1995): Die Dimensionierung des maximalen Mischwasserzuflusses zur Kläranlage vor dem Hintergrund der Kosten für die Niederschlagswasserbehandlung. In: *Neue Wege der Niederschlagswasserbehandlung*; Schriftenreihe Siedlungswasserwirtschaft Bochum Band 31, 129-147.
- BODE H., KLOPP, R. (1997): Entwicklung der Auswirkungen von indirekt einleitenden metalloberflächenveredelnden Betrieben auf die kommunale Abwasserbehandlung. In: *Umweltqualitäten und Wirtschaften – Was wurde erreicht? Wo geht es hin? Gewässerschutz, Wasser, Abwasser, Aachen, Band 158, 23/1-23/20.*
- BOHN T. (1993): Wirtschaftlichkeit und Kostenplanung von kommunalen Abwasserreinigungsanlagen. *Korrespondenz Abwasser* 40/8, 1252-1259.
- BOLLER M., KOCH S. (1996): Regenwasserversickerung aus der Sicht des Boden- und Grundwasserschutzes. *Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft* Bd.140.
- BOLLER M., TSCHUI M., GUIJER W. (1997): Effects of transient nutrient concentrations in tertiary biofilm reactors. *Water Science and Technology* 36/1, 101-109.
- BOLLER M. (1997): Tracking heavy metals reveals sustainability deficits of urban drainage systems. *Water Science and Technology*, Vol. 35 Nr.9, 77-87.
- BORCHARDT D. (1992): Wirkungen stoßartiger Belastungen auf ausgewählte Fließgewässerorganismen - Ein Beitrag zur Beurteilung ökologischer Schäden durch Niederschlagswassereinleitungen aus Kanalisationen. *Wasser-Abwasser-Abfall, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität – Gesamthochschule Kassel, Band10.*
- BORCHARDT D., WOLF P. (1993): Labor und Modelluntersuchungen zur benthischen Nitrifikation in Fließgewässern. *Wasserwirtschaft* 83/4, 218-225.
- BORCHARDT D. (1997): Wirkung von Regenwasser und Mischwassereinleitungen auf die Gewässerqualität. *Entwässerungskonzepte. ATV-Kurs I/1 zur Abwassertechnik, St. Augustin, D, 5/1-5/15.*
- BORN W. (1997): Bodenfilterbecken - eine sinnvolle Ergänzung zur konventionellen Regenwasserbehandlung? In: *Abwasserbehandlung, Gewässerschutz und Wasserwirtschaft an der Schwelle zum 21. Jahrhundert*; *Wasser-Abwasser-Abfall, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität – Gesamthochschule Kassel, Band 18, 151-164*
- BRAUKMANN U. (1987): Zoozoologische und saprobiologische Beiträge zu einer allgemeinen regionalen Bachtypologie. *Archiv für Hydrobiologie, E.Schweizerbartsche Verlagsbuchhandlung Stuttgart*
- BRETSCHNEIDER H., LECHER K., SCHMIDT M. (1982): *Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin*
- BROMBACH H., MICHELBACH ST., WÖHRLE C. (1992): *Schmutzstofftransport im*

- Mischwasserkanal. In: Schadstoffe im Regenabfluss II; Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.64, 167-189.
- BROMBACH H., MICHELBAACH S., SCHÄFER M. (1995): Entlastungstätigkeit und Stoffrückhalt in Regenüberlaufbecken im Untersuchungsg. „Alb“. In: Schadstoffe im Regenabfluss III; Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.73, 379-414.
- BROWN V.M. (1968): The Calculation of the Acute Toxicity of Mixtures of Poisons to Rainbow Trout. *Water Research* Vol.2, 723-733.
- BRUNNER P.G. (1975): Die Verschmutzung des Regenwasserabflusses im Trennverfahren. *Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen*, Technische Universität München, Band 9.
- BMfLFUW (2001): Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft über die Begrenzung von Emissionen aus Mischwasserentlastungen in Mischkanalisationen, Entwurf März 2001, Wien.
- BWK-MERKBLATT 3 (2001): Ableitung von immissionsorientierten Anforderungen an Misch- und Niederschlagswassereinleitungen unter Berücksichtigung örtlicher Verhältnisse. Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau. Düsseldorf.
- CHEBBO G., BACHOC A. (1992): Characterization of suspended solids in urban wet weather discharges. *Water Science and Technology* Vol. 25 (8), 171-179.
- CHOVANEC A., HEGER H., KOLLER_KREIMEL V., MOOG O., SPINDLER T., WAIDBACHER H. (1994): Anforderungen an die Erhebung der ökologischen Funktionsfähigkeit von Fließgewässern - eine Diskussionsgrundlage. *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 46 (11-12), 257-264.
- DEUTSCH K., FLECKSEDER H. (1995): Emissionsgrenzwerte und ihre Bedeutung für den Gewässerschutz. In: *Abwasserreinigung – Probleme bei der praktischen Umsetzung des Wasserrechtsgesetzes*; Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer Bd. 125, A1-A44.
- DORALT W. (Hrsg. 1998): *Wasserrecht - Kodex des österreichischen Rechtes*. Verlag Orac, Wien.
- EMERSON K., RUSSO R.C., LUND R.E., THURSTON R.V. (1975): Aqueous ammonia equilibrium calculations: Effects of pH and temperature. *J.Fish.Res.Board.Can.* 32.
- EPA (1983): *Results of the Nationwide Urban Runoff Program. Final Report*. Water Plann. Div., Washington, USA.
- EPA (1999): 1999 update of ambient water quality criteria for ammonia, EPA 822 R-99-014 (aus dem Internet: <http://www.epa.gov/waterscience/standards/ammonia>).
- ERICKSON R.J. (1985): An Evaluation of mathematical Models for the Effects of pH and Temperature on Ammonia Toxicity to aquatic Organisms. *Water Research* Vol.19 (8), 1047-1058.
- ERZMANN M., WEINSBERG L. (1994): Bemessung von Regenüberlaufbecken gemäß ATV-Arbeitsblatt A-128 (1992). *Korrespondenz Abwasser* 41 (12), 2202-2210.
- EU (1991): Richtlinie 91/271/EWG des Rates vom 21.Mai 1991 über die Behandlung von kommunalem Abwasser.

- EU (2000): Richtlinie 2000/EG/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik – „EU-Wasserrahmenrichtlinie“.
- EUROPEAN WASTE WATER GROUP (1995): Stormwater pollution control systems in EU Member States. Final Report, London.
- FALBE J., REGITZ M.: Römpf Lexikon-Umwelt, Thieme Verlag Stuttgart.
- FISCHER J. (1998): Einfluss von Mischwassereinleitungen auf den Stoffhaushalt und die Biozönose kleiner Fließgewässer im ländlichen Raum. Wasser-Abwasser-Abfall, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität – Gesamthochschule Kassel, Band 19.
- FLECKSEDER H. (1994): Warum benötigen wir in Österreich die generelle Entwässerungsplanung? In: Generelle Entwässerungsplanung im Siedlungsraum; Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer Band 121, A1-A27.
- FLECKSEDER H. (1999): Eutrophierungsprobleme im Schwarzen Meer. In: Nährstoffbewirtschaftung und Wassergüte im Donauraum; Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer Bd. 155, 25-48.
- FOUNDATION FOR WATER RESEARCH (1998): A planning guide for the management of urban waste water discharges during wet weather. Manual - urban pollution management, 2nd edition. Buckinghamshire, UK.
- FRUTIGER A., GAMMETER S. (1996): Zustandsbeurteilung Fließgewässer - ein Methodenvorschlag. Mitgliederversammlung des VSA am 31.5.1996 in Bern.
- FUCHS S. (1997): Wasserwirtschaftliche Konzepte und ihre Bedeutung für die Ökologie kleiner Fließgewässer - aufgezeigt am Beispiel der Mischwasserbehandlung, Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe Bd.79.
- GAMMETER S. (1996): Einflüsse der Siedlungsentwässerung auf die Invertebraten-Zönose kleiner Fließgewässer. Dissertation - ETH Zürich.
- GARRIC J, MIGEON B, VINDIMIAN E. (1990): Letal effects of draining on brown trout. A predictive model based on field and laboratory studies. Water Research Vol.24 (1), 59-65.
- GEIGER W.F. (1984): Mischwasserabfluss und dessen Beschaffenheit - ein Beitrag zur Kanalnetzplanung. Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, TU München Nr.50.
- GEIGER W.F. (1990): New Drain- New Dimensions in Urban Storm Drainage. Proceedings 5th Int. Conference on Urban Storm Drainage Vol.1, 33-47.
- GEIGER W.F: (1997): Entwässerungskonzepte. ATV-Fortbildungskurs I/1, Abwassertechnische Vereinigung, St. Augustin, 1/1-1/24.
- GEIGER W.F. (1998): Combined sewer overflow treatment: Knowledge or speculation. Proceedings IAWQ 19th Biennial International Conference, Vancouver, Canada, Book 8, 1-8.
- GÖTTLE A. (1978): Ursachen und Mechanismen der Regenwasserverschmutzung - Ein Beitrag zur Modellierung der Abflussbeschaffenheit in städtischen Gebieten. Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen TU München Nr.23.

- GUJER W., KREJCI V., SCHWARZBACH R., ZOBRIST J. (1982): Von der Kanalisation ins Grundwasser - Charakterisierung eines Regenereignisses im Glattal. Gas-Wasser-Abwasser 62/7, 298-311.
- GUJER W. (1991): Skriptum zur Vorlesung „Biologische Abwasserreinigung“ im Sommersemester 1991 an der ETH Zürich.
- HAILER W. (1986): Einfluss des Einzugsgebietes auf die Rückhaltung von Schmutzfrachten an Regenüberlaufbecken. Korrespondenz Abwasser, 33 (7), 595-599.
- HALBACH U., et al. (1996): Abwasserkosten 1996 für ostdeutsche Kommunen und Verbände. In: Born W. (1997), Wasser-Abwasser-Abfall, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität – Gesamthochschule Kassel, Band 18, 151-164.
- HAMM A. (Hrsg.), 1991: Studie über die Wirkungen und Qualitätsziele von Nährstoffen in Fließgewässern. Gesellschaft der deutschen Chemiker; Academia Verlag, Sankt Augustin, D.
- HARITOPOULOU T. (1996): Polycyclische Aromatische Kohlenwasserstoffe und Schwermetalle in urbanen Entwässerungssystemen - Aufkommen, Transport und Verbleib. Institut für Siedlungswasserwirtschaft - Universität Karlsruhe Bd.77.
- HARREMOES P. (1982): Immediate and delayed oxygen depletion in rivers. Water Research Vol.16 (7), 1093-1098.
- HARREMOES P., JOHANSEN N.B. (1986): Seeverschmutzung durch Nährstoffe aus der Regenentlastung. Korrespondenz Abwasser 33 (3), 196-203.
- HARREMOES P. (1988): Stochastic models for estimation of extreme pollution from urban runoff. Water Research Vol. 22 (8), 1017-1026.
- HEDGES P., BECKER F., SMISSON R. (1997): The application of settling velocity as a parameter for characterising waste water solids. The sewer as a physical , chemical and biological reactor, proceedings 2nd int. Conference, Aalborg, DK.
- HEFLER F. (1992): WRG-Novelle 1990 - Emissions- und Immissionsverordnungen. In: Wasserrechtsgesetz-Novelle 90 und neue Emissionsverordnungen; Wiener Mitteilungen Wasser Abwasser Gewässer Bd. 107, C1-C18.
- HEINZMANN B. (1993): Beschaffenheit und weitergehende Aufbereitung von städtischen Regenabflüssen. Fortschritt-Berichte Reihe 15, Nr.113, VDI Verlag, Düsseldorf.
- HENSELER G., SCHEIDEGGER R., BRUNNER P.H. (1990): Die Bestimmung der Güter- und Stoffflüsse im regionalen Wasserhaushalt. Projekt 300721 der Abteilung Abfallwirtschaft und Stoffhaushalt der EAWAG, Dübendorf, Schweiz.
- HOUSE M., ELLIS J., HERRICKS E., HVITVED-JACOBSEN T., SEAGER J., LIJKLEMA L., AALDERINK H., CLIFFORDE I. (1993): Urban drainage - impacts on receiving water quality. Wat. Sci. Tech. Vol. 27 (12), 117-158.
- HÜBNER M. (1997): Beurteilung und Ermittlung der Wirkungsweise von Anlagen zur Regenwasserbehandlung. Forum Siedlungswasserwirtschaft und Abfallwirtschaft Universität GH Essen, Heft.10.
- HÜBNER M., GEIGER W.F. (1997): Beurteilung und Ermittlung der Reinigungsleistung von Regenwasserbehandlungsanlagen. Korrespondenz Abwasser 44 (4), 695-704.

- HÜTTER U., REMMLER F., SCHÖTTLER U. (1999): Niederschlagswasserversickerung unter dem Aspekt des Grundwasserschutzes. Gewässerschutz-Wasser-Abwasser, Aachen, Bd. 172, 36/1-36/15.
- HVITVED-JACOBSEN T. (1982): The impact of combined sewer overflows on the dissolved oxygen concentration of a river. *Water Research* Vol.16 (7), 1099-1105.
- JANCARKOVA I., LARSEN T., GUJER W. (1997): Distribution of nitrifying bacteria in a shallow stream. *Water Science and Technology* 36 (8-9), 161-166.
- JANCARKOVA I. (1999): Dynamics of the nitrogen transformation in a shallow stream. Dissertation ETH-Zürich.
- JACOBSEN P, MIKKELSEN P.S. (1996): Reduction of urban runoff pollution discharges by means of stormwater infiltration and detention basins. Proceedings 7th International Conference on Urban Storm Drainage, Hannover, 515-520.
- JORDAN C. (1989): The mean pH of mixed fresh waters. *Water Research* Vo. 23 No.10, 1331-1334.
- KASSNER W. (1987): Regenbecken und Klärbetrieb. Planung, Bau und Betrieb von Regenentlastungen. In: Regenentlastung und Kanalnetzsteuerung; Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, TU-München, Bd.75.
- KELLER A. (1975): Die Drift und ihre ökologische Bedeutung. Experimentelle Untersuchung an *Ecdyonurus venosus* in einem Fließwassermodell. Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie Vol.37.
- KLOPP R. (1987): Gewässerschutz durch Indirekteinleitung gewerblicher Abwässer. wlb <<wasser, luft, betrieb>> 9/87.
- KRAUTH K.H. (1970): Der Abfluss und die Verschmutzung des Abflusses in Mischwasserkanalisationen bei Regen. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Bd. 45.
- KRAUTH K.H. (1979): Der Regenabfluss und seine Behandlung im Mischverfahren. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Bd.66.
- KRAUTH K.H. (1990): Die Entwicklung der Regenwasserbehandlung. In: Abwasserbehandlung in den letzten 20 Jahren – Entwicklung und Zukunftsperspektiven; Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, Technische Universität München, Band 99, 53-70.
- KRAUTH K.H., STOTZ G. (1985): Minimierung des Schmutzstoffeintrages aus Siedlungsgebieten in Vorfluter. Deutsche Forschungsgemeinschaft, Schlussbericht Kr 624/3-2, Stuttgart.
- KRAUTH K.H., MÜLLER J.R. (1996): Optimale Regenbecken- und Kläranlagenbewirtschaftung zum verbesserten Schutz der Vorfluter. In: Wechselwirkung zwischen Einzugsgebiet und Kläranlage; Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft - Universität Karlsruhe Bd. 78.
- KREJCI V., FANKHAUSER R., GAMMETER S., GROTTKER M., HARMUTH B., MERZ P., SCHILLING W. (1994): Integrierte Siedlungsentwässerung - Fallstudie Fehraltdorf. Eidg. Anstalt für Wasserversorg. Abwasserr. und Gewässerschutz EAWAG; Dübendorf.
- KROISS H., NEUKIRCHEN H. (1992): Liesingtalsammelkanal: Datenauswertung und

- Untersuchungsbericht der Probenanalysen; Magistratsabteilung 30 der Stadt Wien.
- KROISS H. (Hrsg., 1996): Studie Abwasserentsorgung Lainsitztal. Im Auftrag des NÖ Wasserwirtschaftsfonds der NÖ Landesregierung, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien.
- KROISS H. (1999): Mündliche Anregung.
- LAMMERSEN R. (1997): Die Auswirkungen der Stadtentwässerung auf den Stoffhaushalt von Fließgewässern. Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz Nr. 15, Hannover.
- LONDONG J. (1990): Sandanfall auf kommunalen Kläranlagen. Korrespondenz Abwasser Nr.37 (12), 1473-1475.
- LUCAS-AIGUIER E., CHEBBO G., BERTRAND-KRAJEWSKI J.L., GAGNE B., HEDGES P. (1997): Analysis of the methods for determining the settling characteristics of sewage and stormwater solids. The sewer as a physical , chemical and biological reactor, proceedings 2nd int. Conference, Aalborg, DK
- MANG J, GEFFERS K., BORCHARDT D. (1998): Auswirkungen von Mischwassereinleitungen auf den Stoffhaushalt und die Biozönose von Fließgewässern, Fallbeispiel Lahn bei Limburg - ein staureguliertes Fließgewässer 2.Ordnung. gwf Wasser-Abwasser 139 (7), 408-417.
- MARSALEK J. (1990): Evaluation of pollutant loads from urban nonpoint sources. Water Science and Technology Vol. 22 (10/11), 23-30.
- MEISSNER E. (1997): Umgang mit Regenwasser. In: Entwässerungssysteme, ATV Fortbildungskurs I/1 in Fulda, Abwassertechnische Vereinigung, St. Augustin, 10/1-10/22.
- MENACHER F., AUGUSTIN A. (1992): Retention im Mischwasserkanal. In: Schadstoffe im Regenabfluss II; Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe Bd.64, 191-222.
- MERZ P., GUJER, W. (1997): Fließgewässer und die Einwirkungen der Siedlungsentwässerung. gwa Gas-Wasser-Abwasser 77 (3), 181-192.
- MICHELBAACH S., WÖHRLE C. (1992): Settleable solids in a combined sewer system - measurement, quantity, characteristics. Water Science and Technology Vol. 25 (8), 181-188.
- MICHELBAACH S. (1998): Auswirkungen von Mischwassereinleitungen auf den Stoffhaushalt und die Biozönose von Fließgewässern, Fallbeispiel Umpfer (Baden Württemberg). gwf-Wasser-Abwasser 139 (7), 395-401.
- MIKKELSEN P.S., HÄFLIGER M., OCHS M., JACOBSEN P., TJELL J.C., BOLLER M. (1997): Pollution of soil and groundwater from infiltration of highly contaminated stormwater - a case study. Water Science and Technology, Vol.36 (8-9), 325-330.
- MILNE I., MALLET M.J., CLARKE S.J., FLOWER T.G., HOLMES D., CHAMBERS R.G. (1992): Intermittent Pollution - Combined Sewer Overflows, Ecotoxicology and Water Quality Standards. Water Research Centre Report Nr. NR 3087/2/4207, R.&D. Note 123.
- MILOJEVIC N. (1995a): Aufwand für den Bau und Betrieb von Kanalisationen. ATV-Handbuch „Bau und Betrieb der Kanalisation“, Ernst & Sohn Verlag, Berlin,D. 635-

641.

- MILOJEVIC (1995b): Möglichkeiten und Grenzen der Optimierung von Regenentlastungen in bestehenden Mischkanalisationen. *Korrespondenz Abwasser* 42 (5), 740-754.
- MOOG O. (1994): Ökologische Funktionsfähigkeit des aquatischen Lebensraums. In: *Gewässerbetreuungskonzepte – Stand und Perspektiven*; Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer Bd. 120, 15-59.
- NICOLAVCIC B. (1999): Mündliche Information
- NIELSEN P.H., RAUNKJAER K., NORSKER N.H., JENSEN N.A., HVITVED-JACOBSEN T. (1992): Transformation of Wastewater in Sewer Systems - A Review. *Water Science and Technology* 25 (6), 17-31.
- NOWAK O. (1995): Klärschlamm - Anfall und Zusammensetzung. In: *Konfliktfeld Landwirtschaft – Wasserwirtschaft*; Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer Bd.126, 130-176.
- ÖNORM M6232 (1996): Richtlinien für die ökologische Untersuchung und Bewertung von Fließgewässern. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖWAV (1998): Leitfaden zu einer Gesamthaften Entwässerungsplanung. Schriftenreihe des Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverbandes, Wien
- ÖWAV (1987): Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungen in Mischwasserkanälen. ÖWAV-Regelblatt 19, Wien
- PECHER R. (1991): Jährliche Überlaufdaten von Regenentlastungen, aus Anforderungen an die Regenwasserbehandlung bei Mischwasserkanalisation. In: *Anforderungen an die Regenwasserbehandlung bei Mischkanalisation*; Wasser-Abwasser-Abfall, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität – Gesamthochschule Kassel, Band 7, 47-68.
- PFEIFER R., HAHN H. (1995): Regenwasserbehandlung in Trennsystemen - Leistungssteigerung durch chemische Flockung? In: *Schadstoffe im Regenabfluss III*; Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Band 73, 483-517.
- PISANO W.C. (1996): Summary: United States „sewer solids“ settling characterization methods, results, uses and perspective. *Water Science and Technology*, Vol. 33 (9), 109-115.
- PODRAZA P., WIDERA J. (1998): Auswirkungen von Mischwassereinleitungen auf den Stoffhaushalt und die Biozönose von Fließgewässern - Fallbeispiel Schondelle. *gwf-Wasser Abwasser* 139 (7), 402-407.
- RAUCH W., RENNER S. (1996): Untersuchungen zur Effizienz von Fangbecken in Mischkanalisationen. *gwf-Wasser/Abwasser*, 136 (6), 316-320.
- ROBIEN A., XANTHOPOULOS C. (1995): Modellansätze für die Beschreibung des Schadstoffeintrages in das Kanalnetz. In: *Schadstoffe im Regenabfluss III*; Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.73, 247-268.
- RÖDDER A. (1997): Wirkung und Bemessung von Rückhaltstrecken nach Regenentlastungen. *Forum Siedlungswasserwirtschaft und Abfallwirtschaft Universität GH Essen*, Heft 11.

- RUSAPLAN (1984): Abwasserverband Mittleres Burgenland - Gruppe Stoobbachtal: Adaptierung der Regenentlastungen (Projektunterlagen).
- SAGET A., CHEBBO G., BERTRAND-KRAJEWSKI J.L. (1996): The first flush in sewer systems. *Water Science and Technology* Vol.33 (9), 101-108.
- SCHÄFER M. (1995): Messungen niederschlagsbedingter Schadstoffbelastungen im Vorfluter. In: *Schadstoffe im Regenabfluss III*; Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.73, 139-168.
- SCHÄFER M., HOFFMANN E., XANTHOPOULOUS C., HAHN.H. (1998): Schmutzstoffrückhalt von Regenüberlaufbecken - am Beispiel ausgewählter anthropogener Schadstoffe. *Korrespondenz Abwasser* Nr.45 (3), 444-454.
- SCHILLING W. (1998): Möglichkeiten und Grenzen der Abflusssteuerung in Kanalnetzen. Seminarunterlagen zum Seminar „Bewirtschaftung und Steuerung von Kanalnetzen“ am 26.5.1998 in Wien.
- SCHULZ A. (1997): Kosten bei der Regenwasserableitung und -behandlung. In: *Umweltqualitäten und Wirtschaften – Was wurde erreicht? Wo geht es hin?* Gewässerschutz-Wasser-Abwasser, Aachen, Band 158, 20/1-20/8.
- SCHWINGER H. (1998): Stand der Regenbecken und deren Ausrüstung in Bayern. Anlage 13 zur Niederschrift für den Lehrertag 1998 der Kläranlagennachbarschaften der ATV-Landesgruppe Bayern.
- SEAGER J, ABRAHAMS R.G. (1990): The impact of storm sewage discharges on the ecology of a small urban river. *Water Science and Technology* Vol. 22 (10/11), 163-171.
- SIEKER F. (Hrsg. 1997): Möglichkeiten einer naturnahen Regenwasserbewirtschaftung in Siedlungsgebieten, untersucht und demonstriert am Beispiel der Städte Dortmund und Zwickau. *Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz, Hannover* Bd.17
- SKODA G. (1996): Beitrag zum Entwässerungsplan Stoober-Bach / Starkniederschläge im Einzugsgebiet. Projektbericht, Abwasserverband Mittleres Burgenland, Oberpullendorf.
- STECKER A. (1997): Anwendung der Mulden-Rigolen-Kombination zur dezentralen Regenwasserbewirtschaftung in urbanen Entwässerungssystemen. *Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz, Hannover*, Band 16
- TERZIOGLU K., PETER A., SARFERT F. (1987): Regenklärbecken am Dianasee in Berlin. *Korrespondenz Abwasser* 34 (12), 1296-1302.
- WAGNER W. (1995): Maßnahmen zur Betriebssicherheit von Kläranlagen. *Wasser und Boden* 1995, 27-32.
- WAGNER A. (1996): Immissionsorientierte Anforderungen an Mischwasserentlastungen. *Forum Siedlungswasserwirtschaft und Abfallwirtschaft Universität GH Essen*, Heft.6.
- WASSERWIRTSCHAFTSKATASTER (1992): Straßenabwässer A 23 / Bereich Knoten Kaisermühlen. Hrsg: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Wien
- WERTH W. (1987): Ökomorphologische Gewässerbewertung in Oberösterreich. *Österreichische Wasserwirtschaft* 39 (5/6), 122-128.
- WILLEMSEN G.D., GAST H.F., FRANKEN R.O.G., CUPPEN J.G.M. (1990): Urban storm

- water discharges: effects upon communities of sessile diatoms and macro-invertebrates. *Water Science and Technology* Vol.22 (10-11), 147-154.
- WILSON G.T. u. MACLEOD N. (1974): A critical appraisal of empirical equations and models for the prediction of the coefficient of reoxygenation of deoxygenated water. *Water Research*, Vol.8 341-361.
- WINTER J. (1988): Der Einfluss von Emissionen aus Mischentwässerungssystemen auf den Sauerstoffhaushalt in Fließgewässern. *Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz*, Hannover, Band 2.
- XANTHOPOULOS C. (1992): Niederschlagsbedingter Schmutzstoffeintrag in die Kanalisation. In: *Schadstoffe im Regenabfluss II*; Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.64, 147-166.
- XANTHOPOULOS C. (1995): Schweb- und Schadstofftransport in Regenwasserkanalisationen. In: *Schadstoffe im Regenabfluss III*; Schriftenreihe des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.73, 415-437.
- ZESSNER M. (1999): Bedeutung und Steuerung von Nährstoff- und Schwermetallflüssen des Abwassers. *Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer* Bd.157.

WIENER MITTEILUNGEN WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER
--

Eine von den Wasserbauinstituten an der Technischen Universität Wien, den Instituten für Wasserwirtschaft der Universität für Bodenkultur und dem Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverband herausgegebene Schriftenreihe

Band Nr		Preis €
1	Das Wasser (1968) Kresser W.	vergriffen
2	Die Gesetzmäßigkeiten der stationären Flüssigkeitsströmung durch gleichförmig rotierende zylindrische Rohre (1968) Breiner, H.	vergriffen
3	Abwasserreinigung - Grundkurs (1969) von der Emde, W.	vergriffen
4	Abwasserreinigungsanlagen - Entwurf-Bau-Betrieb (1969) 4. ÖWWV-Seminar, Raach 1969	vergriffen
5	Zukunftsprobleme der Trinkwasserversorgung (1970) 5. ÖWWV-Seminar, Raach 1970	vergriffen
6	Industrieabwässer (1971) 6. ÖWWV-Seminar, Raach 1971	vergriffen
7	Wasser- und Abfallwirtschaft (1972) 7. ÖWWV-Seminar, Raach 1972	vergriffen
8	Das vollkommene Peilrohr (Zur Methodik der Grundwasserbeobachtung) (1972) Schmidt, F.	vergriffen
9	Über die Anwendung von radioaktiven Tracern in der Hydrologie (1972) Pruzinsky, W. Über die Auswertung von Abflußmengen auf elektronischen Rechenanlagen Doleisch, M.:	18
10	1. Hydrologie-Fortbildungskurs (1972)	vergriffen

Band Nr		Preis €
11	Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung von HW-Abflüssen aus kleinen Einzugsgebieten (1972) Gutknecht, D.	vergriffen
12	Uferfiltrat und Grundwasseranreicherung (1973) 8. ÖWWV-Seminar, Raach 1973	vergriffen
13	Zellstoffabwässer-Anfall und Reinigung (1972) von der Emde W., Fleckseder H., Huber L., Viehl K.	vergriffen
14	Abfluß - Geschiebe (1973) 2. Hydrologie-Fortbildungskurs 1973	vergriffen
15	Neue Entwicklung in der Abwassertechnik (1983) 9. ÖWWV-Seminar, Raach 1974	vergriffen
16	Praktikum der Kläranlagentechnik (1974) von der Emde W.	vergriffen
17	Stabilitätsuntersuchung von Abflußprofilen mittels hydraulischer Methoden und Trendanalyse (1974) Behr, O.:	18
18	Hydrologische Grundlagen zur Speicherbemessung(1975) 3. Hydrologie-Fortbildungskurs 1975	vergriffen
19	Vorhersagen in der Wasserwirtschaft (1976) 1. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1976	10
20	Abfall- und Schlammbehandlung aus wasserwirtschaftlicher Sicht (1976) 11. ÖWWV-Seminar, Raach 1976	vergriffen
21	Zur Theorie und Praxis der Speicherwirtschaft (1977) 2. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1977	22
22	Abwasserreinigung in kleineren Verhältnissen (1977) 12. ÖWWV-Seminar, Raach 1977	vergriffen
23	Methoden zur rechnerischen Behandlung von Grundwasserleitern (1977) Baron W., Heindl W., Behr O., Reitingner J.	vergriffen
24	Ein Beitrag zur Reinigung des Abwassers eines Chemiefaserwerkes, eines chemischen Betriebes und einer Molkerei (1978) Begert A.	vergriffen

Band Nr		Preis €
25	Ein Beitrag zur Reinigung von Zuckerfabrikabwasser (1978) Kroiss H.	vergriffen
26	Methoden der hydrologischen Kurzfristvorhersage (1978) Gutknecht D.	vergriffen
27	Wasserversorgung-Gewässerschutz (1978) 13. ÖWWV-Seminar, Raach 1978	vergriffen
28	Industrieabwasserbehandlung - Neue Entwicklungen (1979) 14. ÖWWV-Seminar, Raach 1979	vergriffen
29	Probleme der Uferfiltration und Grundwasseranreicherung mit besonderer Berücksichtigung des Wiener Raumes (1979) Frischherz H.	vergriffen
30	Beiträge zur Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft (1979) o. Univ.-Prof. DDr. Werner Kresser zum 60. Geburtstag	vergriffen
31	Grundwasserzuströmungsverhältnisse zu Horizontalfilterrohrbrunnen (1980) Schügerl W.	vergriffen
32	Grundwasserwirtschaft (1980) 3. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1980	25
33	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1) (1980)	vergriffen
34	Behandlung und Beseitigung kommunaler und industrieller Schlämme (1980) 15. ÖWWV-Seminar, Raach 1980	vergriffen
35	Faktoren, die die Inaktivierung von Viren beim Belebungsverfahren beeinflussen (1980) Usrael G.	vergriffen
36	Vergleichende Kostenuntersuchungen über das Belebungsverfahren (1980) Flögl W.	vergriffen
37	Ein Beitrag zur Reinigung und Geruchsfreimachung von Abwasser aus Tierkörperverwertungsanstalten (1980) Ruider E.	vergriffen
38	Wasserwirtschaftliche Probleme der Elektrizitätserzeugung (1981) Schiller, G.:	vergriffen

Band Nr		Preis €
39	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1981) Teil 2	vergriffen
40	Wasseraufbereitung und Abwasserreinigung als zusammengehörige Techniken (1981) 16. ÖWWV-Seminar, Raach 1981	vergriffen
41	Filterbrunnen zur Erschließung von Grundwasser (1981) ÖWWV-Fortbildungskurs 1981	29
42	Zur Ermittlung von Bemessungshochwässern im Wasserbau (1981) Kirnbauer R.	22
43	Wissenschaftliche Arbeiten, Zeitraum 1977 bis 1981 (1981)	25
44	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1981) Teil 3	25
45	Verbundwirtschaft in der Wasserversorgung (1982) ÖWWV-Fortbildungskurs 1982	29
46	Gewässerschutzplanung, deren Umsetzung und Zielkontrolle im Einzugsgebiet des Neusiedler Sees (1982) Stalzer W.	vergriffen
47	Wechselwirkung zwischen Planung und Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen, Erfahrungen und Probleme (1982) 17. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1982	vergriffen
48	Kleinwasserkraftwerke - Notwendigkeit und Bedeutung (1982) Flußstudien: Schwarza, kleine Ybbs, Saalach	vergriffen
49	Beiträge zur Wasserversorgung, Abwasserreinigung, Gewässerschutz und Abfallwirtschaft (1982) o. Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. v.d. Emde zum 60. Geburtstag	vergriffen
50	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1982) Teil 4	vergriffen
51	Sicherung der Wasserversorgung in der Zukunft (1983) 18. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1983	vergriffen
52	Thermische Beeinflussung des Grundwassers (1983) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1983	vergriffen

Band Nr		Preis €
53	Planung und Betrieb von Regenentlastungsanlagen (1984) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1984	vergriffen
54	Sonderabfall und Gewässerschutz (1984) 19. ÖWWV-Seminar, Gmunden 1984	vergriffen
55	Naturnahes Regulierungskonzept "Pram" (1984)	26
56	Blähschlamm beim Belebungsverfahren (1985) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1985	vergriffen
57	Chemie in der Wassergütewirtschaft (1985) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1985	vergriffen
58	Klärschlamm - Verwertung und Ablagerung (1985) 20. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1985	vergriffen
59	Wasserkraftnutzung an der Thaya (1985) Pelikan B.	23
60	Seminar "Wasser - Umwelt - Raumordnung" (1985)	16
61	Gewässerschutz im Wandel der Zeit Ziele und Maßnahmen zu ihrer Verwirklichung (1985) Fleckseder, H.	vergriffen
62	Anaerobe Abwasserreinigung (1985) Kroiss H.	vergriffen
63	Kleine Belebungsanlagen mit einem Anschlußwert bis 500 Einwohnergleichwerte (1985) Begert A.	vergriffen
64	Belüftungssysteme beim Belebungsverfahren (1986) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1986	vergriffen
65	Planung und Betrieb von Behandlungsanlagen für Industrieabwässer (1986) 21. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1986	vergriffen
66	Ausspracheseminar Grundwasserschutz in Österreich (1986) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1986	29
67	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (5) (1986)	vergriffen

Band Nr		Preis €
68	Zur mathematischen Modellierung der Abflusstehung an Hängen (1986) Schmid B.H.	22
69	Nitrifikation - Denitrifikation (1987) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1987	vergriffen
70	Flußbau und Fischerei (1987)	vergriffen
71	Wasserversorgung und Abwasserreinigung in kleinen Verhältnissen (1987) 22. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1987	vergriffen
72	Wasserwirtschaft und Lebensschutz (1987) Wurzer E.	vergriffen
73	Anaerobe Abwasserreinigung Grundlagen und großtechnische Erfahrung (1988) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1988	vergriffen
74	Wasserbau und Wasserwirtschaft im Alpenraum aus historischer Sicht (1988)	22
75	Wechselbeziehungen zwischen Land-, Forst und Wasserwirtschaft (1988) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1988	vergriffen
76	Gefährdung des Grundwassers durch Altlasten (1988) 23. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1988	vergriffen
77	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (6) (1987)	vergriffen
78	Wasserwirtschaftliche Planung bei mehrfacher Zielsetzung (1988) Nachtnebel, H.P.	25
79	Hydraulik offener Gerinne (1989) Symposium, 1989	vergriffen
80	Untersuchung der Fischaufstiegshilfe bei der Stauhaltung im Gießgang Greifenstein (1988) Jungwirth M., Schmutz S.	vergriffen
81	Biologische Abwasserreinigung (1989) ÖWWV-Fortbildungskurs, 1989, TU-Wien	vergriffen
82	Klärschlamm Entsorgung (1989) 24. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1989	vergriffen

Band Nr		Preis €
83	Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (1990) 2. Symposium	18
84	Schadstofffragen in der Wasserwirtschaft (1989) ÖWWV-Fortbildungskurs 1989, TU-Wien	29
85	Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall, Projekt Abschnitt I (1989) Frischherz H.; Benes E.; Ernst J.; Haber F.; Stuckart W.	18
86	Umfassende Betrachtung der Erosions- und Sedimentationsproblematik (1989) Summer W.	25
87	Großräumige Lösungen in der Wasserversorgung (1990) 25. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1990	vergriffen
88	Revitalisierung von Fließgewässern (1990) Beiträge zum Workshop Scharfling, 1989	vergriffen
89	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1990) Teil 9	vergriffen
90	A Study on Kinematic Cascades (1990) Schmid B.H.	18
91	Snowmelt Simulation in Rugged Terrain - The Gap Between Point and Catchment Scale Approaches (1990) Blöschl G.	18
92	Dateninterpretation und ihre Bedeutung für Grundwasserströmungsmodelle (1990) Blaschke A.P.	nicht erschienen
93	Decision Support Systeme für die Grundwasserwirtschaft unter Verwendung geografischer Informationssysteme (1990) Fürst J.	18
94	Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall; Projekt-Abschnitt 1990 (1990) Frischherz H., Benes E., Stuckhart W., Ilmer A., Gröschl M., Bolek W.	18
95	Anaerobe Abwasserreinigung - Ein Modell zur Berechnung und Darstellung der maßgebenden chemischen Parameter (1991) Svardal K.	22

Band Nr		Preis €
96	EDV-Einsatz auf Abwasserreinigungsanlagen (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	29
97	Entfernung von Phosphorverbindungen bei der Abwasserreinigung (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	25
98	Auswirkungen der Wasserrechtsgesetznovelle 1990 auf Behörden, Planer und Betreiber kommunaler Abwasserreinigungsanlagen - aus technischer, rechtlicher und wirtschaftlicher Sicht (1991) 26. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1991	36
99	Geruchsemissionen aus Abwasserreinigungsanlagen (1991) ÖWWV-Fortbildungskurs 1991,	22
100	Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik (1992) ÖWWV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	vergriffen
101	Umweltbezogene Planung wasserbaulicher Maßnahmen an Fließgewässern (1992) Pelikan B.	18
102	Erfassung hydrometeorologischer Elemente in Österreich im Hinblick auf den Wasserhaushalt (1992) Behr O.	i.V.
103	Wasser- und Abfallwirtschaft in dünn besiedelten Gebieten (1992) 27. ÖWWV-Seminar Ottenstein 1992	36
104	Virus Contamination of the Environment (1992) Methods and Control	vergriffen
105	Fließgewässer und ihre Ökologie (1993) ÖWAV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	22
106	Festlegung einer Dotierwassermenge über Dotationsversuche (1992) Mader H.	22
107	Wasserrechtsgesetznovelle 1990 und neue Emissionsverordnungen (1992) Vorträge anlässlich der UTEC 1992	29
108	Chemische Analytik für einen zeitgemäßen Gewässerschutz (1992) Vorträge anlässlich der UTEC 1992	29
109	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1994) Teil 10 - Beiträge zum Seminar an der Universität für Bodenkultur im November 1994	i.V.

Band Nr		Preis €
110	Bemessung u. Betrieb von Kläranlagen zur Stickstoffentfernung (1993) ÖWAV-Seminar 1993, TU-Wien	36
111	Wasserreserven in Österreich - Schutz und Nutzung in Gegenwart und Zukunft (1993) 28. ÖWAV-Seminar Ottenstein 1993	vergriffen
112	Contamination of the Environment by Viruses and Methods of Control (1993)	18
113	Wasserkraft () O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. S. Radler anlässlich seiner Emeritierung	vergriffen
114	Klärwärter-Grundkurs (1994) 2. Auflage 1994	vergriffen
115	Beitrag zur Reduzierung der Abwasseremissionen der Bleicherei beim Sulfatverfahren (1994) Urban W. ISBN 3-85234-001-2	22
116	Eigenüberwachung von Abwasserreinigungsanlagen für den Gewässerschutz (1994) ÖWAV-Seminar 1994, TU-Wien ISBN 3-85234-002-0	25
117	Abwasserreinigungskonzepte - Internationaler Erfahrungsaustausch über neue Entwicklungen (1995) ÖWAV-Seminar 1994, TU Wien ISBN 3-85234-003-9	25
118	3 Jahre WRG-Novelle (1994) 29. ÖWAV-Seminar: Ottenstein 1994 ISBN 3-85234-004-7	19
119	Landeskulturelle Wasserwirtschaft (1994) anlässlich der Emeritierung von o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. H. Supersperg	vergriffen
120	Gewässerbetreuungskonzepte - Stand und Perspektiven (1994) Beiträge zur Tagung an der BOKU 1994 ISBN 3-85234-010-1	32
121	Generelle Entwässerungsplanung im Siedlungsraum (1996) ÖWAV-Seminar 1995, TU Wien ISBN 3-85234-011-X	29

Band Nr		Preis €
122	Bedeutung von geowissenschaftlicher Zusatzinformation für die Schätzung der Transmissivitätsverteilung in einem Aquifer (1994) Kupfersberger H.	18
123	Modellierung und Regionalisierung der Grundwassermengenbildung und des Bodenwasserhaushaltes (1994) Holzmann, H.	22
124	Pflanzenkläranlagen - Stand der Technik, Zukunftsaspekte (1995) ÖWAV-Seminar, BOKU Wien ISBN 3-85234-014-4	22
125	Abwasserreinigung - Probleme bei der praktischen Umsetzung des Wasserrechtsgesetzes, (1995) ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien ISBN 3-85234-015-2	32
126	Konfliktfeld Landwirtschaft - Wasserwirtschaft (1995) 30. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1995 ISBN 3-85234-016-0	29
127	Alte und neue Summenparameter (1995) ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien ISBN 3-85234-017-9	29
128	Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (deutsch oder englisch) (1995) 4. Symposium Univ.Prof.Dr. R. Walter ISBN 3-85234-019-5	0
129	Einfluß von Indirekteinleitungen auf Planung und Betrieb von Abwasseranlagen (1996) ÖWAV-Seminar 1996, TU-Wien ISBN 3-85234-020-9	vergriffen
130	Zentrale und dezentrale Abwasserreinigung (1996) 31. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1996 ISBN 3-85234-021-7	36
131	Methoden der Planung und Berechnung des Kanalisationssystems (1996) ÖWAV-Seminar 1996, BOKU-Wien ISBN 3-85234-022-5	29

Band Nr	Preis €
132 Scale and Scaling in Hydrology (1996) Blöschl G. ISBN 3-85234-023-3	vergriffen
133 Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) (1996) Integrale Interpretation eines zeitgemäßen Gewässerschutzes ISBN 3-85234-024-0	12
134 Ein Beitrag zur Charakterisierung von Belüftungssystemen für die biologische Abwasserreinigung nach dem Belebungsverfahren mit Sauerstoffzufuhrmessungen (1996) Frey W. ISBN 3-85234-025-X	22
135 Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgebendem Industrieabwassereinfluß (1996) Nowak O. ISBN 3-85234-026-8	36
136 1. Wassertechnisches Seminar (1996) Nebenprodukte von Desinfektion und Oxidation bei der Trinkwasseraufbereitung ISBN 3-85234-027-6	i.V.
137 Modellanwendung bei Planung und Betrieb von Belebungsanlagen (1997) ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien ISBN 3-85234-028-4	32
138 Nitrifikationshemmung bei kommunaler Abwasserreinigung (1997) Schweighofer P. ISBN 3-85234-029-2	25
139 Ein Beitrag zu Verständnis und Anwendung aerober Selektoren für die Blähschlammvermeidung (1997) Prendl L. ISBN 3-85234-030-6	22
140 Auswirkungen eines Kläranlagenablaufes auf abflußschwache Vorfluter am Beispiel der Kläranlage Mödling und des Krottenbaches (1997) Franz A. ISBN 3-85234-031-4	25
141 Neue Entwicklungen in der Abwassertechnik (1997) ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien ISBN 3-85234-032-2	36

Band Nr		Preis €
142	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) (1997) Abfallwirtschaft und Altlastensanierung morgen ISBN 3-85234-033-0	18
143	Abwasserbeseitigung und Wasserversorgung in Wien (1997) Eine ökonomische Beurteilung der Einnahmen, Ausgaben und Kosten Kosz M. ISBN 3-85234-034-9	22
144	Raum-Zeitliche Variabilitäten im Geschiebehaushalt und dessen Beeinflussung am Beispiel der Drau (1997) Habersack H. ISBN 3-85234-035-7	29
145	Fortbildungskurs: Biologische Abwasserreinigung (1998) ÖWAV - Seminar 1998, TU-Wien ISBN 3-85234-036-5	vergriffen
146	2. Wassertechnisches Seminar (1998) Desinfektion in der Trinkwasseraufbereitung ISBN 3-85234-037-3	i.V.
147	Eigenüberwachung und Fremdüberwachung bei Kläranlagen (1998) 32. ÖWAV-Seminar , Linz 1998 ISBN 3-85234-038-1	36
148	Grundwasserdynamik (1998) ISBN 3-85234-039-C	36
149	Die Tradition in der Kulturtechnik (1998) Kastanek F. Simulationsanwendung bei der Störung durch poröses Medium (1998) Loiskandl W. ISBN 3-85234-040-4	22
150	Auswirkungen von Niederschlagsereignissen und der Schneeschmelze auf Karstquellen (1998) Steinkellner M. ISBN 3-85234-041-1	36
151	Experiences with soil erosion models (1998) ISBN 3-85234-042-X	29

Band Nr	Preis €
152 Ein Beitrag zur Optimierung der Stickstoffentfernung in zweistufigen Belebungsanlagen (1998) Dornhofer K. ISBN 3-85234-043-8	25
153 Hormonell aktive Substanzen in der Umwelt (1998) ÖWAV / UBA Seminar 1998, BOKU Wien ISBN 3-58234-044-6	vergriffen
154 Erfassung, Bewertung und Sanierung von Kanalisationen (1998) ÖWAV Seminar 1999, BOKU Wien ISBN 3-8523-045-4	29
155 Nährstoffbewirtschaftung und Wassergüte im Donauraum (1999) ÖWAV - Seminar 1999, TU-Wien ISBN 3-85234-046-2	32
156 Der spektrale Absorptionskoeffizient zur Bestimmung der organischen Abwasserbelastung (1999) UV-Seminar 1998, Duisburg ISBN 3-85234-047-0	22
157 Bedeutung und Steuerung von Nährstoff- und Schwermetallflüssen des Abwassers (1999) Zessner M. ISBN 3-85234-048-9	25
158 Entwicklung einer Methode zur Bewertung von Stoffbilanzen in der Abfallwirtschaft (1999) Rechberger H. ISBN 3-85234-049-7	vergriffen
159 Sicherheit und Gesundheitsschutz auf Abwasseranlagen und deren Evaluierung (2000) ÖWAV – Seminar 2000, TU-Wien ISBN 3-85234-050-0	22
160 Auswirkungen von Klimaänderungen auf die Hydrologie alpiner Einzugsgebiete (2000) Hebenstreit K. ISBN 3-85234-051-9	25

161	Innovative Messtechnik in der Wasserwirtschaft (2000) Präsentation eines Forschungsprojektes ÖWAV – Seminar 2000, BOKU – Wien ISBN 3-85234-052-7	vergriffen
162	Sickerwasser und Oberflächenabdichtung auf Reaktordeponien (2000) ÖWAV - Seminar 2000, Wirtschaftskammer Wien ISBN 3-85234-053-5	25
163	Abfall- und Abwasserentsorgung in kleinen Verhältnissen (2000) ÖWAV - Seminar 2000, Ottenstein ISBN 3-85234-054-3	25
164	Niederschlag-Abfluss-Modellierung – Simulation und Prognose (2000) ÖWAV-Seminar 2000, TU Wien ISBN 3-85234-055-1	i.V.
165	Mehrdimensionale Abflussmodellierung am Beispiel der Lafnitz (2000) Habersack, H. / Mayr, P. / Girlinger, R. / Schneglberger, St. ISBN 3-85234-056-x	25
166	Anpassung von Kläranlagen – Planung und Betrieb (2001) ÖWAV-Seminar 2001, TU Wien ISBN 3-85234-057-8	40
167	Bepflanzte Bodenfilter zur weitergehenden Reinigung von Oberflächenwasser und Kläranlagenabläufen (2001) Laber J. ISBN 3-85234-058-6	25
168	Kanalbetrieb und Niederschlagsbehandlung (2001) ÖWAV-Seminar 2001, BOKU Wien. ISBN 3-85234-059-4	29
169	Development of a Simulation Tool for Subsurface Flow Constructed Wetlands (Entwicklung eines Simulationsmodells für bepflanzte Bodenfilter) (2001) Langergraber G. ISBN 3-85234-060-8	25
170	Simulation von Niederschlagszeitreihen mittels stochastischer Prozess-modelle unter Berücksichtigung der Skaleninvarianz (2001) Bogner ISBN 3-85234-061-6	i.V.
171	Sewage Sludge Disposal – Sustainable and/or Reliable Solutions (2001) ÖWAV / EWA Workshop 2001, TU-Wien ISBN 3-85234-062-4	25

-
- | | | |
|-----|---|------|
| 172 | Stickstoffentfernung mit Biofiltern (2002)
Nikolavic B.
ISBN 3-85234-063-2 | i.V. |
| 173 | Anaerobe Abwasserreinigung: Beeinflussende Faktoren der Versäuerung eines Zitronensäurefabrikabwassers (2002)
Moser D.
ISBN 3-85234-064-0 | i.V. |
| 174 | Gewässerschutz bei Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation (2002)
Fenz R.
ISBN 3-85234-065-9 | i.V. |
| 175 | Wechselwirkung von physikalischen, chemischen und biotischen Prozessen in aquatischen Systemen (2002)
Kreuzinger N.
ISBN 3-85234-066-7 | i.V. |
| 176 | Benchmarking in der Abwasserentsorgung (2002)
ÖWAV Workshop Februar 2002, TU-Wien
ISBN 3-85234-067-5 | 30 |
| 177 | Klärschlamm (2002)
Möglichkeiten und Verfahren zur Verwertung / Entsorgung ab 2004
ÖWAV Seminar April 2002, Wirtschaftskammer Österreich
Schlammbehandlung und Entsorgung
ÖWAV / TU – Workshop September 2000, TU-Wien
ISBN 3-85234-068-3 | 30 |

Die Bände sind zu beziehen bei:

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
der Technischen Universität Wien
Karlsplatz 13/226, A-1040 Wien

Band: 12, 15, 16, 20, 28, 34, 35, 36, 37, 47, 49, 53, 54, 56, 57, 58, 61, 62, 63, 64, 65, 69, 73, 81, 82, 84, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 105, 107, 108, 110, 114, 116, 117, 121, 125, 127, 129, 130, 134, 135, 137, 138, 139, 140, 141, 143, 145, 147, 152, 153, 155, 156, 157, 158, 159, 161, 162, 166, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177

Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft
der Technischen Universität Wien
Karlsplatz 13, A-1040 Wien

Band: 1, 2, 8, 9, 17, 21, 23, 26, 30, 31, 41, 42, 52, 66, 68, 74, 90, 91, 92, 102, 122, 132, 148, 164

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
der Universität für Bodenkultur,
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 18, 19, 32, 38, 43, 44, 45, 48, 50, 55, 59, 60, 70, 75, 78, 86, 89, 93, 101, 106, 109, 113, 123, 144, 160, 165, 167, 169

Institut für Wasservorsorge, Gewässerökologie und Abfallwirtschaft
der Universität für Bodenkultur,
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 22, 29, 39, 40, 46, 67, 71, 72, 76, 77, 80, 83, 85, 87, 88, 94, 103, 112, 115, 118, 120, 124, 126, 128, 131, 133, 136, 142, 146, 150, 154, 163, 167, 168, 169

Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft
der Universität für Bodenkultur
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 119, 149, 151, 170