Thomas Golger, BSc

Untersuchung von Spüleinrichtungen zur Reinigung von Stauraumkanälen der Mischwasserbewirtschaftung

Detailbetrachtung der Spüleinrichtung an einem Abschnitt des Zentralen Speicherkanals ZSK der Stadt Graz

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Wirtschaftsingenieurwesen - Bauingenieurwissenschaften

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dirk Muschalla

Mitbetreuende Assistenten:
Dipl.-Ing. Thomas Franz Hofer, BSc
Dipl.-Ing. Clemens Dorfmann

Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau

Graz, Mai 2014

Kontakt:
Thomas Golger
thomas.golger86@gmail.com

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

20. 05. 2014
Datum / Date

Golger Thomas
Unterschrift / Signature

Danksagung

Als erstes möchte ich mich bei meinen Betreuern Herrn Dipl.-Ing. Thomas Hofer und Herrn Dipl.-Ing. Clemens Dorfmann für die engagierte und umfassende Betreuung bedanken. Sie hatten stets ein offenes Ohr für Fragestellungen und Probleme aller Art und standen mir jederzeit mit nützlichen Ratschlägen zur Seite.

Einen Dank aussprechen möchte ich dem Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau, allen voran Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dirk Muschalla, für die Möglichkeit der Einarbeitung in die Thematik der Siedlungswasserwirtschaft. Ein Dankeschön ergeht auch an alle Mitarbeiter des Laborteams vom Institut für Siedlungswasserwirtschaft, die mir bei der Bereitstellung und Aufbereitung der Messdaten geholfen haben.

Ein besonderes Dankeschön gebührt meiner Freundin Reinhilde für die moralische Unterstützung und die oft nötige Ablenkung während dieser Zeit und des gesamten Studiums.

Ein großer Dank gilt meiner Familie und speziell meinen Eltern, die meine gesamte Ausbildung möglich gemacht und mich immer unterstützt haben.

Kurzfassung

Die Anwendung der heute gebräuchlichen Reinigungsmethoden in der Kanalisation - allen voran die Hochdruckspülung - ist auf eine punktuelle und diskontinuierliche Reinigung von einzelnen Kanalabschnitten ausgelegt. Meist wird nur ein räumlich und zeitlich begrenzter ablagerungsfreier Zustand in den betroffenen Kanälen erreicht. Die Wirkungen der Schwallspülung gehen weit über die Grenzen dieser konventionellen Reinigungsmethoden hinaus. Bei entsprechendem Einsatz von Schwallspüleinrichtungen an ablagerungskritischen Stellen können Kanäle kontinuierlich bzw. quasi-kontinuierlich gereinigt werden. Informationen zu praktisch durchgeführten bzw. modelltechnisch abgebildeten Schwallspülversuchen sind in der Literatur allerdings nur begrenzt verfügbar und nur bedingt miteinander vergleichbar.

In dieser Arbeit wurde die Schwallspüleinrichtung im Zentralen Speicherkanal (ZSK) der Stadt Graz detailliert untersucht, welche als versenkbares Spülwehr ausgebildet ist. Dazu wurden Spülversuche mit Spülwassermengen von rund 400 m³ durchgeführt, die über eine Versuchsstrecke im Kanal von mehr als 1 100 m messtechnisch erfasst und modelltechnisch abgebildet. Es wurden einzelne Spülwellen als auch Überlagerungen von Spülwellen generiert.

Ziel dieser Masterarbeit ist die Sammlung von ersten Erfahrungen mit der vorliegenden Spülmethode, um in Zukunft die Reinigungsleistung der Kanalspülungen im konkreten Kanalabschnitt besser einschätzen zu können. Zu diesem Zweck wurde ein eindimensionales hydrodynamisches Abflussmodell erstellt, mit welchem die Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten während der Spülvorgänge abgeschätzt werden können. Das Modell wurde anhand von zeitlich hoch aufgelösten Messdaten im Kanal kalibriert. Dadurch war es möglich, die vorhandene Sohlschubspannung abzuschätzen, um eine Aussage über die Reinigungsleistung treffen zu können.

Als Ergebnis wurden für jeden durchgeführten Spülversuch die Messdaten mit den Simulationsergebnissen gegenübergestellt. Dies ergab, dass eindimensionale hydrodynamische Simulationsmodelle nicht alle Effekte einer Spülwelle abbilden können. Die daraus errechneten Sohlschubspannungen erreichen die geforderten Werte nicht, um einen ablagerungsfreien Betrieb im ZSK erwarten zu lassen. Es ist aber zu vermuten, dass in der Realität höhere Schubspannungswerte im Kopf der Spülwelle vorherrschen. Diese Turbulenzen im Wellenkopf lassen sich aber in der eindimensionalen Modellierung generell nicht abbilden.

Abstract

The application of commonly used today cleaning methods in the sewer system - especially the high-pressure flushing - is designed to be a punctual and discontinuous cleaning of single channel sections. Usually, only a spatially and temporally limited deposit-free state can be reached in the affected channel sections. The effects of flush cleaning go far beyond the limits of these conventional cleaning methods. An appropriate use of flushing devices at deposit critical points will allow a continuously or quasi-continuously cleaning of the sewer system. Information from literature about theoretical investigations or case studies in flush cleaning are limited and mostly not comparable.

In this master thesis, the flushing devices in the central storage tunnel (ZSK) in the city of Graz (Austria), designed as a vertical weir, was examined in detail. For this purpose practical flushing experiments were performed with volumes up to 400 m³. The flush waves were detected with on-line sensors in a test section (1100 m) of the ZSK and an additional hydrodynamic runoff model was set up. In this test section, individual flush waves as well as superposition of waves were generated.

The aim of this master thesis is the collection of first data and experiences with the installed flushing device in the ZSK to estimate the reachable bottom shear stress and the cleaning efficiency. For this purpose, a one-dimensional hydrodynamic runoff model was created, to estimate water level and velocity of the generated flush waves. The model was calibrated with high resolution on-line data from sensors directly installed in the ZSK.

As a result, the measured data were compared with the simulation results for each generated flush wave. This showed, that one-dimensional hydrodynamic simulation models can’t reproduce all of the effects of a flush wave. The estimated bottom shear stress doesn’t reach the required limits to ensure a deposit-free operation in ZSK. It should be noted, that in reality much higher bottom shear stresses may occur in the head of the flushing wave. This turbulence in the wave head can’t be modeled in the chosen one-dimensional hydrodynamic approach.

Gleichheitsgrundsatz

Aus Gründen der Lesbarkeit wurde in dieser Arbeit darauf verzichtet, geschlechtsspezifische Formulierungen zu verwenden. Jedoch möchte ich ausdrücklich festhalten, dass die bei Personen verwendeten maskulinen Formen für beide Geschlechter zu verstehen sind.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung 1

1.1 Motivation 1

1.2 Zielsetzung 2

1.3 Methodik 3

2 Grundlagen 5

2.1 Transportprozesse von Feststoffen und Ablagerungsbildung in der Kanalisation 5

2.2 Entwicklung und Arten der Kanalreinigung 14

2.3 Grundlagen der Abflussmodellierung in Kanalnetzen 34

2.4 Siedlungsentwässerung der Stadt Graz 47

2.5 Erweiterung der Mischwasserbewirtschaftung in Graz – Zentraler Speicherkanal (ZSK) 52

2.6 Detailbeschreibung des bestehenden Abschnitts des ZSK (Bauabschnitt BA 70) 63

3 Aufbau und Modellimplementierung der Versuchsstrecke im ZSK 75

3.1 Messprinzipien der verwendeten Sensoren zur Erfassung hydraulischer Parameter im ZSK 75

3.2 Bauteile und Sensorik für Spülvorgänge innerhalb der Versuchsstrecke im ZSK 78

3.3 Modellimplementierung der Versuchsstrecke im ZSK 85

4 Praktische Durchführung von Spülversuchen 93

4.1 Protokollierung der Versuchsdurchführung 93

4.2 Durchführung von Spülversuchen ohne Sedimenteinbringung 94

4.3 Durchführung von Spülversuchen mit Sedimenteinbringung 96

5 Ergebnisse 99

5.1 Ergebnisse der Einzelspülversuche ohne Sedimenteinbringung 99

5.2 Ergebnisse der Serienspülversuche ohne Sedimenteinbringung 104

5.3 Ergebnisse des Einzelspülversuchs mit Sedimenteinbringung 108

5.4 Wirtschaftlichkeitsbetrachtung – Kostenvergleich von Schwallspülung und händischer Reinigung innerhalb der Versuchsstrecke 111

6 Zusammenfassung und Ausblick 114

6.1 Herausforderungen bei der praktischen Durchführung von Spülversuchen 114

6.2 Einschränkungen in der eindimensionalen modelltechnischen Abbildung von Spülversuchen 115

6.3 Herausforderungen und Defizite der Sensorik im ZSK 116

6.4 Ausblick 117

Tabellenverzeichnis..... i

Abbildungsverzeichnis..... iii

Literaturverzeichnis..... viii

Anhang A..... A-3

Anhang B..... A-15

Anhang C..... A-23

Abkürzungsverzeichnis

Abb.	Abbildung
AFS	Abfiltrierbare Stoffe
ARA	Abwasserreinigungsanlage
AEV	Abwasser-Emissionsverordnung
CSB	Chemischer Sauerstoffbedarf
ev.	eventuell
EW_{60}	Einwohnerwert organisch (60g BSB_5 / EW*d) – der Einwohnerwert setzt sich aus den Einwohnern und dem Einwohnergleichwert zusammen ($EW = E + EGW_{Industrie}$)
HD	Hochdruck
HQ_n	n-jährliches Hochwasser, welches statistisch alle n Jahre erreicht bzw. überschritten wird (z.B. HQ_{30})
K[n]	Bezeichnung der Wehrbauwerke im ZSK
L0[n]	Bezeichnung der linksufrigen Mischwasserentlastungen in Graz
MÜ	Mischwasserüberlauf
MÜB	Mischwasserüberlaufbecken
MW	Mischwasser
MKW	Murkraftwerk
ÖWAV	Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
R0[n]	Bezeichnung der rechtsufrigen Mischwasserentlastungen in Graz
Tab.	Tabelle
vgl.	vergleiche
z. B.	zum Beispiel
ZSK	Zentraler Speicherkanal der Stadt Graz

1 Einleitung

Die Hauptaufgabe der Mischkanalisation ist der geordnete, gemeinsame Transport von kommunalem und industriellem Abwasser sowie eingeleitetem Oberflächenabfluss infolge von Regenereignissen vom Entstehungsort bis zu einer Abwasserreinigungsanlage (ARA) und weiterführend ins Gewässer. Bei dieser Art der Abwasserableitung kommt es häufig vor, dass sich sedimentierbare Inhaltstoffe aus dem Gemisch von anorganischen und organischen Stoffen aus dem Mischwasser (MW) absetzen und Ablagerungen an der Kanalsohle bilden. Folgen dieser Ablagerungen können eine verminderte hydraulische Leistungsfähigkeit des Abwasserkanals, Frachtstoßbelastungen für die nachgeschaltete ARA und dadurch resultierende negative Umweltbeeinflussungen, eine erhöhte Gewässerbelastung infolge verstärkter Entlastungen aus dem Mischsystem sowie Geruchsbeeinträchtigungen in der Umgebung von Kanalschächten und Auslässen sein. Diese Folgen können nur durch Beseitigungen der Ablagerungen verhindert werden, welche wiederum erhöhte betriebliche Aufwendungen nach sich ziehen. Dazu stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung die grundsätzlich in mechanische, Niederdruck-, Hochdruck- und sonstige Reinigungsverfahren eingeteilt werden können. (nach Dettmar, 2005)

1.1 Motivation

In der Stadt Graz (Österreich) funktionierte die Kanalisation bisweilen ohne nennenswerte Probleme in Bezug auf Ablagerungsbildung. Außer des Einsatzes der Hochdruckreinigung bei der Durchführung von Inspektionen oder zur Beseitigung von Verstopfungen, bestand bisher kein Bedarf, alternative Reinigungsverfahren, wie etwa Schwallspülungen, im System anzuwenden. Im Zuge des Baus eines Wasserkraftwerks an der Mur im Raum Gössendorf wurde im Zeitraum von 2010 bis Sommer 2012 auch der erste Abschnitt eines neuen zentralen Speicherkanals (ZSK) in der Mischkanalisation von Graz errichtet. In diesem neu geschaffenen Retentionsraum soll entlastetes Mischwasser aus angeschlossenen Mischwasserüberläufen (MÜ) im Regenwetterfall gefasst und gespeichert werden, um einerseits die Entlastung ins Gewässer zu reduzieren und andererseits eine gedrosselte Weiterleitung zur ARA Graz nach einem Regenereignis zu ermöglichen. Dieser erste Abschnitt des Speicherkanals mit einer Länge von 3,2 km und einem Querschnitt von 3,2 x 2,5 m weist ein erhebliches Ablagerungspotential für das zu speichernde Mischwasser auf und wurde deshalb im Zuge des Baus mit einer automatischen Schwallspüleinrichtung sowie versenkbaren Wehranlagen versehen. Mithilfe dieser Wehre soll eine gezielte, kaskadenförmige Speicherung und Bewirtschaftung des anfallenden Mischwassers möglich werden sowie die Reinigung der Kanalsohle von etwaigen, während der Speicherung anfallenden, Sedimenten erfolgen. Da der zentrale Speicherkanal ZSK zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit gerade erst fertig gestellt wurde und noch nicht in den Regelbetrieb übergegangen ist, gilt es, erste Betriebserfahrungen

zur Reinigungsleistung der Spüleinrichtung zu sammeln sowie Vergleichsuntersuchungen zu modelltechnischen Spülversuchen durchzuführen. Die gewonnenen Erkenntnisse können dazu dienen, um den Betrieb der Spüleinrichtung schrittweise zu verbessern und somit die Reinigungsleistung im Speicherkanal zu optimieren.

1.2 Zielsetzung

Primär steht in dieser Masterarbeit die Analyse der bestehenden Spüleinrichtung auf einem definierten Abschnitt des zentralen Speicherkanals ZSK der Stadt Graz im Vordergrund. Dazu sollen erste Spülversuche durchgeführt werden, die Aufschluss über die potentielle Reinigungsleistung im ZSK geben sollen. Da es keinerlei Erfahrungen von vergleichbaren Speicherkanälen mit ähnlicher Spüleinrichtung gibt, soll versucht werden, die durchgeführten praktischen Spülversuche mittels hydrodynamischer Modellsimulationen abzubilden. Zur Verifizierung der Reinigungsleistung der erzeugbaren Spülwellen soll eine erste Abschätzung anhand der erreichbaren Sohlschubspannung modelltechnisch als auch praktisch erfolgen.

Diese Arbeit ist in folgende Teilziele gegliedert:

- Erfassung, Validierung und statistische Auswertung von Messdaten unterschiedlicher Sensoren im zentralen Speicherkanal.
- Sammlung erster praktischer Erfahrungen bei der Durchführung einzelner bzw. mehrerer aufeinanderfolgender Spülvorgänge.
- Versuch der Überlagerung von Spülwellen.
- Überblick über Randbedingungen und Möglichkeiten einer modelltechnischen Abbildung von Spülversuchen im Kanalsystem.
- Modelltechnische Abbildung der durchgeführten Spülversuche mithilfe unterschiedlicher Simulationsmodelle.
- Kalibrierung der Simulationsmodelle anhand von generierten Messdaten während durchgeführter Spülversuche.
- Untersuchung der Eignung der verwendeten Simulationsmodelle zur Abbildung von Spülversuchen im Kanalsystem.
- Modelltechnische Abbildung der Wassertiefe und der Fließgeschwindigkeit auf Basis des Spülvolumens.
- Abschätzung der Sohlschubspannung der durchgeführten Spülversuche und Korrelation zur Reinigungsleistung im Kanalsystem.
- Abschätzung der betrieblichen Jahresgesamtkosten der Schwallspülung im Vergleich zu einer konventionellen händischen Kanalreinigung.

1.3 Methodik

Die in dieser Arbeit verfolgte Methodik kann grundsätzlich in sechs Arbeitsschritte unterteilt werden, welche in Abbildung 1-1 als Ablaufdiagramm dargestellt sind:

- Ermittlung des Istzustands

  Die Ermittlung des Istzustandes beinhaltet die Grundlagenermittlung, um das Projekt ZSK im System des Entwässerungskonzepts der Stadt Graz verstehen zu können. Es werden Recherchen angestellt, um Transportprozesse vergleichbarer Spüleinrichtungen, sowie Richtwerte für notwendige Sohlschubspannungswerte zu erhalten.

- Vorbereitung und Durchführung von Spülversuchen

  Als Vorbereitung der praktischen Spülversuche wird die Situation vor Ort durch einen Lokalaugenschein begutachtet und ein Verfahrensprotokoll erstellt. Das Durchführen der Spülversuche findet direkt an der Spülkammer des obersten Wehrbauwerks des zentralen Speicherkanals statt. Zu Beginn eines Spülversuches muss das Wehr angehoben werden. Danach wird Wasser aus dem angrenzenden Fluss Mur in die Spülkammer eingelassen. Durch Absenken des Spülwehres setzt sich die Schwallspülwelle in Gang. Dabei werden alle notwendigen Parameter zur Nachvollziehbarkeit des Spülversuches im Versuchsprotokoll dokumentiert.

- Aufbereitung / Analyse von Messdaten

  Die Aufbereitung der Messdaten der Höhenstandssensoren besteht aus dem Bereinigen des zeitlichen Offset, da im Hintergrund der Sensoren nicht der gleiche Bezugspunkt abgespeichert ist. Die zusätzlich generierten Messdaten für Fließgeschwindigkeit und Durchfluss werden manuell aufbereitet und aus dem Ergebnisdiagramm ausgelesen.

- Modelltechnische Abbildung von Spülversuchen

  Nach einem durchgeführten Spülversuch wird das vorhandene Spülvolumen ermittelt und mit diesem jeder Einzelspülversuch im Modell abgebildet. Außerdem muss eine geeignete Abflusskurve für den jeweiligen Spülversuch definiert werden.

- Vergleich von Simulationsergebnissen mit Messdaten

  Bei diesen Vergleichen werden die generierten Messdaten mit den Modellergebnissen der verwendeten Simulationsprogramme gegenübergestellt.

- Abschätzung der Sohlschubspannung und Bewertung

  Bei der Bewertung der Ergebnisse wird auf die Besonderheiten der Einzelspülversuche und der Spülversuchsserien eingegangen. Dabei werden die aufgetretenen Abweichungen in den Messdaten, aber auch in den Modeller-

gebnissen erläutert und bewertet. Abschließend wird eine Abschätzung der Sohlschubspannung durchgeführt, die als Grundlage für die Bewertung der Reinigungsleistung des betrachteten Abschnitts des zentralen Speicherkanals dienen soll.

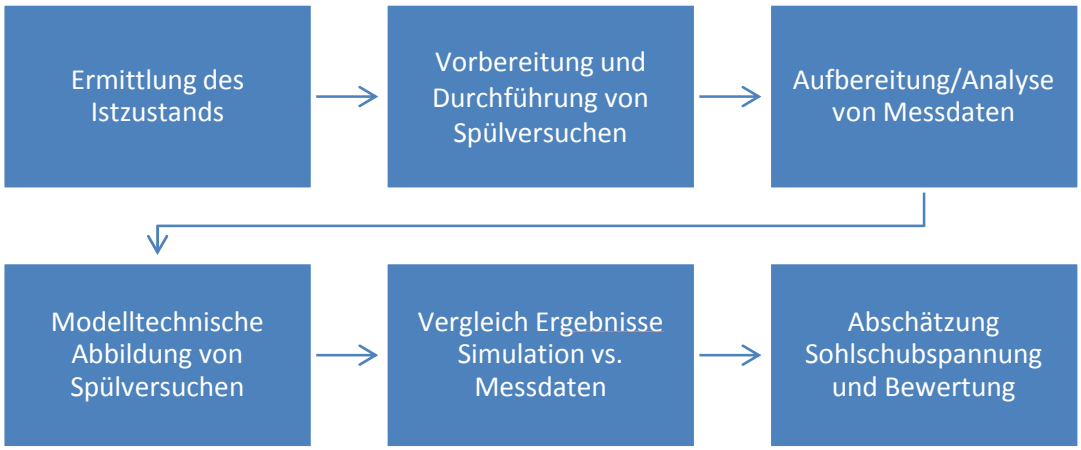


Abbildung 1-1: Methodik zur Abschätzung der Sohlschubspannung aus praktisch durchgeführten Spülversuchen

2 Grundlagen

Dieses Kapitel ist in mehrere Abschnitte gegliedert und behandelt neben einem einführenden Überblick über Transportprozesse von Feststoffen in der Kanalisation auch die Entwicklung und Arten der Kanalreinigung, die modelltechnische Abbildung von Transportprozessen, die Beschreibung der derzeitigen und zukünftigen Siedlungsentwässerung der Stadt Graz sowie die Beschreibung des zentralen Speicherkanals ZSK inklusive des Teilabschnitts, in dem eine detaillierte Betrachtung von Spülvorgängen untersucht wurde.

2.1 Transportprozesse von Feststoffen und Ablagerungsbildung in der Kanalisation

Die nachfolgenden ersten beiden Abschnitte beschäftigen sich mit den hydromechanischen Grundlagen, die zur Beschreibung von Gerinneströmungen und Transportprozessen in Kanälen notwendig sind. Danach werden Sedimentations- und Erosionsprozesse in Hinblick die Ablagerungsbildung und -entfernung beschrieben.

2.1.1 Grundbegriffe der Gerinnehydraulik

Die Strömung eines dichten Fluids, das durch eine Zwischenfläche von einem darüber liegenden Fluid getrennt ist und frei in einem Gerinne fließt, wird als Gerinneströmung bezeichnet. Die nachfolgenden Erläuterungen sind sinngemäß aus Jirka and Lang (2009) sowie Bollrich (2007) entnommen.

<u>Kontinuitätsgleichung</u>

Das Kontinuitätsgesetz (Gleichung 1) wird auch als Gesetz von der Erhaltung der Masse bei Flüssigkeitsströmungen bezeichnet. Es besagt, dass der Durchfluss in einem Gerinne immer konstant ist. Dieser ändert sich auch bei einer Änderung der Querschnittsfläche nicht. Aufgrund der Massenerhaltung muss diese Querschnittänderung durch eine Änderung der Fließgeschwindigkeit ausgeglichen werden

$$Q = v * A \qquad \textbf{Gleichung 1}$$

mit: Q Durchfluss (m³/s), v Fließgeschwindigkeit (m/s), A Querschnittsfläche(m²)

<u>Hydraulischer Radius</u>

„Die Gerinnequerschnittsform ist ein wesentlicher Faktor bei Gerinneströmungen, da sich am benetzten Umfang der Impulsaustausch, in Form von Schubspannungen, zwischen der Strömung und der festen Berandung abspielt.“ (Jirka und Lang, 2009)

Von Bedeutung ist in diesem Zusammenhang das Konzept des hydraulischen Radius. Dieser Radius r_{hy} ist als Quotient aus der durchflossenen Querschnittsfläche A durch den benetzten Umfang l_u definiert (siehe Gleichung 2). Der hydraulische Radius steht mit dem hydraulischen Durchmesser d_{hy} in folgendem Zusammenhang.

$$r_{hy} = \frac{A}{l_u} = \frac{d_{hy}}{4}$$ **Gleichung 2**

mit: r_{hy} *hydraulischer Radius (m),* A *Querschnittsfläche* $A = B * h$ *(m²),* l_u *benetzter Umfang* $l_u = B + 2h$ *(m),* d_{hy} *hydraulischer Durchmesser (m)*

Fließgeschwindigkeit

Es gibt eine Vielzahl von empirischen Fließformeln, wobei die meisten auf der Fließformel nach Chezy[1] (1775) aufbauen. In der modernen wasserbaulichen Praxis ist die folgende Gleichung 3 eine der bedeutendsten und meistverwendete Fließformeln. Diese als Manning-Strickler-Fließformel bezeichnete Gleichung, kann als Erweiterung der Chezy-Formel angesehen werden. Der Reibungsbeiwert k_{st} wird Stricklerbeiwert genannt.

$$v = k_{st} * I_S^{1/2} * r_{hy}^{2/3}$$ **Gleichung 3**

mit: v Fließgeschwindigkeit (m/s), k_{st} *Rauigkeitsbeiwert nach Strickler (*$m^{1/3}/s$*),* I_S *Sohlneigung* $I_S = \frac{dh}{dx}$ *(-),* r_{hy} *hydraulischer Radius (m)*

Der Strickler-Rauigkeitsbeiwert berücksichtigt folgende Fließverluste:

- Natürliche Rauheit der Gerinnewandungen
- Transportkörper an der Gerinnesohle
- Vegetation
- Um- und Überströmung von Buhnen
- Aufweitungen oder Änderungen der Querschnittsform
- Sekundärströmungen in Krümmungen
- Trennflächenrauheiten zwischen Flussschlauch und Vorland

In Tabelle 2-1 sind charakteristische Strickler-Rauigkeitsbeiwerte für verschiedene Werkstoffe bzw. Gerinnetypen angegeben.

[1] Antoine Chezy (1718-1798), französischer Hydrauliker

Tabelle 2-1: Rauigkeitsbeiwerte nach Manning-Strickler k_{st} (Jirka und Lang, 2009)

Gerinnetypen	k_{St} [$m^{1/3}/s$]
Erdkanäle	
Erdkanäle in festem Material, glatt	60
Erdkanäle in festem Sand mit etwas Ton oder Schotter	50
Erdkanäle mit Sohle aus Sand und Kies mit gepflasterten Böschungen	45–50
Erdkanäle aus Feinkies, etwa 10/20/30 mm	45
Erdkanäle aus mittlerem Kies, etwa 20/40/60 mm	40
Erdkanäle aus Grobkies, etwa 50/100/150 mm	35
Erdkanäle aus scholligem Lehm	30
Erdkanäle, mit groben Steinen angelegt	25–30
Erdkanäle aus Sand, Lehm oder Kies, stark bewachsen	20–25
Felskanäle	
Mittelgrober Felsausbruch	25 30
Felsausbruch bei sorgfältiger Sprengung	20 25
Sehr grober Felsausbruch, große Unregelmäßigkeiten	15–20
Gemauerte Kanäle	
Kanäle aus Ziegelmauerwerk, Ziegel, auch Klinker, gut gefugt	80
Bruchsteinmauerwerk	70–80
Kanäle aus Mauerwerk (normal)	60
Normales (gutes) Bruchsteinmauerwerk, behauene Steine	60
Grobes Bruchsteinmauerwerk, Steine nur grob behauen	50
Bruchsteinwände, gepflasterte Böschungen mit Sohle aus Sand und Kies	45–50
Betonkanäle	
Zementglattstrich	100
Beton bei Verwendung von Stahlschalung	90–100
Glattverputz	90–95
Beton geglättet	90
Gute Verschalung, glatter unversehrter Zementputz, glatter Beton	80–90
Beton bei Verwendung von Holzschalung, ohne Verputz	65–70
Stampfbeton mit glatter Oberfläche	60–65
Alter Beton, unebene Flächen	60
Betonschalen mit 150-200 kg Zement je m^3, je nach Alter u. Ausführung	50 60
Grobe Betonauskleidung	55
Ungleichmäßige Betonflächen	50
Holzgerinne	
Neue glatte Gerinne	95
Gehobelte, gut gefügte Bretter	90
Ungehobelte Bretter	80
Ältere Holzgerinne	65–70
Blechgerinne	
Glatte Rohre mit versenkten Nietköpfen	90–95
Neue gußeiserne Rohre	90
Genietete Rohre, Niete nicht versenkt, im Umfang mehrmals überlappt	65–70
Natürliche Wasserläufe	
Natürliche Flußbetten mit fester Sohle, ohne Unregelmäßigkeiten	40
Natürliche Flußbetten mit mäßigem Geschiebe	33–35
Natürliche Flußbetten, verkrautet	30–35
Natürliche Flußbetten mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	30
Natürliche Flußbetten, stark geschiebeführend	28
Wildbäche mit grobem Geröll (kopfgroße Steine) bei ruhendem Geschiebe	25–28
Wildbäche mit grobem Geröll, bei in Bewegung befindlichem Geschiebe	19–22

„Durch Ablagerungen vergrößert sich meist die Rauigkeit des Kanals, wodurch der Stricklerbeiwert k_{st} kleiner wird. Das bedeutet, dass bei gleicher zur Verfügung stehender Energielinienneigung I_E eine geringere Geschwindigkeit des Wassers vorhanden ist.“ (Aigner, 1994)

2.1.2 Sohlschubspannung in einem Gerinne

Die Sohlschubspannung ist ein wichtiger Parameter, um das Selbstreinigungsvermögen von Kanälen zu beschreiben. Sie wird im Zusammenhang mit dem Geschiebetransport auch Schleppspannung genannt. In dieser Arbeit wurden zwei Ansätze zur Ermittlung der Sohlschubspannung in einem Gerinne verwendet.

2.1.2.1 Sohlschubspannung - Ansatz 1: Berechnung über die Wassertiefe

Die Schubspannung (Gleichung 4) ist das Produkt von Wassersäule pro Flächeneinheit und dem Energieliniengefälle.

$$\tau = \rho * g * r_{hy} * I_E \qquad \textbf{Gleichung 4}$$

mit: τ Schubspannung (N/m²), ρ Dichte des Abwassers (kg/m³), g Erdbeschleunigung (m/s²), r_{hy} hydraulischer Radius, I_E Energielinienneigung (-)

In Abbildung 2-1 sind die Komponenten der Sohlschubspannung nach Gleichung 4 dargestellt.

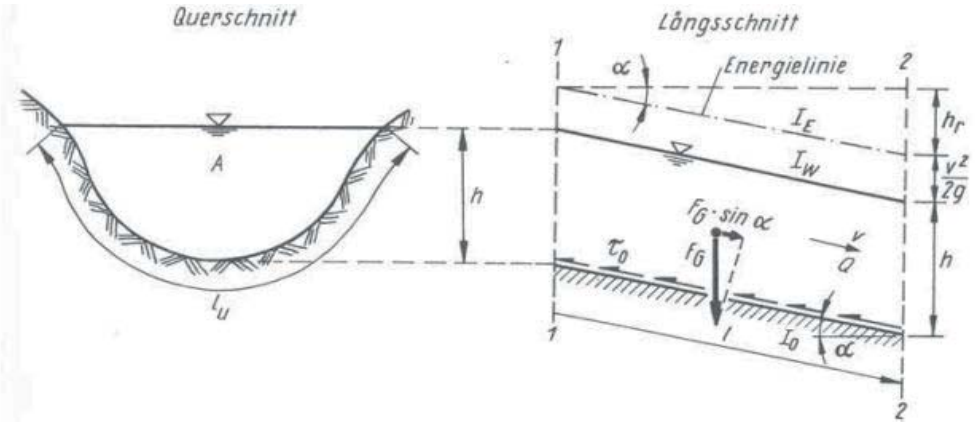


Abbildung 2-1: Quer- und Längschnitt eines Gerinnes (Bollrich, 2000)

In Abbildung 2-2 ist eine mögliche Verteilung der Sohlschubspannung über den Gerinnequerschnitt dargestellt. Diese Annahme gilt für die meisten bekannten Strömungsverhältnisse in der Hydromechanik und der angewandten Hydraulik.

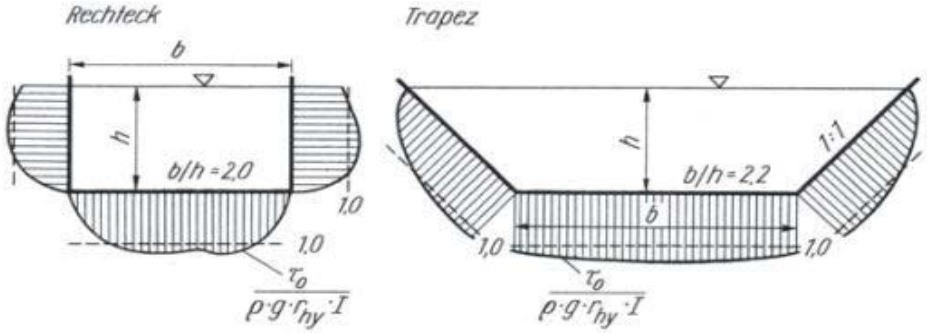


Abbildung 2-2: Verteilung der Sohlschubspannungen in einem Gerinnequerschnitt (Bollrich, 2000)

2.1.2.2 Sohlschubspannung - Ansatz 2: Berechnung über die Fließgeschwindigkeit

Für turbulente Fließverhältnisse in offenen Gerinnen lässt sich die mittlere Schubspannung nach Gleichung 6 berechnen. Komponenten dieser Gleichung sind der Widerstandsbeiwert der Rohrreibung (Gleichung 5) und die mittlere Fließgeschwindigkeit im Gerinne.

$$\lambda = \frac{2g * d_{hy}}{k_{st}^2 * (\frac{d_{hy}}{4})^{4/3}}$$ **Gleichung 5**

mit: λ Widerstandsbeiwert der Rohrreibung (-), g Erdbeschleunigung (m/s²), d_{hy} hydraulischer Durchmesser (m), k_{st} Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler ($m^{1/3}/s$)

$$\tau_0 = \rho * \frac{\lambda}{8} * v_m^2$$ **Gleichung 6**

mit: τ_0 Schubspannung(N/m²), ρ Dichte des Abwassers (kg/m³), λ Widerstandsbeiwert der Rohrreibung (-) und v_m mittlere Fließgeschwindigkeit (m/s)

2.1.3 Feststofftransport in einem Gerinne

Der Feststofftransport in Gerinnen kann über unterschiedliche Ansätze (Transportkonzentrationen, Sedimentparameter, Sedimentationsgeschwindigkeiten) charakterisiert werden. In dieser Arbeit geschieht dies einheitlich über die kritischen Fließzustände.

2.1.3.1 Transportprozess - Begriffsdefinitionen

Der Transportbeginn wird durch die kritische Erosionsschubspannung ($\tau_{e,crit}$) bzw. durch die kritische Sohlschubspannungsgeschwindigkeit (v_{crit}) definiert.

Transport der Feststoffe geschieht in Suspension und als Geschiebe. Bei der Sedimentation setzen sich feste Abwasserinhaltstoffe in Form von einzelnen Partikeln oder kohäsiven Aggregaten an der Sohle ab. Bei der Remobilisierung abgesetzter Feststoffe unterscheidet man zwischen Resuspension und Erosion.

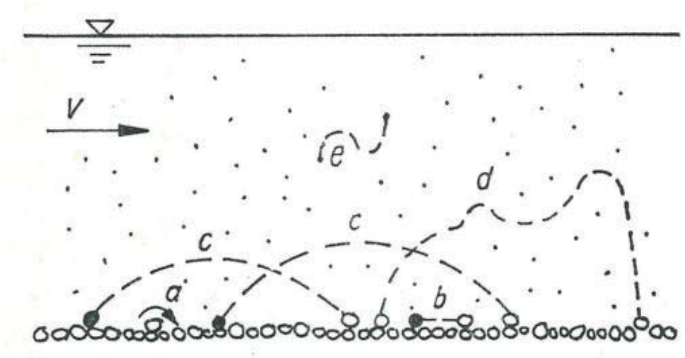
Die Interaktion zwischen Transport und Ablagerung wird durch kritische Fließzustände beschrieben. Im Wesentlichen beschreibt die kritische Erosionsschubspannung ($\tau_{e,crit}$) den Erosionsbeginn und die kritische Sedimentationsschubspannung ($\tau_{s,crit}$) den Sedimentationsbeginn. In dieser Arbeit wird nicht auf den Sedimentationsbeginn eingegangen. Alle in den folgenden Abschnitten verwendeten kritischen Schubspannungswerte sind deshalb als Wert der kritischen Erosionsschubspannung zu betrachten ($\tau_{crit} = \tau_{e,crit}$).

Da die Schubspannung in direktem Zusammenhang mit der Fließgeschwindigkeit steht, wird oftmals die Fließgeschwindigkeit des mit Partikeln durchsetzten Mediums zur Beschreibung des Transportprozesses herangezogen.

2.1.4 Feststoffe in der Mischkanalisation

Feststoffe in Mischwasserkanälen bestehen aus einer Mischung organischer, anorganischer und mineralischer Partikel. Der jährliche Feststoffeintrag in die Kanalisation eines kleinen Einzugsgebietes setzt sich beispielsweise nach Untersuchungen von Artières (1988) aus 45 % organischen und 55 % mineralischen Anteilen zusammen. Ein weiteres Ergebnis aus dieser Arbeit zeigt auf, dass 35 % der eingetragenen Feststoffe zur Bildung von Ablagerungen im Kanalnetz neigen. Diese Mengen an Feststoffen, die in die Kanalisation eingebracht werden, sind Grund genug, um sich Gedanken über deren Transport (Spülung) aus dem Kanalnetz zu machen. Außerdem sollten diese Partikel fast ständig in Bewegung bleiben, da Ergebnisse von Stotz und Krauth (1986) zeigen, dass Ablagerungen bereits nach 12 Stunden Verweilzeit aufgrund von Konsolidierungs- und Adhäsionseffekten eine größere Stabilität aufweisen und dadurch schwerer remobilisiert werden können.

Die in Abbildung 2-3 verwendeten Bezeichnungen der Bewegungsarten von Sedimentpartikeln sind in vielen bekannten Literatursammlungen anzutreffen.



mit: a… Rollen; b… Gleiten; c… Saltation (Hüpfen und Springen); d… Saltation unter Einfluss von Querschwankungen; e… Suspension (wobei: Bewegungsart a bis d … Geschiebe; e… Schwebstoff)

Abbildung 2-3: Bewegungsarten der Sedimentpartikel (Bollrich, 1989)

2.1.5 Eigenschaften und Klassifizierung von Kanalablagerungen

Kohäsive (bindige) Sedimente besitzen deutlich höhere Erosionsfestigkeiten als rollige (nicht bindige) Sedimente. Deshalb ist besonders bei dieser Gruppe der Sedimente auf kurze Spülintervalle zu achten.

In der folgenden Tabelle 2-2 werden Ablagerungen hinsichtlich ihrer Entstehungsorte und ihres Verschmutzungspotentials in fünf Klassen unterschieden, wobei:

- Hauptverschmutzungsquellen für Gewässer sind Sedimenttyp A und C.
- Sedimenttyp C ist am Spülstoß zu Beginn des Niederschlagsereignisses beteiligt.
- Einfluss auf hydraulische Leistungsfähigkeit haben Typen A, B, E.

Tabelle 2-2: Eigenschaften von Sedimenttypen (Crabtree, 1988)

Typ	Art und Vorkommen	TR [g/kg]	GV des TR [%]	$\rho_{Schütt}$ [kg/m³]	CSB [mg/g m_T]	relative Verschmutzung
A	grobkörniges, meist lockeres Material, tritt in lockerer Form an der Rohrsohle auf	740	10	1720	23	mittel
B	wie Typ A, jedoch in verfestigter Form, durch Beimengungen kohäsiver Stoffe physikalisch immobil	-	-	-	-	-
C	mobile, feinkörnige organische Schlämme, treten sohlnah oder über Typ A auf	270	56	1170	76	hoch
D	Sielhaut an der Kanalwand	258	61	1210	193	sehr hoch
E	feinkörnige organische und mineralische Sedimente (Stauraumkanäle, Becken)	480	22	1460	48	hoch

In dieser Klassifizierung wurden hauptsächlich diejenigen Sedimente berücksichtigt, welche in großformatigen Abwasserkanälen vorkommen.

2.1.6 Auswirkungen von Kanalablagerungen

Ablagerungen haben unterschiedlichste Auswirkungen auf alle bekannten Kanalisationssysteme. Jedoch entstehen vornehmlich in Mischwasserkanälen die unangenehmen Sohlablagerungen, welche eine betriebliche Einschränkung oder eine erhöhte Belastung durch Schmutzfrachtstöße bei Niederschlagsereignissen bedeuten. Diese Belastungen haben in Trennsystemen eine untergeordnete Relevanz. Aufgrund der getrennten Abführung der Schmutzstoffe in der Trennkanalisation entstehen grundsätzlich weniger Ablagerungen, als in der Mischkanalisation.

Folgen der Ablagerungsbildung sind (nach Geib, 2007):

- Verringerung des Abflussquerschnitts
- Geringeres Retentionsvermögen des Kanalnetzes bei Regenereignissen und dadurch häufiges Anspringen der MW-Entlastungen
- Größerer Schmutzfrachtaustrag durch MW-Entlastungen bei Regenereignis
- Steigerung des Betriebsaufwandes für Reinigungsmaßnahmen
- Zunahme der Rohrrauigkeit (k_{st}-Wert nimmt ab)
- Förderung der Entstehung biogener Schwefelsäurekorrosion
- Geruchsbelästigung durch Schwefelwasserstoffbildung
- Gesundheitliche Beeinträchtigung des Betriebspersonals

2.1.7 Erosionsprozess

Der Beginn des Erosionsprozesses ist durch den Anstieg der vorhandenen Sohlschubspannung über den Wert der kritischen Erosionsschubspannung zu verstehen. Die Widerstandsfähigkeit der Gerinnewandungen bzw. der Ablagerungen an den Gerinnewandungen kann durch den Vergleich (Gleichung 7) der vorhandenen Sohlschubspannung τ_0 mit der kritischen Schubspannung τ_{crit} beurteilt werden. Transportvorgänge finden statt, sobald die vorhandene Sohlschubspannung τ_0 größer der kritischen Schubspannung τ_{crit} ist.

$$\tau_0 < \tau_{crit} \qquad \textbf{Gleichung 7}$$

mit: τ_0 Sohlschubspannung (N/m²), τ_{crit} kritische Schubspannung (N/m²)

Auch die kritische Fließgeschwindigkeit v_{crit} dient zur Ermittlung der Stabilität (Gleichung 8) eines Gerinnebettes. Die kritische Fließgeschwindigkeit, welche den Beginn des Feststofftransportes beschreibt, wird in Versuchen ermittelt. Auch hier treten Transportvorgänge dann auf, wenn die vorhandene Fließgeschwindigkeit v_{vorh} größer der kritischen Fließgeschwindigkeit v_{crit} ist.

$$v_{vorh} < v_{crit} \qquad \textbf{Gleichung 8}$$

mit: v_{vorh} mittlere gemessene Fließgeschwindigkeit (m/s), v_{crit} kritische Fließgeschwindigkeit (m/s)

Die folgende Tabelle 2-3 dient als Referenz für kritische Sohlschubspannungswerte und Fließgeschwindigkeiten. Eine Umrechnung von τ_{crit} in v_{crit} und umgekehrt ist nicht zulässig, da der Zusammenhang zwischen diesen beiden Größen nur ein empirischer Zusammenhang ist.

Tabelle 2-3: Kritische Sohlschubspannung τ_{crit}, kritische Fließgeschwindigkeit v_{crit} und Manning-Strickler Rauigkeitsbeiwert k_{st} für Gerinne (Bollrich, 2000)

Sohl- bzw. Wandbeschaffenheit	Korngröße Kantenlängen mm	τ_{crit} N/m²	v_{crit} m/s	k_{St} m$^{1/3}$/s
a) Kolloidaler Boden				
lehmiger Sand		2,0		60 bis 50
lockerer Schlamm		2,5	0,10 … 0,15	
lockerer Lehm		3,5	0,15 … 0,20	
sandiger Lehm			0,40 … 0,60	
festgelagerter Lehm, Ton bzw. Schlamm		12	0,70 … 1,0	
b) Einzelkorngefüge vorherrschend				
Schluff	0,02 … 0,063		0,10 … 0,20	50 bis 40
Feinsand	0,063 … 0,2	0,5 … 1,0	0,20 … 0,35	
Mittelsand	0,2 … 0,63	1,0 … 2,0	0,35 … 0,45	
Grobsand	0,63 … 2,0	3,0 … 6,0	0,45 … 0,60	
Feinkies	2,0 … 6,3	8,0 … 12,0	0,60 … 0,80	
Mittelkies	6,3 … 20	15	0,80 … 1,25	
Grobkies	20 … 63	45	1,25 … 1,60	35
Flußschotter, Geröll	50 … 75		1,7 … 1,8	30
	75 … 100		1,9 … 2,0	28
c) Befestigungen				
Steinschüttung	32/63	30 … 58		30 bis 20
	63/90	40 … 75		
	63/125	75 … 100		
	100 … 150		1,90 … 3,40	
Steinpackung, Steinpflasterung	150 … 200	53 … 73	2,60 … 3,80	
	200 … 300	73 … 160		
Rasen, gut verwurzelt – lange Belastung		15 … 18	1,5	
Rasen, gut verwurzelt – kurze Belastung		20 … 30	1,8	
Betongitterplatten mit Rasen		108		50 bis 40
mit Sand		40 … 50		
mit Kies		50 … 100		
Beton, ohne Geschiebebewegung			4,0	
mit Geschiebebewegung			2,5	
Rauhwehr, Spreutlage		30 … 40		
Weidenwuchs, mehrjährig		100 … 140		
Bruchsteinpflaster in Zementmörtel			5,0	

Für den Parameter τ_{crit} existiert eine große Bandbreite an Referenzwerten zur Charakterisierung des Erosionsbeginns, die aufgrund unterschiedlicher Versuchsaufbauten und Versuchsbedingungen variieren. Die folgende Tabelle 2-4 aus Dettmar (2005) stellt eine Auswahl der bekanntesten Versuchsergebnisse dar.

Tabelle 2-4: Kritische Sohlschubspannungen für den Erosionsbeginn (Dettmar, 2005)

$\tau_{e,krit}$ [N/m²]	Autor	Bemerkung
5 - 7	KLEIJWEGT et al. (1990)	Laborversuche (kohäsives Material)
1,3 / 20	KAMPHUIS (1990)	Laborversuche (mit/ohne Sand)
1,8 - 2,0	ASHLEY et al. (1992)	Feldmessungen
7 - 2500	WOTHERSPOON und ASHLEY (1992)	Laborversuche (kohäsive Sedimentproben)
2,5	NALLURI und ALVAREZ (1992)	Laborversuche: Sedimenttyp C
6 - 7		Laborversuche: Sedimenttyp A, konsolidiert
0,44 - 1,02	RISTENPART (1995)	Feldmessungen (Trockenwetterabfluss)
2,2 - 5,6		Feldmessungen (Mischwasserabfluss)

2.2 Entwicklung und Arten der Kanalreinigung

Der nachfolgende Abschnitt basiert im Wesentlichen auf den Beschreibungen von Dettmar (2005).

Die Geschichte der Kanalisation ist so alt wie die Menschheitsgeschichte. Dafür gibt es etliche Beweise. Bereits in der Steinzeit wurden einfache Gerinne zur Abwasserableitung angelegt. Diese Entwicklungen setzten sich über das Altertum in allen bekannten Erdteilen fort. Allen gemeinsam konnte nicht die Notwendigkeit möglicher Reinigungsmaßnahmen abgesprochen werden. Die einfachste Methode der Kanalreinigung dürfte mit Schaufeln und Gefäßen stattgefunden haben.

Entwicklungen anderer Reinigungsarten sind durch Überreste von steinernen Abwasserkanälen in Griechenland überliefert. In der Akropolis waren für die Reinigung der Kanäle Einstiegsöffnungen vorgesehen, durch welche bei Bedarf mit Regen- oder Bachwasser Spülungen oder manuelle Reinigungen vorgenommen werden konnten.

Die Methoden der Kanalreinigung lassen sich grundsätzlich in mechanische, Niederdruck- und Hochdruck-Reinigungsverfahren einteilen. Bis zur Mitte des 19. Jahrhunderts waren Niederdruckreinigungsverfahren und mechanische Verfahren die üblichen Methoden. Durch die einsetzende Industrialisierung wurden diese Methoden aufgrund mangelnder Steuerungsmöglichkeiten jedoch in den Hintergrund gedrängt. Die Niederdruckreinigungsverfahren waren einerseits sehr wirkungsvolle Methoden der Kanalreinigung. Andererseits waren für diese Verfahren sehr große Mengen an Trink- oder Bachwasser nötig, welche zur damaligen Zeit viel schwieriger zu speichern waren als heute. Zusätzlich mussten die Kanäle meist händisch, mithilfe von mechanischen Verfahren, gereinigt werden. Dies war notwendig, weil zu geringe Spülwassermengen die Kanalabschnitte nicht ausreichend säubern konnten.

In der heutigen Zeit wird meistens die Hochdruckreinigung (HD-Reinigung) eingesetzt. Im deutschen Sprachraum sind es immerhin 90 % aller dokumentierten Kanalreinigungsleistungen, die mit dieser Methode erbracht werden (ATV, 1997). Die HD-

Reinigung wird fast ausschließlich zur Systemreinigung eingesetzt. Nur in sehr wenigen Fällen, dort wo lokale Umstände die Anwendung dieser Technologie nicht ermöglichen, kommen andere Verfahren zur Anwendung. Obwohl die HD-Reinigung aus Kostengründen nur in Zyklen von mindestens mehreren Monaten eingesetzt wird, hat sie sich gegen andere Verfahren durchgesetzt. Das Erfolgsprinzip dieser diskontinuierlichen Reinigungsmethode beruht darauf, dass sie bei ihrer Einführung eine deutliche Verbesserung des bis dahin praktizierten Reinigungsbetriebes bewirkte.

Die Niederdruck- und die mechanischen Reinigungsverfahren waren früher oft mit großem personellem Aufwand sowie mit gesundheitlichen Risiken für das Betriebspersonal verbunden. Ausschlaggebend für den steten Rückgang dieser Methoden war zur Zeit des frühen Industrialisierungszeitalters das Fehlen von adäquaten Steuerungsmöglichkeiten. Für die HD-Reinigung begann ab dem 20. Jahrhundert eine Blütezeit, da es einfach war, Aggregate in dieser Größenordnung zu bauen und mit einfachen mechanischen Hilfsmitteln durch Menschenhand zielführend zur Reinigung zu verwenden. Außerdem konnte mit der HD-Reinigung erstmals der gesamte Querschnitt eines Abwasserkanals gereinigt werden, was mit den bisherigen Reinigungsmethoden nicht möglich war.

In den letzten Jahren hat sich allerdings gezeigt, dass die mit Hochdruckspülverfahren durchgeführten diskontinuierlichen Systemreinigungen nicht unbedingt zielführend sind, da in beobachteten Kanälen oft wenige Tage nach der Reinigungstätigkeit erneut Ablagerungsbildungen festgestellt wurden. Aus diesem Grund wird von der Fachwelt die Forcierung von quasi-kontinuierlichen Reinigungsmaßnahmen, vor allem in großformatigen Kanälen (z. B. Stauraumkanäle), vorangetrieben.

Um die Betriebskosten und die Effizienz der Niederdruckreinigungsverfahren zu optimieren, wurden in den vergangenen Jahrzehnten Versuche zur Reinigung einzelner Kanalabschnitte mithilfe von Schwallspülungen angestellt. Bei dieser Methode wird ein vordefiniertes Wasservolumen in Form eines Schwalles sprunghaft in Bewegung versetzt. Durch die dadurch frei werdende Energie sollen Ablagerungen im System remobilisiert und abtransportiert werden. Die Methode der Schwallspülung hat in ökonomischer aber auch in ökologischen Belangen einige Vorteile aufzuweisen, wie:

- Geringe Investitions- und Betriebskosten
- Geringer Energieverbrauch
- Geringe Lärmentwicklung
- Geringe Verkehrsbeeinträchtigung

Durch Entwicklungen in Bereichen der Mess-, Steuerungs- und Regelungstechnik, sowie durch verbesserte Werkstoffe, eröffnen sich der Schwallspülmethode heute neue Möglichkeiten. Durch die in den letzten Jahren erprobten Schwallspüleinrichtungen können Spülvorgänge automatisch und zielgerichtet durchgeführt werden. Im

Gegensatz zu den Anlagen aus der Anfangszeit sind sie in der Lage mehrmals täglich Spülwellen zu generieren. Einige dieser neuen Einrichtungen bieten neben dem Einsatz zur Reinigung auch Möglichkeit Abflusssteuerungsmaßnahmen vorzunehmen.

In Tabelle 2-5 sind die heute verwendeten Reinigungsverfahren und -geräte aufgelistet. Sie wurden hier nach ihrer Wirkungsweise gruppiert und weisen in der letzten Spalte ihre derzeitige Bedeutung für die betriebliche Praxis aus.

Tabelle 2-5: Verfahren der Kanalreinigung und ihre Einsatzbereiche (Dettmar, 2005)

		Einsatzbereich		
	Verfahren	**Durchmesser, Art des Kanals**	**Art der Ablagerung, Verschmutzung, Reinigungsaufgabe**	**PR*)**
Spül-verfahren	Hochdruckspülverfahren, HD-Reinigung	≤ DN 2000	überwiegend nicht verfestigte Ablagerungen	●
	Schwallspülung	alle DN	nicht verfestigte Ablagerungen	⊙
	Stauspülung	≥ DN 800	nicht verfestigte Ablagerungen	⊙
mechanische Reinigungsverfahren/ Reinigungsgeräte	manuelle Reinigung mit Hilfsmitteln	≥ DN 1200	ergänzend zur HD-Reinigung, Sondereinsätze	⊙
	Windenreinigung	≤ DN 2000	verfestigte und nicht verfestigte Ablagerungen	⊙
	Sielwolf, Kanaljumbo	> DN 2000	verfestigte Ablagerungen	⊙
	Bohr-, Fräs-, Schneid- und Schlaggeräte	≤ DN 800	verfestigte Ablagerungen, Hindernis, Wurzeleinwuchs	⊙
	Molch	Dükerleitung, Pumpdruckleitung	nicht verfestigte Ablagerungen	⊙
sonstige Reinigungs-verfahren	Strömungserzeuger	≥ DN 1200	nicht verfestigte Ablagerungen	○
	physikalische Reinigung	Dükerleitung, Pumpdruckleitung	nicht verfestigte Ablagerungen	○
	biologische Reinigung	alle DN	Sondereinsätze	○
	chemische Reinigung	< DN 1000	Sondereinsätze (z. B. Wurzeleinwuchs, Inkrustation)	○

*) Praxisrelevanz (PR): ● hoch, ⊙ mittelmäßig - gering, ○ gering - keine

2.2.1 Beschreibung der mechanischen und sonstigen Kanalreinigung

Unter mechanischen Reinigungsverfahren wird in erster Linie die **Windenzugreinigung** verstanden. Bei dieser Methode können je nach anstehender Reinigungsaufgabe verschiedene Geräte wie z. B. Bürsten, Sohlenschaufeln, Ketten, Spiralen oder Wurzelreißer, in den Kanal gebracht werden, um vorhandene Ablagerungen zu entfernen. In Abbildung 2-4 ist dargestellt, wie eine solche Kanalreinigung von statten ging. Dieses Reinigungsverfahren wird heute nur noch bedingt eingesetzt. Jedoch wird die Vorschubkraft anstatt manuellen Kurbeln über mechanische Seilwinden erzeugt. Die Windenzugreinigung kommt zum Einsatz, wenn sich eingewachsene Wur-

zeln oder andere schwer zu entfernende Blockaden, mit der HD-Reinigung nicht beseitigen lassen. Dieses Verfahren wird hauptsächlich in nicht begehbaren Abwasserkanälen eingesetzt.

Bei der **manuellen Reinigung** werden Kanalabschnitte mithilfe von Spitzhacken, Schaufeln oder Handspritzgeräten vom Betriebspersonal gereinigt. Dieses Reinigungsverfahren wird heute lediglich als unterstützende oder ergänzende Maßnahme in begehbaren Abwasserkanälen eingesetzt.

Sielwolf und **Kanaljumbo** werden zur Reinigung hoch verschmutzter großformatiger Kanäle eingesetzt.

Bohr- und Fräsgeräte sowie **Schlag- und Schneidgeräte** werden zur Beseitigung stark verfestigter Ablagerungen und Abflusshindernissen (Wurzeln) eingesetzt. Diese ersetzen heute in vielen Fällen die Windenreinigung.

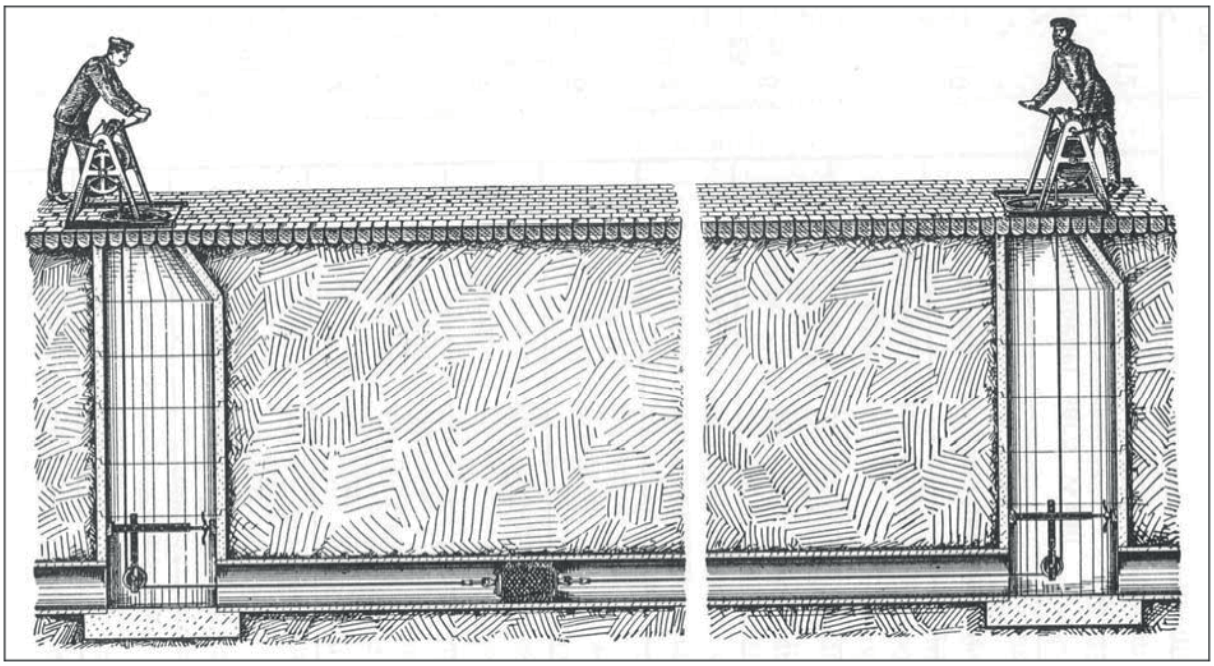


Abbildung 2-4: Kanalreinigung durch Windenzug mithilfe einer Bürste (Panse, 1915)

Der Einsatz von **Molchen** beschränkt sich auf die Reinigung von Druckleitungen und Dükern, wobei sich dieser wie ein Reinigungspfropfen infolge des aufzubringenden Wasserdrucks durch die zu reinigende Haltung bewegt.

Strömungserzeuger werden zur Reinigung von Regenbecken und Stauraumkanälen eingesetzt. Durch diese Reinigungsaggregate werden die umgebenden Wasserkörper mittels Flügelrad oder Wasserstrahlpumpe so in Bewegung gehalten, dass eine Remobilisierung der Feststoffe erzeugt wird. Bei der anschließenden Entleerung des Kanals sollen die in Schwebe gehaltenen Feststoffe mit dem Abwasserstrom ausgetragen werden.

Beim **physikalischen Reinigungsverfahren** wird durch Eintragen von Druckluft in die betroffenen Abwasserleitungen eine Beschleunigung des Abwasserkörpers er-

zeugt, welche im Stande ist, die Ablagerungen und Anhaftungen zu entfernen. Der Einsatz dieser (pneumatischen) Reinigungsverfahren beschränkt auf die Reinigung von Druck- und Dükerleitungen.

Bei den **biologischen Reinigungsverfahren** werden dem Abwasser bestimmte Mikroorganismen zugeführt, welche durch Auflösen bestimmter Abwasserinhaltstoffe, eine Ablagerungsbildung weitgehend vermeiden.

Bei den **chemischen Reinigungsverfahren** werden durch Einsatz spezieller Lösungsmittel Verschmutzungen wie Inkrustationen oder Wurzeleinwuchs beseitigt. Dabei ist vorteilhaft, dass eine Wurzelneubildung weitgehend unterbunden wird. Chemische und biologische Verfahren sind Sondereinsätzen vorbehalten.

2.2.2 Beschreibung der Hochdruck-Kanalreinigung

Bis ins 20. Jahrhundert waren die Reinigung durch Schwallspülung und Windenzug die dominierenden Reinigungsverfahren von Kanälen. Als im Jahre 1959 im Duisburger Kanalnetz erstmals eine motorbetriebene Hochdruckpumpe erfolgreich eingesetzt wurde, begann der Siegeszug der HD-Reinigung. Diese Entwicklung brachte so viele Vorteile, dass sie heute noch die Kanalreinigungspraxis in Deutschland und vielen anderen Ländern prägt. Zu den Vorteilen zählen:

- Hohe Reinigungsleistung
- Verbesserung der Arbeitsbedingungen für das Betriebspersonal
- Gute Belüftung des Kanalnetzes

Mit der HD-Reinigung konnte man, ab Mitte des 20. Jahrhunderts, Kanäle aller Größenordnungen von Ablagerungen befreien. Mit dieser Methode war es möglich, selbst kleine, nicht begehbare Abwasserkanäle gut zu reinigen, was früher nur dem Windenzug vorbehalten war. Ab dem Jahre 1960 wurde die Fahrzeug-, Maschinen- und Gerätetechnik bei der HD-Reinigung kontinuierlich weiterentwickelt, wobei das Verfahrensprinzip bis heute unverändert geblieben ist. In Abbildung 2-5 ist die Entwicklung der Fahrzeugtechnik dargestellt.

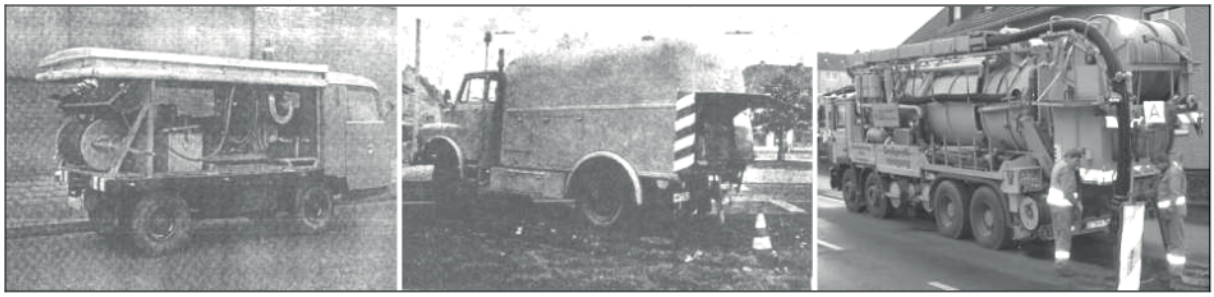


Abbildung 2-5: HD-Reinigungsfahrzeuge: linkes Foto aus den 60er Jahren (Frechen, 1960), mittleres Foto aus den 70er Jahren (ATV, 1982) und rechtes Foto aus den 90er Jahren (Dettmar, 2005).

Damals wie heute wird der Hochdruckschlauch über einen Schacht in den zu reinigenden Abwasserkanal eingebracht. Am vorderen Ende des HD-Schlauches befindet sich die Düse. Wird Wasser vom Reinigungsfahrzeug zur Düse gefördert, bewegt das an der Düse rückwärts austretende Wasser den HD-Schlauch entgegen der Fließrichtung im Kanal vorwärts und löst vorhandene Ablagerungen. Wurde der am Reinigungsfahrzeug vorhandene HD-Schlauch zur Gänze in den Kanalstrang vorgetrieben, muss der Schlauch sodann langsam zurückgezogen werden, wobei die Düse das gelöste Material in Richtung Anfangsschacht befördert. An diesem Anfangsschacht wird separat ein Großteil der gelösten Feststoffe abgesaugt.

Es gibt unterschiedliche Varianten von Reinigungsfahrzeugen. Der soeben beschriebene Vorgang kann von einem (vgl. Abbildung 2-6) oder mehreren der folgend angeführten Fahrzeuge bewerkstelligt werden:

- Hochdruckspülfahrzeuge
- Saugfahrzeuge mit oder ohne Wasserabscheidung
- kombinierte Hochdruckspül- und Saugfahrzeuge mit oder ohne Wasserrückgewinnung

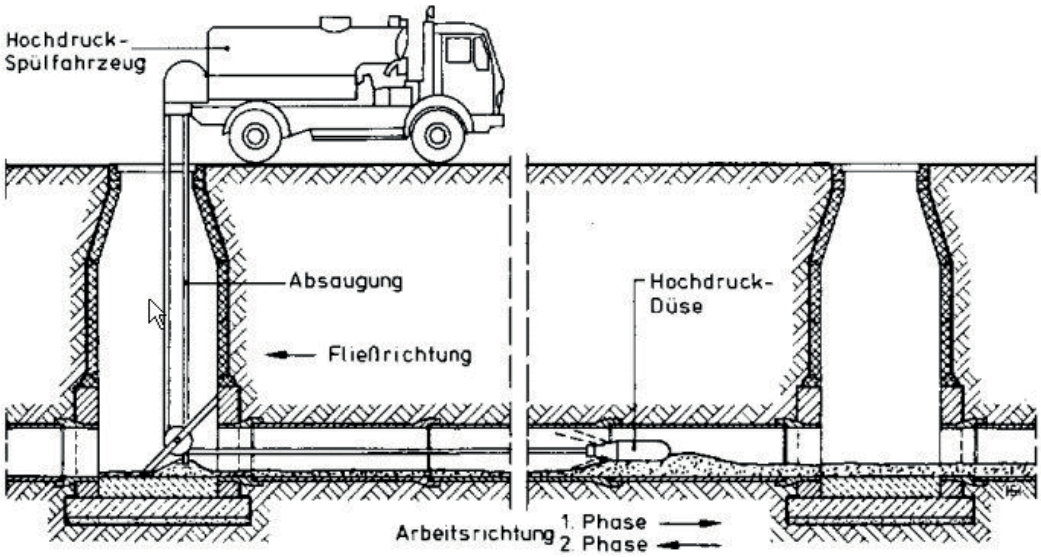


Abbildung 2-6: Kanalreinigung mittels Hochdruckspülverfahren (URL: www.arbeitshilfen-abwasser.de)

Das für die Spülung benötigte Wasser wurde zu Beginn der Entwicklung der HD-Reinigung aus örtlichen Hydranten bezogen. Später wurden Fahrzeuge mit eigenen Wassertanks gebaut, welche keine Wasserrückgewinnungstechnik besitzen, wodurch sie mehrmals täglich neues Wasser auftanken müssen. Der damit verbundene Trinkwasserverbrauch ist aus ökologischer und ökonomischer Sicht heute nicht mehr vertretbar. Deshalb bestehen die Fuhrparks der Kanalnetzbetreiber meist aus kombinierten Fahrzeugen mit Wasserrückgewinnungstechnik. Zur Zusatzausstattung nicht aller, aber sicherlich vieler Fahrzeuge gehören HD-Düsen mit integrierter Kamera. Dies ermöglicht heute eine effiziente bedarfsorientierte Kanalreinigung.

Der Wirkungsgrad der HD-Reinigung ist abhängig von Spüldruck, Spülwasserdurchfluss, Strahlwinkel (Winkel zwischen Wasserstrahlen und Kanallängsachse) und Rückzugsgeschwindigkeit der Spüldüse.

Diese Einflussparameter auf die Reinigungsleistung haben aber negative Auswirkungen (vgl. Abschnitt 2.2.4) auf die Lebensdauer der Kanäle. Gemäß ÖWAV-Regelblatt 34 (2003) „Hochdruckreinigung von Kanälen“ erfolgt der Reinigungsvorgang durch das Zurückziehen einer Spüldüse, aus der ein Wasserstrahl unter hohem Druck (bis 200 bar) austritt und Ablagerungen von der Kanalwandung ablöst (siehe Abbildung 2-7).

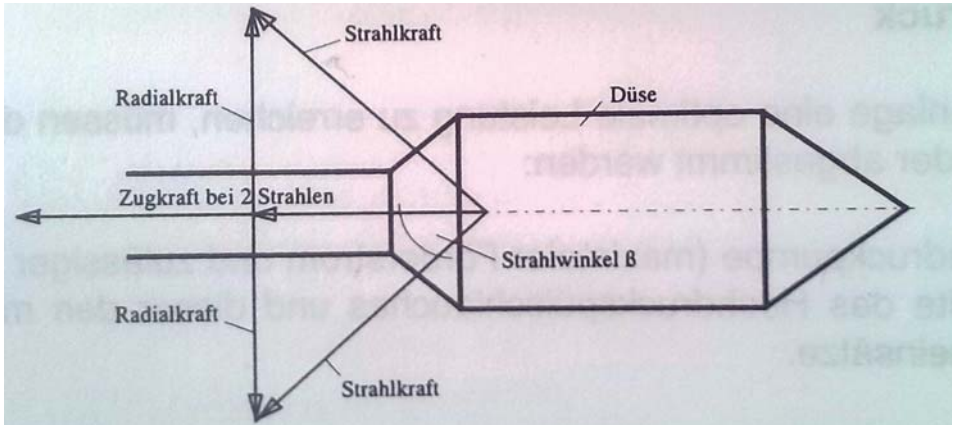


Abbildung 2-7: Kräfte an einer Kanalreinigungsdüse (ÖWAV, 2003)

Um Schäden durch die Hochdruckreinigung vorzubeugen ist es entscheidend, dass die Parameter Spüldruck, Spülwassermenge, Strahlwinkel zur Rohrwand, Abstand der Düsenöffnung zur Rohrwand, Größe der Düsenbohrung und Einwirkdauer auf die Randbedingungen Rohrmaterial, Profilgröße, Reinigungsziel und Ablagerungsart angepasst werden.

2.2.3 Beschreibung der Niederdruck-Kanalreinigung

Bereits 500 Jahre v. Chr. erbauten etruskische Ingenieure die „Cloaca Maxima“, die wohl bekannteste Mischwasserkanalisation des Altertums. In diesem Kanalsystem bildeten sich aufgrund vieler Windungen sowie wechselnden, flachen Sohlgefällen an vielen Stellen Ablagerungen. Es wurde versucht, diese Ablagerungen durch Spülungen mit Bach- und Trinkwasser zu beseitigen. Aufgrund des geringen Reinigungserfolges mussten Kriegsgefangene die verbleibenden Schlammablagerungen mittels Gefäßen entfernen. Als durch den Bau mehrerer Wasserleitungen, die Trinkwasserversorgung der Stadt Rom garantiert war, und daraus Wasserreserven zur Kanalreinigung zur Verfügung standen, verbesserte sich die Situation. Die „Cloaca Maxima“ konnte somit durch regelmäßig erzeugte große Schwallwellen ausreichend gespült werden. Durch diese Schwallspülung konnte eine weitgehende Entfernung der Ablagerungen erreicht werden. Ein Nachteil dieses Systems war, das nur Trinkwasser verwendet werden konnte und deshalb immer genügend Trinkwasser für diese Spül-

zwecke vorgehalten werden musste. Da die „Cloaca Maxima“ bis ins 20. Jahrhundert einwandfrei funktionierte, diente sie bis zu dieser Zeit als Beispiel für andere Kanalsysteme in vielen Städten Europas (Strell, 1913).

In der Zeit des 19. Jahrhunderts bis ins 20. Jahrhundert musste, aufgrund von Anhäufungen von Cholera- und Typhusepidemien, mit systematischen Reinigungen der Abwasserkanäle begonnen werden. In dieser Zeit gab es aus England stammende technische Anleitungen für die Kanalnetzplanung, in welchen eine Installation von Spüleinrichtungen empfohlen wurde (Illi, 1987). Zu den damals bekannten Spülverfahren zählten die Schwall- und Stauspülung sowie die Spülung mit Schläuchen. Von den bekannten historischen Spüleinrichtungen waren in Europa und den USA die Bauweisen der Kippzisterne, der Spülheber, der Spültür und der Spülschieber am meisten verbreitet (Ulrich, 1929). Diese vier Bauweisen sind in Abbildung 2-8 dargestellt.

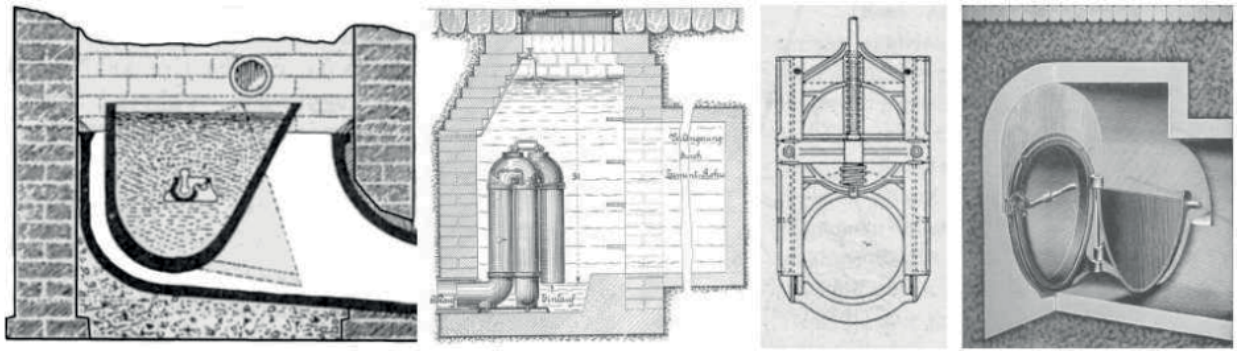


Abbildung 2-8: Spüleinrichtungen für Abwasserkanäle: Kippzisterne, Spülheber, Spülschieber und Spültür (Dettmar, 2005)

Im Kanalnetz der Stadt Frankfurt am Main wurden Spültüren installiert, die zum Teil heute noch verwendet werden. Ein Beispiel für eine funktionierende Spülung eines offenen Mischwasserkanals mit Spülklappen zeigt

Abbildung 2-9 aus dem 19. Jahrhundert.

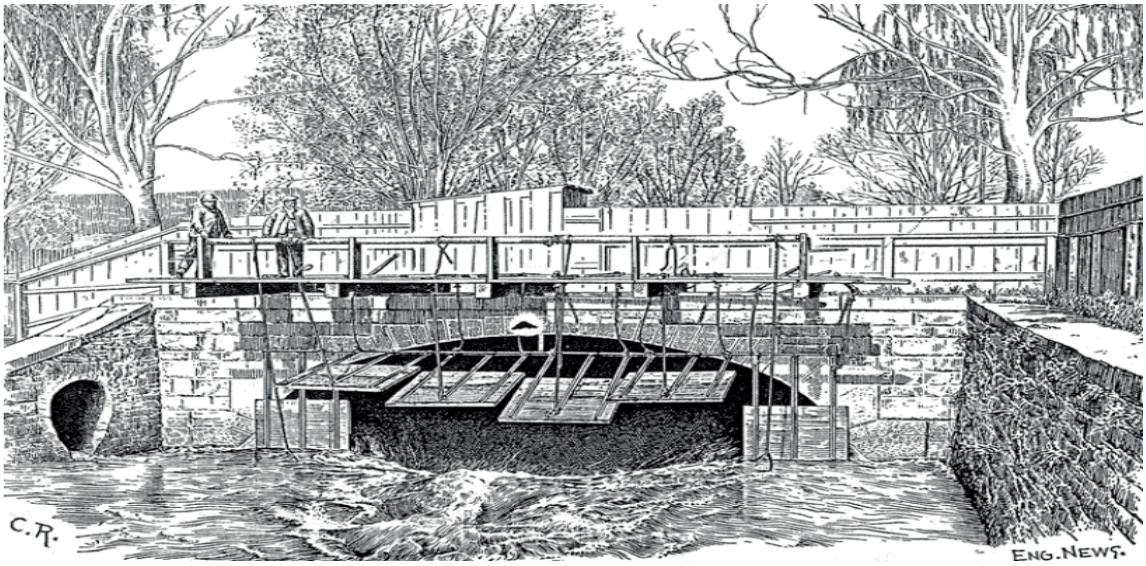


Abbildung 2-9: Schwallspülung des „Tiber Creek“ Kanals in Washington D.C. (Powell, 1894)

Heute beschreibt der Begriff Schwallspülung den Remobilisierungs- und Transportprozess von sedimentierten Abwasserinhaltstoffen durch einzelne oder mehrere Schwallwellen. Da die Schwallwellen zu einer plötzlichen Erhöhung von Wasserspiegel, Geschwindigkeit, Abfluss und Sohlschubspannung führen, handelt es sich bei diesem Prozess um einen **instationären Fließzustand**. Der Spülvorgang wird unabhängig von der Art der Schwallspülung in folgende Phasen unterteilt (siehe Abbildung 2-10):

- Schließphase: Speicherraum wird verschlossen.
- Stauphase (Speicherphase): Spülvolumen baut sich auf.
- Initialphase (Öffnungsphase): Plötzliche Freigabe des Spülvolumens.
- Spülphase (Reinigungsphase, Spülung): Lösen vorhandener Ablagerungen am Kopf der Schwallwelle.

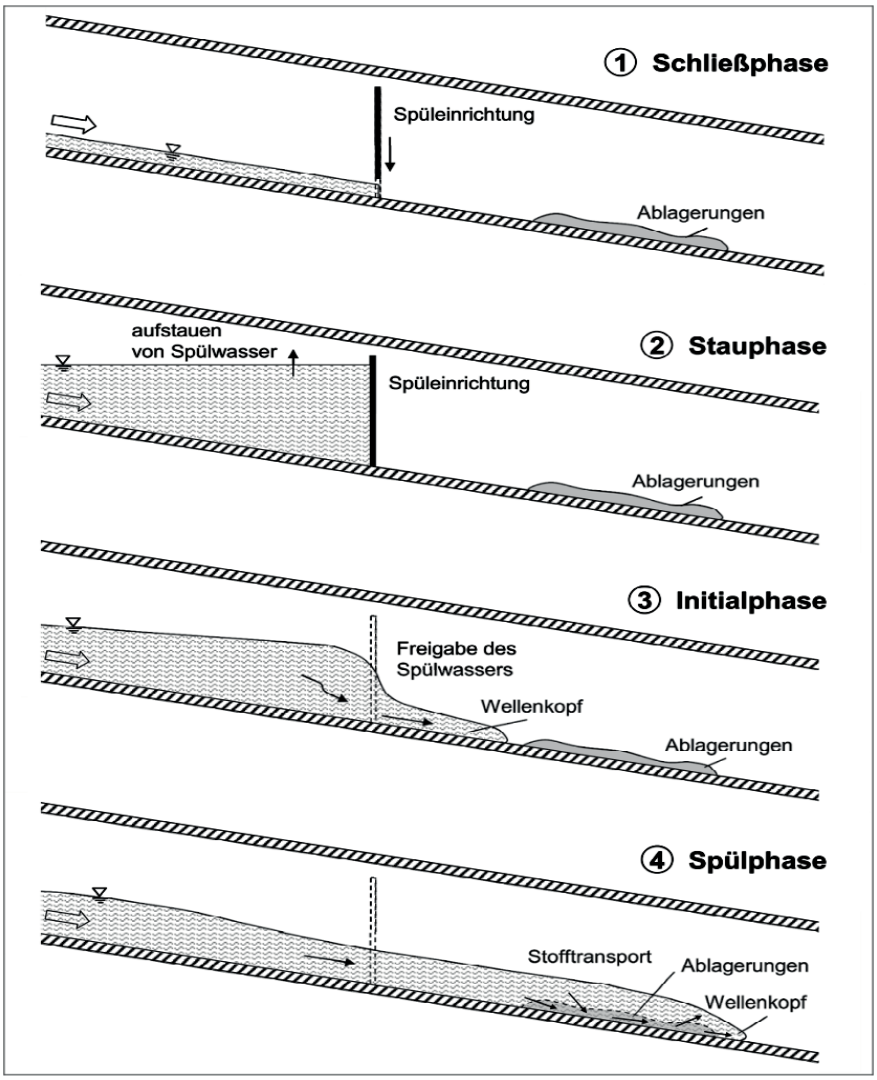


Abbildung 2-10: Phasen eines Spülvorganges (Dettmar, 2005)

In den folgenden Abbildungen sind die Komponenten einer Schwallwelle dargestellt. Wobei sich in Abhängigkeit des Kanalquerschnitts eine eigene Form der Wellenfront ausbildet.

Abbildung 2-11 zeigt exemplarisch die Ausbildung der Wellenfront für Kreis- und Ei-Profile, die einen gekrümmten Verlauf mit einem Maximum in der Mitte des Querschnitts aufweist.

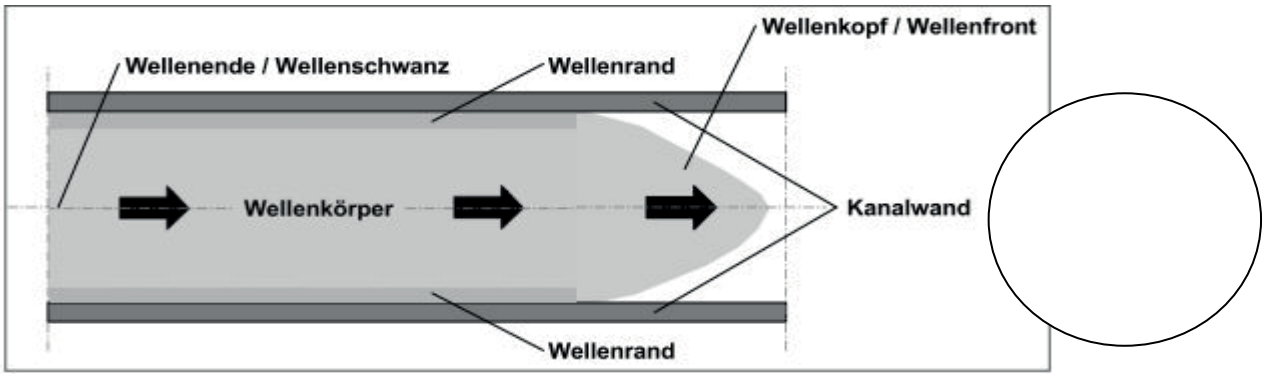


Abbildung 2-11: Komponenten einer Schwallwelle in einem Abwasserkanal – Kreisquerschnitt (Dettmar, 2005)

Bei Rechteck-Querschnitten zeigt sich die Ausbildung der Wellenfront in Form einer Geraden orthogonal zur Fließrichtung (Abbildung 2-12).

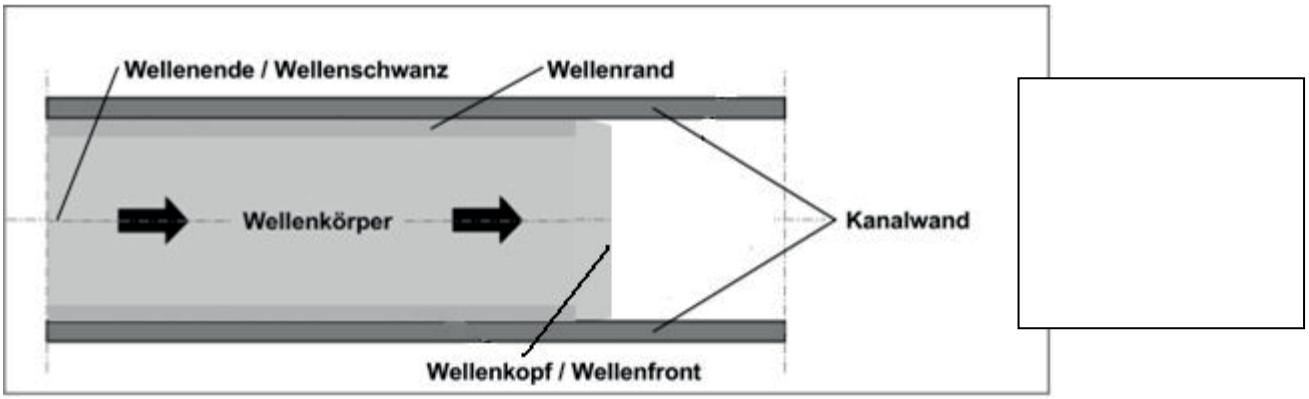


Abbildung 2-12: Komponenten einer Schwallwelle im Speicherkanal ZSK – Rechteckquerschnitt (Dettmar, 2005, modifiziert)

2.2.3.1 Arten von Schwallspüleinrichtungen

Unter den Begriff Schwallspülung fallen alle Einrichtungen der Abwassertechnik, bei denen durch Aufstau eines definierten Wasservolumens und anschließendem Loslassen ein Spülschwall erzeugt wird. Dies kann durch manuelle Betätigung, als auch durch eine Fernsteuerung oder vollautomatische Computersteuerung erfolgen.

Dettmar (2005) teilt die Methoden der Schwallspüleinrichtungen in vier Klassen ein:

- Spüleinrichtung mit Spülwasserbehälter (SMS)
- Kammerspüleinrichtung (KSE)
- Schachtspüleinrichtung (SSE)
- Kanalvolumen-aktivierende-Schwallspüleinrichtung (KAS)

Spüleinrichtung mit Spülwasserbehälter zeichnen sich durch einen vergleichsweise kleinen Spülwasserspeicher aus. Die **Spülkippe** besteht aus einem trogförmigen Behälter, der um eine horizontale Längsachse drehbar gelagert ist. In diesem Behälter lassen sich nur sehr wenige Kubikmeter Spülwasser speichern. Doch durch die relativ große Fallhöhe lassen ausreichend große Sohlschubspannungen erreichen. Die **Spültrommel** wird knapp über der Bauwerkssohle des Abwasserkanals angeordnet. Sie benötigt aufgrund der geringen Fallhöhe ein etwas größeres Spülwasservolumen und eine entsprechende Form bzw. Abwurfgeometrie der Trommel.

Kammerspüleinrichtungen bestehen entsprechend ihrem Namen, aus einer besonderen Kammer zur Speicherung des Spülwassers. Dazu gehören Vakuum-Kammer-Anlagen und Kammer-Klappe-Anlagen. In diesen besonderen Kammern wird Niederschlagswasser gespeichert und nach Absinken der Wasserstände außerhalb der Kammern auf die zu reinigenden Bauwerkssohlen geleitet. Die **Vakuum-Kammer-**

Anlage besitzt hierfür eine siphonartige Ein- bzw. Auslauföffnung, ein Vakuumventil und einen Höhenstandssensor, welche bei entleertem Bauwerk das gespeicherte Abwasser zur Spülung frei geben. Die **Kammer-Klappen-Anlage** besteht aus einer Speicherkammer mit einem Klappenschlitz als Auslauföffnung, einer an einem Stahlrahmen drehbar befestigten Klappe sowie einer hydraulischen Betriebseinheit.

Schachtspüleinrichtungen nutzen das in Regelschächten vorhandene Volumen zum Speichern von zugeführten Regenwasserabflüssen als Spülmedium. Die **Spülschächte** können aber auch ereignisunabhängig über ein Trink- oder Brauchwassernetz gefüllt werden. Schachtspüleinrichtungen kommen üblicherweise bei der Reinigung kleinformatiger Abwasserkanäle zum Einsatz.

Kanalvolumen-aktivierende-Schwallspüleinrichtungen bestehen im Wesentlichen aus Stau- bzw. Sperrorganen, die meist quer zur Fließrichtung im Abwasserkanal installiert werden.

In Abbildung 2-13 sind verschiedene Arten von Schwallspüleinrichtungen grafisch dargestellt.

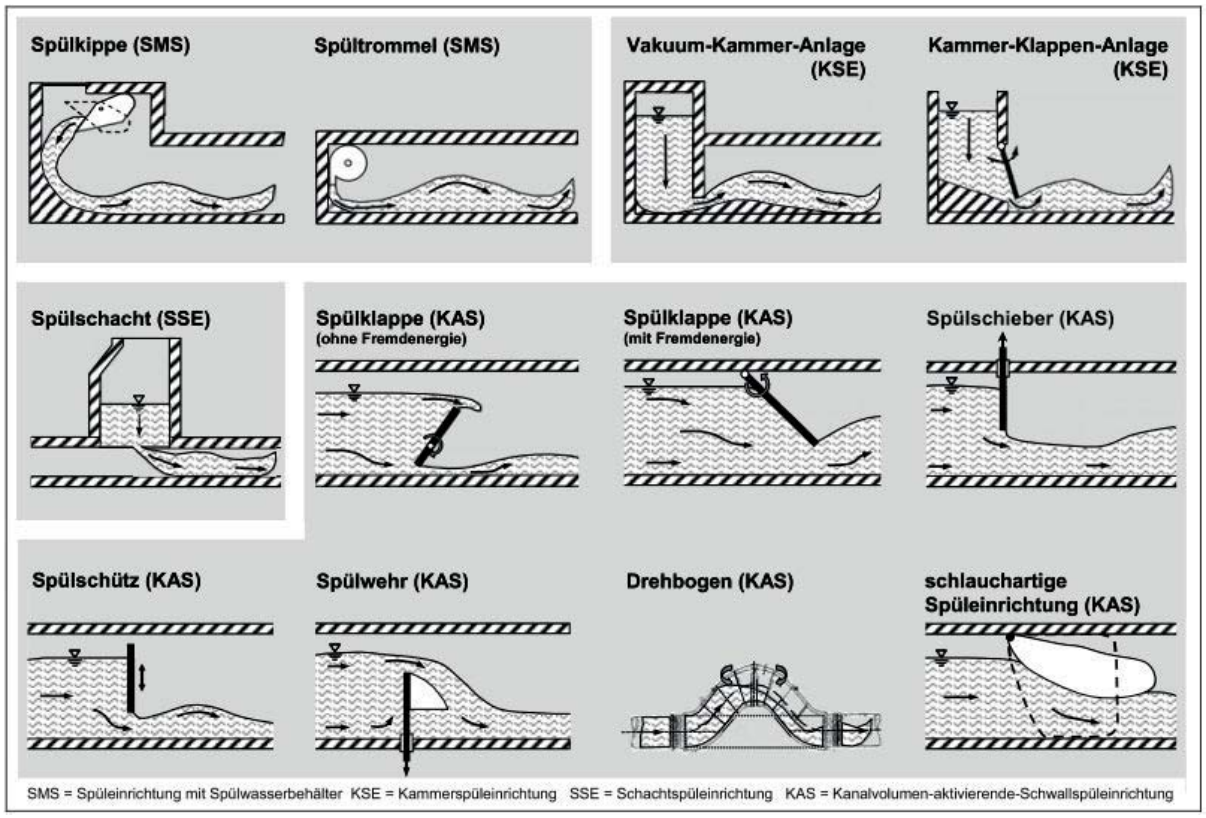


Abbildung 2-13: Schematische Darstellung verschiedener Schwallspüleinrichtungen (Dettmar, 2005)

Spülklappen: setzen sich aus einer drehbar gelagerten Stauklappe inkl. Drehachse und einer Antriebseinheit (Betrieb mit Fremdenergie) zusammen.

Spülschieber und Spülschütz: können als vier- bzw. dreiseitig dichtende Stauorgane bezeichnet werden, welche den Kanalquerschnitt ganz oder teilweise verschließen.

Spülwehre: bestehen aus einer mit Edelstahl ummantelten Stahlbetonplatte (Wehrplatte), die mit Hilfe eines Hydraulikantriebes in einem Führungsrahmen vertikal bewegt werden kann. Der Unterschied zu Schiebern und Schützen besteht darin, dass Wehre nicht nach oben aus dem Kanal heraus, sondern komplett unter die Kanalsohle versenkt werden können.

Drehbogen: bezeichnet eine aus drei entgegengesetzt gebogenen Stahlrohrkrümmern gefertigte und in Längsrichtung drehbar gelagerte Spüleinrichtung.

Schlauchartige Spüleinrichtung: bestehen aus einer dehnbaren Hülle, einer Befestigungsvorrichtung und einer Betriebseinheit. Zu diesen Verschlussorganen zählen Schlauchwehre, Spülschläuche oder Spülsäcke.

2.2.3.2 Einsatzbereiche von Schwallspüleinrichtungen

Die genannten Methoden bzw. technischen Ausführungen der Schwallspüleinrichtungen haben unterschiedliche Einsatzbereiche. In Tabelle 2-6 sind die Funktionen und Einsatzbereiche dieser Spülmethoden dargestellt.

Tabelle 2-6: Funktionen und Einsatzbereiche von Schwallspüleinrichtungen (Dettmar, 2005)

		Betriebsmittel / Funktion			Einsatzbereich		
	Einrichtung	Fremd-energie	Funktion	Volumen	nicht begehbarer Kanal	begehbarer Kanal	Becken
SMS	Spülkippe	mit	automatisch	■	○	⊙	●
	Spültrommel	mit	automatisch	■	○	⊙	●
KSE	Vakuum-Kammer-Anlage	mit/ohne	automatisch	■■	○	●	●
	Kammer-Klappen-Anlage	mit/ohne	automatisch	■■	○	●	●
SSE	Schachtspülein-richtung	ohne	manuell automatisch	■	●	○	○
KAS	Spülklappe	mit/ohne	manuell halbautomatisch automatisch	■■■	●	●	○
	Spülschieber	mit/ohne	manuell, automatisch	■■■	●	⊙	○
	Spülschütz	mit/ohne	manuell automatisch	■■■	●	⊙	○
	Spülwehr	mit	automatisch	■■■	○	●	○
	Drehbogen	mit	automatisch	■■■	○	●	○
	schlauchartige Spüleinrichtung	mit	automatisch	■■■	⊙	●	⊙

SMS = Spüleinrichtung mit Spülwasserbehälter; KSE = Kammerspüleinrichtung; SSE = Schachtspüleinrichtung
KAS = Kanalvolumen-aktivierende-Schwallspüleinrichtung; ■ = klein; ■■ = mittel; ■■■ = groß
● = vornehmlicher Einsatzbereich; ⊙ = seltener Einsatzbereich; ○ = unüblicher/kein Einsatzbereich

2.2.3.3 Faktoren des Reinigungsvermögens einer Schwallspülung

Bestimmende Parameter für das Reinigungsvermögen der Schwallspülmethoden sind das Spülwasservolumen und die Stau- bzw. Fallhöhe. Die Spüllänge wird zur Bestimmung der erbrachten Reinigungsleistung herangezogen. Die Parameter zur Beschreibung des Reinigungsvermögens sind in Tabelle 2-7 gelistet.

Tabelle 2-7: Parameter zur Beschreibung des Reinigungsvermögens einer Schwallwelle (Dettmar, 2005)

Parameter	Kürzel	Definition
Spülwasservolumen (Stauwasservolumen)	$V_{Spül}$ (V_{Stau})	(Ab-) Wasservolumen eines Spülwasserkörpers, der bei der Durchführung eines Spülvorgangs in der Stauphase oberhalb bzw. in einer Spüleinrichtung aufgebaut wird
Stauhöhe	h_{Stau}	Wasserspiegelhöhe des aufgebauten Spülwasserkörpers über der Kanalsohle unmittelbar an der Spüleinrichtung (Bruchstelle)
Spüllänge	$L_{Spül}$	Fließweglänge (Reinigungsvermögen) einer Schwallwelle von der Spüleinrichtung (Bruchstelle) bis zu dem Punkt des Spülbereiches, an dem die erzeugte Sohlschubspannung die kritische Erosionsschubspannung unterschreitet

2.2.3.4 Ausbildung des Wellenkopfes einer Schwallspülung

Bereits im Jahr 1892 wurden analytische Ansätze für Dammbruchwellen von Ritter zur Beschreibung des brechenden Wellenkopfes erstmals veröffentlicht (siehe Abbildung 2-14). Seit damals existiert die sogenannte Rittergleichung, welche heute noch Verwendung findet.

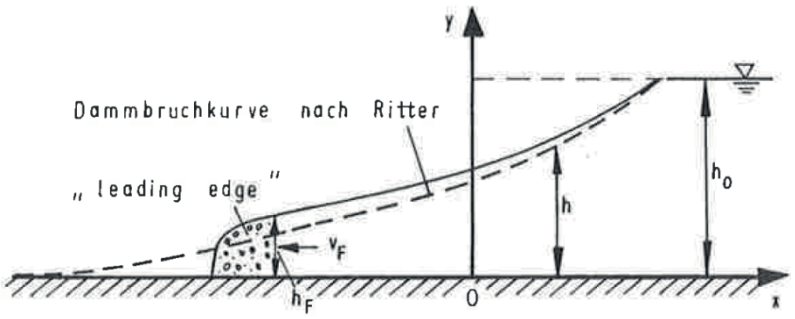


Abbildung 2-14: Dammbruchwelle nach Ritter (Martin, 1983)

Als Ansatz für die Darstellung von Schwallwellen werden dammbruchinduzierte Wellen verwendet. Bei einem Bruch (plötzlichen Öffnen) einer Absperrung bildet sich eine Wellenfront mit annähernd senkrechter Wellenstirn aus. In der Wellenspitze („leading edge“) herrschen hohe Turbulenzen und ungleichförmige Geschwindigkeitsverteilungen, wodurch dieses Wasservolumen nicht mit der Flachwassertheorie beschrieben werden kann.

Nach Ableitung der Saint-Venant-Gleichung und Durchführen der galiläischen Transformation (Martin und Bollrich, 1983) ergibt sich folgende Gleichung (12).

$$v_F = h_F^{2/3} * k_{st} * \sqrt{\frac{1 + n * I}{3 * n}} \qquad \textbf{Gleichung 12}$$

mit: v_F *Fließgeschwindigkeit (m/s),* h_F *Höhe des Schwallkopfes (m),* k_{st} *Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler (m$^{1/3}$/s),* I *Sohlneigung* $I = \frac{dh}{dx}$ *(-),* n *Formparameter (-)*

Der hierbei verwendete Formbeiwert *n* beschreibt die Ausbildung des Schwallkopfes. Dieser ist für eine Deckwalze zwischen den Werten 5 und 6 anzunehmen.

2.2.3.5 Publizierte Untersuchungen zur Schwallspülung

Im vergangenen Jahrhundert wurden zahlreiche Untersuchungen zur Schwallspülung angestellt. In diesem Abschnitt werden wesentlichen Versuche und Ergebnisse zur Schwallspülung, unterteilt in Feld-, Labor- und theoretische Untersuchungen dargestellt.

Tabelle 2-8: Übersicht wesentlicher Feldversuche zur Schwallspülung (Dettmar, 2005)

Autor (Jahr)	Ort der Untersuchung	Spüleinrichtung	Abwasserkanal / Abwasserleitung
OGDEN (1898)	Ithaca, USA	Spülbehälter mit Spülheber	Abwasserleitung: I = 4 - 31 ‰ Kreisprofil ∅ 203 mm
BÉTANT (1910)	Paris, Frankreich	-	Abwasserleitung Kreisprofil ∅ 100 mm
FORCHHEIMER (1930)	Wien, Österreich	Spülkammer, Schieber	Abwasserkanal Eiprofil 700/1050 mm
SCHWEEN (1936)	Dresden, Deutschland	Schieber	Regenwasserkanal: I = 3 - 67 ‰ Eiprofil 300/450, 350/520, 400/600 mm
PISANO et al. (1979)	Dorchester, USA	HD-Fahrzeug Gummiblase, Schieber	Mischwasserkanal Kreisprofil ∅ 305 mm, ∅ 381 mm
FÜHRBÖTER (1980)	Hamburg, Deutschland	Schieber	Mischwasserkanal: I = 0,3 ‰ Kreisprofil DN 2600
BROMBACH (1982)	Bad Mergentheim, Deutschland	Schieber	Mischwasserkanal I = 15 ‰; L = 1908 m Kreisprofil DN 300, DN 400
RISTENPART (1995)	Hildesheim, Deutschland	Schieber	Mischwasserkanal: I < 1 ‰ Kreisprofil DN 1500
CHEBBO et al. (1996)	Marseilles, Frankreich	selbsttätige Spülklappe	Mischwasserkanal Eiprofil 1200/1800 mm
SAKAKIBARA (1996)	Osaka, Japan	Pumpe	Mischwasserkanal Kreisprofil ∅ bis 6000 mm
LORENZEN et al. (1996)	Hannover, Deutschland	Schieber	Mischwasserkanal: I < 1,2 ‰ Kreisprofil DN 1800 bis DN 2400 u. Rechteckprofil 2000/4000 mm
LÜTZNER u. BARTH (1996)	Dresden, Deutschland	Drehbogen	Mischwasserkanal: I = 1 ‰; L = 700 m Kreisprofil DN 1200
LAINÉ et al. (1998)	Paris, Frankreich	selbsttätige Spülklappe	Mischwasserkanal: I = 1 ‰; L = 950 m Eiprofil 1000/1900 mm;
LORENZEN (2000)	Göttingen, Deutschland	selbsttätige Spülklappe	Schmutz- und Mischwasserkanäle Kreisprofil DN 200 - DN 800
KRAUTH et al. (2001)	Sigmaringen, Deutschland	versenkbares Wehr	Stauraumkanal: I = 3 ‰; L = 210 m Rechteckprofil 2780/2000 mm
LAPLACE et al. (2002)	Marseille, Frankreich	selbsttätige Spülklappe	Mischwasserkanal I = 0,2 - 0,3 ‰; L = 120 m Eiprofil 1100/1700 mm
PISANO et al. (2003)	Cambridge, USA	Spülklappe mit Kammer	Schmutz- und Regenwasserkanäle Kreisprofil ∅ 450 mm - 1400 mm Rechteckprofil 1200/1800 mm
BOSSELER et al. (2004)	Solingen, Deutschland	Spülsack	Stauraumkanal: I = 2,4 ‰; L = 300 m Kreisprofil DN 2000
DETTMAR u. STAUFER (2004)	Bochum, Deutschland	pneumatische Spülklappe	Stauraumkanal I = 3,6 - 4,6 ‰; L = 300 m Kreisprofil DN 2500 - DN 3400
BERTRAND-KRAJEWSKI et al. (2002, 2005)	Lyon, Frankreich	selbsttätige Spülklappe	Mischwasserkanal I = 4 ‰; L = 300 m Eiprofil 1200/1800 mm

∅ = Durchmesser; L = Länge des Abwasserkanals im Unterwasser; I = Sohlgefälle des Abwasserkanals

Es gibt nur eine geringe Anzahl von Versuchen, bei denen ähnliche Versuchsbedingungen vorherrschten wie bei der konkreten Problemstellung dieser Arbeit. Vergleichbare Bedingungen stellen die Experimente von Brombach aus den Jahren 1981 und 1982 dar.

Erkenntnisse der Feldversuche

Brombach (1982) verwendete für seine Experimente zur Abschätzung des Absetzverhaltens in einem nicht begehbaren Mischwasserkanal folgende Ersatzstoffe:

- Kartoffeln für leicht absinkende Feststoffe
- Äpfel für schwach aufschwimmende Schmutzstoffe
- Tennisbälle für stark aufschwimmende Schmutzstoffe
- Kochsalzlösung für flüssige und schwebende feine Stoffe

Er zog zum Feststofftransport in einer Welle folgende Erkenntnis:

- Innerhalb einer Freispiegelwelle finden Umlagerungen der mitgeführten Stoffe statt.
- Aufschwimmende Stoffe streben zum Wellenkopf.
- Absinkende Stoffe sammeln sich im Wellenende.
- Gelöste und schwebende, feine Stoffe vermischen sich wenig mit dem Regenwasser und werden überwiegend im Wellenkern transportiert.
- Grobe, absinkende Stoffe bewegen sich schneller mit der Welle vorwärts als feine, absinkende Stoffe.
- Je länger die Laufzeit einer Welle ist, umso ausgeprägter wird die Trennung von aufschwimmenden und absinkenden Stoffen.

Diese Umverteilungsvorgänge führte Brombach auf strömungsmechanische Effekte in der Spülwelle zurück. Diese Sekundärströmung ist in Abbildung 2-15 dargestellt.

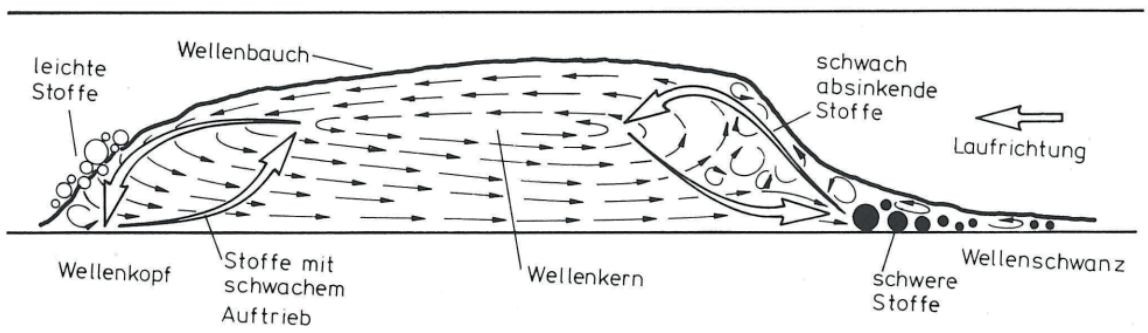


Abbildung 2-15: Sekundärströmung in einer Welle (Brombach, 1982)

Lorenzen et al. (1996) kam zum Schluss, dass viele kleine Schwallwellen für die Reinigung von Abwasserkanälen effektiver sind, als wenige große Schwallspülwellen.

Laborversuche

Tabelle 2-9: Übersicht wesentlicher Laborversuche zur Schwallspülung (Dettmar, 2005)

Autor (Jahr)	Ort der Untersuchungen	Spüleinrichtung	Informationen zur Versuchseinrichtung
FMC (1972)	Santa Clara, USA	Spülbehälter mit Drosselklappe, Neoprenblase	Tonrohrleitungen I = 1 - 10 ‰; L = 244 m Kreisprofil ∅ 305 mm, ∅ 457 mm
PRI (1975)	Boston, USA	Spülschacht	Rohrleitungen Kreisprofil
FÜHRBÖTER et al. (1981)	Braunschweig, Deutschland	Schieber	Plexiglasrohrleitungen I = 0 - 10 ‰; L = 30 m Kreisprofil ∅ 192 mm, ∅ 290 mm
BROMBACH (1982)	Bad Mergentheim, Deutschland	-	Hele-Shaw-Apparat 2 Glasscheiben ∅ 300 mm, A = 3 mm
BÖTTGE u. SCHWARZE (1987)	Leipzig, Deutschland		Rohrleitungen: I = 1,7 ‰, I = 5 ‰ Kreisprofil DN 80, DN 150
GENDREAU et al. (1993)	Toulouse, Frankreich	Wehr	offenes Gerinne I = 1 ‰; L = 24 m; M = 1 : 5 Rechteckprofil 400/200 mm
BOLLRICH et al. (1993)	Dresden, Deutschland	Drehbogen	Plexiglasrohrleitung L = 30 m; M = 1 : 10 Kreisprofil ∅ 200 mm
GATKE u. BORCHERDING (1996)	Hannover, Deutschland	Schieber	Acrylglasrohrleitung I = 5 ‰; L = 16 m; M = 1 : 24 Kreisprofil ∅ 190 mm
LINEHAN (2001)	Sheffield, England	selbsttätige Spülklappe	Glasrinne: I = 1,5 ‰; L = 13 m Trapezprofil B = 13/27 cm, H = 20 cm
BERTRAND-KRAJEWSKI ET AL. (2004)	Lyon, Frankreich	selbsttätige Spülklappe	Plexiglaskanal: I = 4,5 ‰; L = 3,90 m Rechteckprofil: B = 15 cm; H = 35 cm
GÄRTNER (2004)	Dresden, Deutschland	-	Glasrinne: I = 1 - 4 ‰; L = 10 m Rechteckprofil B = 30 cm
GUO et al. (2004)	USA	Spülkammer	Acrylglaskanal: I = 0 ‰; L = 4,57 m Rechteckprofil: B = 31 cm; H = 46 cm
CAMPISANO et al. (2005b)	Lyon, Frankreich	selbsttätige Spülklappe	Plexiglaskanal: I = 4,5 ‰; L = 3,90 m Rechteckprofil: B = 15 cm; H = 35 cm

∅ = Durchmesser; L = Länge der Versuchsstrecke; I = Sohlgefälle der Versuchsstrecke; A = Abstand; M = Maßstab; B = Profilbreite; H = Profilhöhe

Erkenntnisse der Laborversuche

Gendreau et al. (1993) kam zur Erkenntnis, dass kurze und häufige Schwallwellen eine bessere Reinigungsleistung erzielen, als einzelne lang anhaltende Wellen.

Theoretische Untersuchungen zur Schwallspülung

Tabelle 2-10: Übersicht wesentlicher theoretischer Untersuchungen zur Schwallspülung (Dettmar, 2005)

Autor (Jahr)	Ort der Untersuchungen	Art der Untersuchung / Berechnungsverfahren
ULRICH (1929)	Berlin, Deutschland	• Ermittlung von Kosten und Betriebserfahrungen mit Schwallspüleinrichtungen bei deutschen Großstädten • Analyse der damals praktizierten Schwallspülung
VISCHER u. CHERVET (1983)	Zürich, Schweiz	• Simulation von Schwallwellen zur Reinigung eines 900 m langen Abwasserkanals • mathematisches Modell zur Berechnung von Dammbruchwellen
GATKE u. BORCHERDING (1996)	Hannover, Deutschland	• Simulation von Schwallwellen in einem physikalischen Modell und einem 1800 m langen Kanal (DN 4500) • 1D numerisches Modell, Methode der Finiten Differenzen
LAINÉ et al. (1998)	Paris, Frankreich	• Simulation des Sedimenttransportes bei Schwallwellen • 3D numerisches Modell, Methode der Finiten Differenzen
PISANO et al. (1998)	Cincinnati, USA	• Bewertung verschiedener Schwallspüleinrichtungen • Analyse publizierter und nicht publizierter Studien unter Beachtung der Sulfidproblematik • Zusammenstellung und Analyse von Betriebserfahrungen
BERTRAND-KRAJEWSKI et al. (2002)	Lyon, Frankreich	• Ermittlung hydraulischer Kenngrößen • empirisches Näherungsverfahren
CAMPISANO u. MODICA (2002)	Catania, Italien	• Ermittlung von Schwallwelleneigenschaften • 1D numerisches Modell, Methode der Finiten Differenzen
BERTRAND-KRAJEWSKI et al. (2002)	Lyon, Frankreich	• Entwicklung von Modellgleichungen für den Schwallabfluss bei einer selbsttätigen Klappe • Verifizierung mit Feldmessungen
DETTMAR und STAUFER (2004)	Aachen, Deutschland	• Optimierung von Spülwellen in einem Stauraumkanal • 1D numerisches Modell, Methode der Finiten Volumen
FAN (2004)	Cincinnati, USA	• Untersuchung der Effizienz der Schwallspülung • 1D numerisches Modell, Methode der Finiten Differenzen
SCHAFFNER et al. (2004)	Darmstadt, Deutschland	• Ermittlung von Schwallwelleneigenschaften • 3D numerisches Modell, Methode der Finiten Volumen
CAMPISANO et al. (2005a)	Catania, Italien	• Sedimenttransportleistung von Schwallwellen • 1D numerisches Modell, Methode der Finiten Differenzen
DETTMAR und STAUFER (2005)	Aachen, Deutschland	• Einfluss des Spülwasservolumens auf das Reinigungsvermögen von Schwallwellen • 1D numerisches Modell, Methode der Finiten Volumen
KIRCHHEIM ET AL. (2005)	Darmstadt, Deutschland	• Parameterstudie von Schwallwellen einer Kammer-Klappen-Anlage • 3D numerisches Modell, Methode der Finiten Volumen

Erkenntnisse der theoretischen Untersuchungen

Gatke und Borcherding (1996) legten für eine ausreichende Spülwirkung ein Mindestkriterium der Fließgeschwindigkeit > 1 m/s fest.

2.2.3.6 Forschungsbedarf zur Schwallspülung

Bisherige Untersuchungen von Schwallspüleinrichtungen konzentrierten sich vornehmlich auf spezifische Problemfälle. Ein Planungs- und Bemessungsverfahren für Schwallspülmethoden gibt es bislang nicht. Um eine Schwallspüleinrichtung zu pla-

nen und in die Praxis umzusetzen, bedarf es fundierter technischer und wirtschaftlicher Kenntnisse über die Reinigung mit Schwallwellen. Dafür sind die folgenden Punkte laut Dettmar (2005) bisher unzureichend untersucht worden:

- Kriterien für die Eignung der Schwallspülung sowie Standortwahl
- Empfehlungen für die Auswahl von Schwallspüleinrichtungen
- Konstruktionshinweise für Schwallspüleinrichtungen
- Planungs- und Bemessungsverfahren für die Schwallspülung begehbarer Kanäle
- Vorgaben für Instandhaltung von Schwallspüleinrichtungen
- Weitergehende Wirkungen und Nebeneffekte der Schwallspülung
- Kosten der Schwallspülung

2.2.4 Rechtliche, normative Rahmenbedingungen sowie Stand der Technik in der Kanalreinigung und –instandhaltung in Österreich

Die rechtlichen Rahmenbedingungen für die Kanalreinigung und -instandhaltung setzen sich aus den Anforderungen gesetzlicher Regelungen, Normen und dem Stand der Technik zusammen.

2.2.4.1 EU-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL, 2000)

An oberster Stelle der Gesetzgebung steht das EU-Recht, in Form der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie WRRL (European-Commission, 2000). Diese Richtlinie stellt einen Ordnungsrahmen für alle Maßnahmen im Wasser- und Abwasserbereich dar. Im Bereich der Oberflächengewässer soll dieser Rahmen zur Erreichung eines guten Gewässerzustandes – von der Quelle bis zur Mündung – dienen. Die ungesetzlichen Regelungen umfassen Vorgaben technischer Regelwerke sowie nationaler Normen.

2.2.4.2 Wasserrechtsgesetz 1959 (WRG, 1959)

Im WRG 1959 gibt es folgende Regelungen, die hier sinngemäß wiedergegeben werden.

§ 50 (1) Allgemeine Instandhaltungsverpflichtung

„Die Wasserberechtigten haben ihre Wasserbenutzungsanlagen, einschließlich der dazugehörigen Kanäle, sowie sonstige Vorrichtungen derart zu halten und zu bedienen, dass keine Verletzung öffentlicher Interessen oder fremder Rechte stattfindet.“

§ 134 (2) und (3) Besondere Aufsichtsbestimmungen

„Die Wasserberechtigten haben das Maß der Einwirkung auf ein Gewässer sowie den Betriebszustand und die Wirksamkeit der bewilligten Abwasserreinigungsanlage ist auf eigene Kosten zu überprüfen.“

„Diese Überprüfungen haben in Zeitabständen von höchstens 5 Jahren zu erfolgen, sofern die Wasserrechtsbehörde nicht kürzere Zeitabstände vorschreibt. Diese Ergebnisse sind der Wasserrechtsbehörde in Form von Befunden vorzulegen.“

2.2.4.3 Normative Bestimmung zur Kanalwartung und -instandhaltung

Das Ziel der heute gültigen Normen ist eine moderne Betriebsführung von Entwässerungssystemen. Die Kanalwartung und -instandhaltung soll nicht, wie bisher, nach fixen Intervallen durchgeführt werden, sondern auf bedarfsorientierten selektiven Betriebsstrategien aufbauen. Dadurch sollen sich der betriebliche Aufwand und die negativen Auswirkungen auf die Kanalwandungen auf ein Minimum reduzieren. ÖNORM EN 752 (2008) stellt den Ausgangspunkt dieser modernen Betriebsführung dar. Wesentliche Punkte dieser Norm zielen auf die öffentliche Gesundheit und Sicherheit, die Gesundheit und Sicherheit des Betriebspersonals, den Umweltschutz sowie auf eine nachhaltige Entwicklung ab.

ÖNORM EN 752 (2008) Teil 7 – Betrieb und Unterhalt von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden

„Das Entfernen von Ablagerungen und Hindernissen durch regelmäßige Reinigungen mittels geeigneter Verfahren (z.B. Schwallspülung und Hochdruckreinigung) ist in einem Betriebsplan vorzusehen.“

ÖWAV-Regelblatt 22 (ÖWAV, 1989) – „Kanalwartung und Kanalerhaltung“

- Kanalüberprüfungen sollen einmal jährlich durchgeführt werden.
- Reinigungs- und Wartungsarbeiten sollen einmal jährlich erfolgen.

ÖWAV-Regelblatt 34 (ÖWAV, 2003) – „Hochdruckreinigung von Kanälen“

Im ÖWAV-Regelblatt 34 (2003) sind zur schonenden Kanalreinigung mittels HD-Spülung die zu beachtenden Parameter Rohrmaterial, Rohrdurchmesser bzw. Profilgröße, Reinigungsziel und Ablagerungs- / Verschmutzungsart definiert.

2.3 Grundlagen der Abflussmodellierung in Kanalnetzen

In diesem Abschnitt werden die allgemeinen Prozesse der Abflussmodellierung in der Siedlungswasserwirtschaft erläutert. In Abschnitt 2.3.2 wird auf die eindimensionale Modellierung von Transportprozessen in einem Gerinne eingegangen, da dieser Prozess auch den Schwerpunkt für die vorliegende Arbeit darstellt.

2.3.1 Allgemeine Prozesse der Niederschlags-Abfluss-Modellierung

Bevor auf die Kanalnetzsimulation näher eingegangen wird, ist es zunächst notwendig einige allgemeine Begriffe der Abflussmodellierung zu erläutern. Eine Übersicht der abzubildenden Prozesse ist in Abbildung 2-16 dargestellt. Diese werden in Prozesse auf der Oberfläche (Verdunstung, Abflussbildung, Abflusskonzentration, spezielle Prozesse) und in Prozesse im Kanalnetz (Abflusstransformation, Abflussaufteilung und Abflussspeicherung, Entlastung, Berechnung von Trockenwetterabfluss und Schmutzkonzentration) eingeteilt. Die modelltechnischen Prozesse auf der Oberfläche werden in dieser Arbeit nicht näher betrachtet. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf die Prozesse der Abflussmodellierung im Kanalnetz, welche die Grundlage für die modelltechnische Abbildung von Schwallspülungen darstellen.

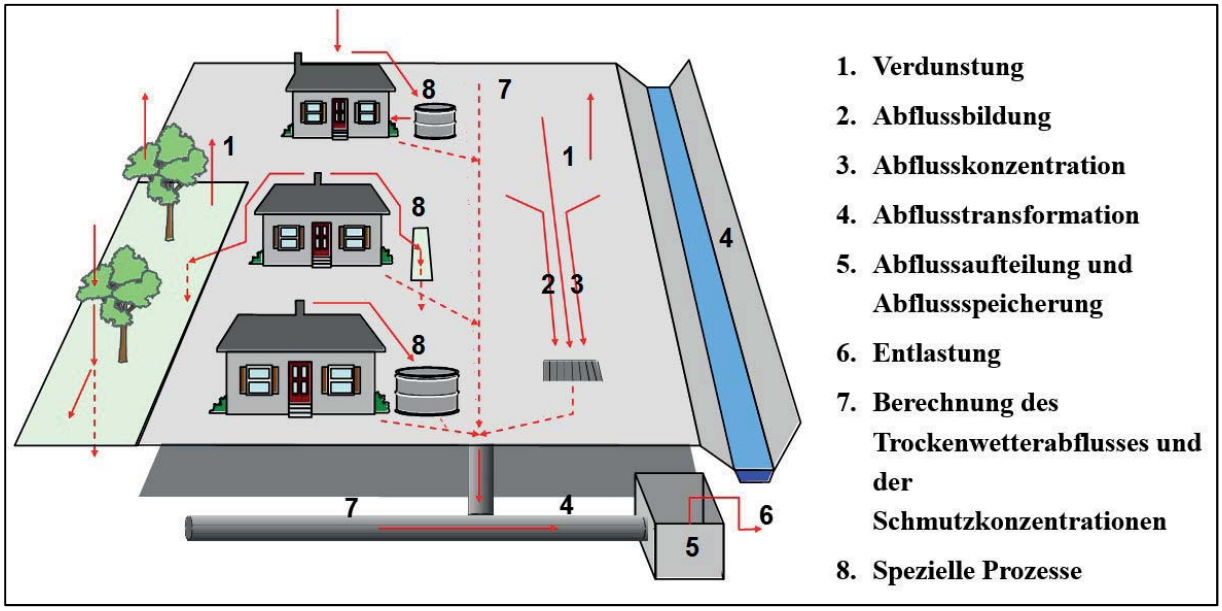


Abbildung 2-16: Modellkonzept abzubildender Prozesse (Muschalla, 2008)

2.3.2 Modelltechnische Abbildung der Transportprozesse in der Kanalisation

Die Abflussvorgänge im Kanalnetz werden mit der Modellkomponente Abflusstransformation beschrieben. Dabei stellen die Ergebnisse aus der Oberflächenabflussberechnung die Zuflüsse zu den einzelnen Kanalabschnitten dar. Randbedingungen für diese Vorgänge sind die Geometrie und die abflusstechnischen Eigenschaften des Systems einschließlich der Sonderbauwerke. Generell lassen sich beim Transport einer Abflusswelle die beiden Effekte Translation (Laufzeitverschiebung) und Retention (Scheiteldämpfung) beobachten, welche gemeinsam auch als Abflusstransformation bezeichnet werden.

In Abbildung 2-17 ist das Prinzip der Wellenverformung in einer Transportstrecke dargestellt.

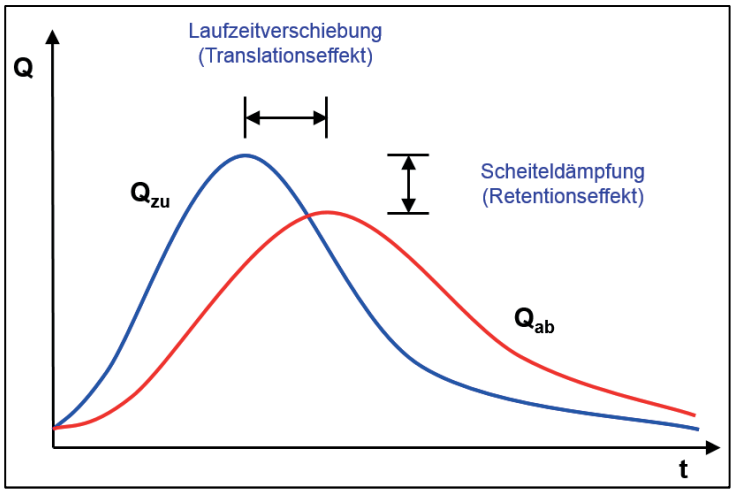


Abbildung 2-17: Darstellung der Abflusstransformation (Muschalla, 2008)

Diese Effekte der Abflusstransformation gilt es für die modelltechnische Implementierung zu beschreiben. Es erfolgt dabei eine Einteilung in hydrologische (konzeptionelle) Modelle und hydrodynamische Modelle.

In den hydrodynamischen Transportmodellen erfolgt eine detaillierte Beschreibung der Abflussvorgänge unter Berücksichtigung aller physikalischen Prozesse. Im Gegensatz dazu wird in hydrologischen Transportmodellen der Abflusstransport mithilfe einer empirischen Übertragungsfunktion beschrieben. Die Vor- und Nachteile der hydrologischen oder hydrodynamischen Modellierung sind in Tabelle 2-11 gelistet.

Tabelle 2-11: Vor- und Nachteile hydrologischer und hydrodynamischer Transportmodelle (Muschalla, 2008)

Hydrologische Verfahren	Hydrodynamische Verfahren
• Kurze Rechenzeiten • Geringer Datenaufwand • Langzeitsimulationen • Leicht anwendbar	• Rechenintensiv • Großer Datenaufwand • Kaum für aktuelle Vorhersagen geeignet. • Erfahrung des Anwenders erforderlich
• Berücksichtigt keinen Rückstau • Nur Massenbilanz an Knotenpunkten • „Verschmieren“ einzelner Prozesse • Geringere Modellabstraktion zum Natursystem	• Berücksichtigt Rückstau • Örtliche und zeitliche Berechnung des Durchflusses • Trennung der Fließvorgänge auf der Oberfläche von denen im Kanal • Höhere Modellabstraktion zum Natursystem

2.3.2.1 Eindimensionale Modellabbildung von Transportprozessen

Dieser Abschnitt soll einen kompakten Überblick über die Anwendungsmöglichkeiten eindimensionaler Simulationsmodelle geben.

Voraussetzungen für die Verwendung von eindimensionalen (1D) Simulationsmodellen sind:

- Inkompressibles Strömungsmedium.

- Die Druckverteilung längs einer beliebigen Vertikalen ist hydrostatisch (Stromfadenkrümmung ist vernachlässigbar).
- Über einen Querschnitt ist die Geschwindigkeit konstant.
- Energie-, Wasserspiegel- und Sohlneigungen sind klein ($\sin \alpha \approx \tan \alpha$).
- Vertikale Beschleunigungen sind vernachlässigbar.
- Reibungs- und Turbulenzeffekte können analog zur stationären Strömung gesehen werden.
- Die Kanalsohle ist über die Zeit unveränderlich.
- Viskose Spannungen sind konstant über die Wassertiefe.
- Dichte des Strömungsmediums ist konstant über die Wassertiefe.

Anwendungsbereiche von 1D-Modellen:

- Simulation von Flussläufen ohne Ausuferungsbereiche.
- Abfluss über Dämme, Wehre oder ähnliche spezielle Bauwerke.
- Simulation von großen Abwasserkanalnetzen.

Vorteile von 1D-Modellen:

- Kürzere Simulationszeit im Vergleich zu mehrdimensionalen Modellen.

Nachteile von 1D-Modellen:

- Genauigkeit der Berechnungen ist niedriger im Vergleich zu mehrdimensionalen Modellen.
- Meist sehr grobe räumliche Auflösung des betrachteten Strömungsbereichs.

2.3.2.2 Zweidimensionale Modellabbildung von Transportprozessen

Dieser Abschnitt soll einen kurzen Überblick über die Anwendungsmöglichkeiten zweidimensionaler (2D) Simulationsmodelle geben.

Anwendungen von 2D-Modellen:

- Ausgereifte Modelle sind in der Lage Dammbruchprobleme oder hydraulische Sprünge zu simulieren.
- Möglichkeit zur Verwendung von Turbulenzmodellen (z. B. k-ε Modell).

Vorteile von 2D-Modellen:

- Im Vergleich zu 3D-Modellen sind die verwendeten tiefengemittelten Ansätze durchaus schnell.

- In Kombination mit einem Turbulenzmodell erreicht man hohe Genauigkeiten in der Abbildung von turbulenten Strömungssituationen.

Nachteile von 2D-Modellen:

- Der Einfluss von Luft und Sedimenteinmischungen in die Ausbreitung von Dammbruchwellen kann nicht simuliert werden.

2.3.2.3 Dreidimensionale Modellabbildung von Transportprozessen

Dieser Abschnitt soll einen kurzen Überblick über die Anwendungsmöglichkeiten dreidimensionaler (3D) Simulationsmodelle geben.

Anwendungen von 3D-Modellen:

- Abfluss in porösen Medien
- Thermodynamische Strömungen
- Mehrphasenströmungen
- Partikel- oder chemischen Transport (Dispersion – Advektion)
- Verbrennungs- oder chemische Reaktionen
- Dammbruchwellen
- Akustikwellen
- Kavitation
- Rotierende Teilchen
- Übergang zwischen gasförmig, flüssig und festen Phasen
- Wasserqualität
- Strömungen mit freien Oberflächen in Flüssen, Seen, Ozean
- Sedimenttransport mit Erosion
- Tropfenbildung

Vorteile von 3D-Modellen:

- Berechnung von Geschwindigkeit und Bodenschubspannung mit einer hohen räumlichen und zeitlichen Auflösung.
- Möglichkeit zur Reproduzierung von räumlichen Differenzen in Randbedingungen wie der Sohlrauigkeit, um die Randbedingungen an die vorgefundenen Bedingungen anzupassen.
- Miteinbeziehung von anderen Phasen in der Strömungsberechnung wie Luft und Wasser - für trockene Sohlanfangsbedingungen.

Nachteile von 3D-Modellen:

- Berechnungszeit sehr hoch (in den meisten 3D-Modellen kann die Berechnung unterbrochen, Kontrollen der Resultate durchgeführt, und die Berechnung anschließend wieder fortgesetzt werden).
- Berechnungskosten sehr hoch, aufgrund der benötigten Ressourcen eines Supercomputers oder Clusters.

2.3.3 Nähere Beschreibung der eindimensionalen hydrodynamischen Modellierung von Transportprozessen in der Kanalisation

„Die eindimensionalen Saint-Venant-Gleichungen bilden die Grundlage vieler Abflussberechnungen. Der 1D-Darstellung liegt die Annahme zugrunde, dass alle Geschwindigkeitskomponenten quer zur Hauptfließrichtung vernachlässigt werden können (v, w << u), das Gerinne somit als Stromröhre mit horizontaler Oberfläche quer zur Fließrichtung und nur allmählich veränderlichem Querschnitt in Fließrichtung aufgefasst werden kann." (Dorfmann, 2006)

2.3.3.1 Ansatz der eindimensionalen hydrodynamischen Modellierung

Die Abflussvorgänge werden bei hydrodynamischen Ansätzen durch das Saint-Venant'sche Gleichungssystem (Barré de Saint-Venant[2], 1843) beschrieben, bestehend aus Energiegleichung und Kontinuitätsgleichung.

Die Energiegleichung lässt sich wie folgt anschreiben:

$$\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}dx + \frac{v}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial x}dx + \frac{\partial y}{\partial x}dx - (I_S - I_R)dx = 0 \qquad \textbf{Gleichung 7}$$

mit	$\frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}dx$	Zur Beschleunigung erforderliche Energiehöhe
	$\frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x}dx$	Geschwindigkeitshöhe
	$\frac{\partial y}{\partial x}dx$	Piezometerhöhe
	$(I_S - I_R)dx$	Verlusthöhe

In modifizierter Schreibweise ergibt sich die Gleichung 7 zu der Energiegleichung mit folgender Form:

$$\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + I_R - I_S = 0 \qquad \textbf{Gleichung 8}$$

mit	g	Erdbeschleunigung (m/s²)
	I_R	Reibungsgefälle (-)
	I_S	Sohlgefälle (-)

[2] Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant (1797-1886), französischer Physiker

Abbildung 2-18 zeigt eine grafische Darstellung der einzelnen Höhen der soeben beschriebenen Energiegleichung.

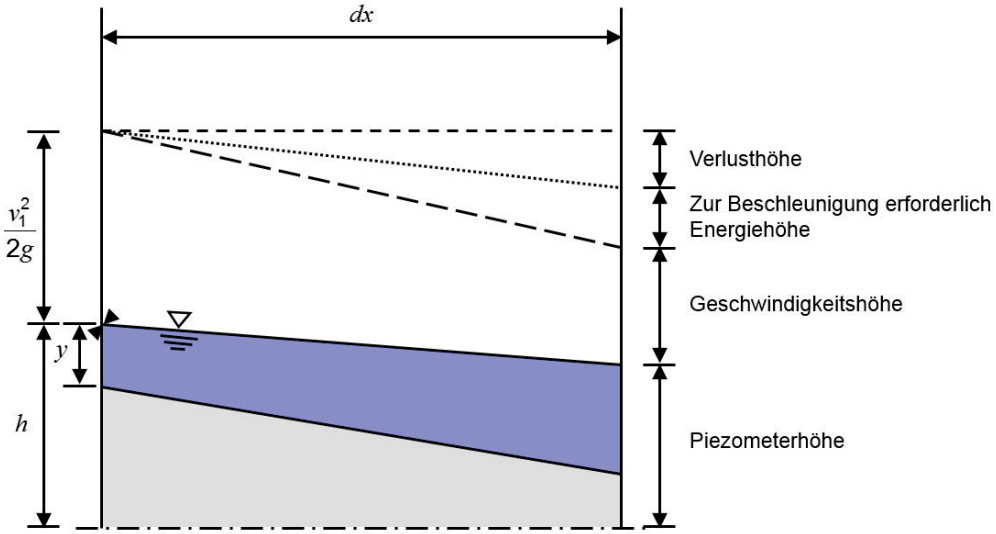


Abbildung 2-18: Grafische Darstellung der Komponenten der Energiegleichung (Maniak, 2005, modifiziert)

Die Kontinuitätsgleichung wird folgendermaßen formuliert:

$$Q_{zu} - Q_{ab} = \frac{\partial S}{\partial t}$$ **Gleichung 9**

mit Q_{zu} Zufluss (m³/s)

Q_{ab} Abfluss (m³/s)

S Speichervolumen (m³)

Gleichung 9 zeigt, dass die Differenz zwischen Zufluss und Abfluss eine Speicherinhaltsänderung zufolge hat.

Diese Speicherinhaltsänderung kann erfasst werden, indem man die Änderung des Volumens über den Weg *dx* und über die Zeit *dt* betrachtet. Die folgende Abbildung 2-19 zeigt ein infinitesimales Element, an dem eine solche Volumsänderung dargestellt ist.

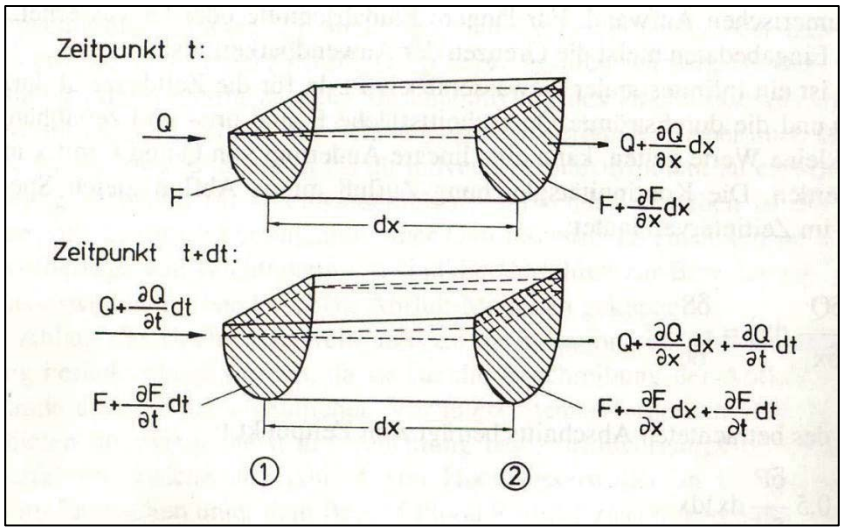


Abbildung 2-19: Darstellung der Volumsänderung über den Weg und die Zeit (Maniak, 2005)

In weiterer Folge wird die in Abbildung 2-19 gezeigte Volumsänderung über den Weg und die Zeit mathematisch näher beschrieben. Die Beschreibung der folgenden Gleichungen erfolgt nach Maniak (2005) in einer modifizierten Form. Gleichung 10 bis Gleichung 12 beschreiben die Volumsänderung über den Weg. Gleichung 13 bis Gleichung 15 beschreibt die Volumsänderung über die Zeit.

Der Speicherinhalt *S(t)* im betrachteten Abschnitt zum Zeitpunkt *t* beträgt:

$$S(t) = \left(A + 0{,}5 \cdot \frac{\partial A}{\partial x} dx\right) dx \qquad \textbf{Gleichung 10}$$

Der Speicherinhalt *S(t)* im betrachteten Abschnitt beträgt zum Zeitpunkt *t+dt*:

$$S(t+1) = \left(A + 0{,}5 \cdot \frac{\partial A}{\partial x} dx + \frac{\partial A}{\partial t} dt\right) dx \qquad \textbf{Gleichung 11}$$

Daraus ergibt sich der Speicherrückhalt *S(t) – S(t+1)* im Intervall *dt* zu:

$$S(t) - S(t+1) = \frac{\partial A}{\partial t} dt dx \qquad \textbf{Gleichung 12}$$

mit S Speichervolumen (m³)

A Querschnittsfläche (m²)

Während der Zeit *dt* beträgt das Zuflussvolumen:

$$V_{zu} = \left(Q + 0{,}5 \frac{\partial Q}{\partial t} dt\right) dt \qquad \textbf{Gleichung 13}$$

Das Abflussvolumen im selben Zeitintervall ergibt sich demnach zu:

$$V_{ab} = \left(Q + 0{,}5 \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} dt + \frac{\partial Q}{\partial x} dx\right) dt \qquad \textbf{Gleichung 14}$$

Somit beträgt die Volumsdifferenz V_{zu} - V_{ab} im Intervall *dt*:

$$V_{zu} - V_{ab} = -\frac{\partial Q}{\partial x} dx dt \qquad \textbf{Gleichung 15}$$

mit	V_{zu}	Zufließendes Volumen (m³)
	V_{ab}	Abfließendes Volumen (m³)
	Q	Durchfluss (m³/s)

Durch Gleichsetzen der über den Weg abgeleiteten Volumsdifferenz mit der über die Zeit abgeleiteten Volumsdifferenz erhält man die Kontinuitätsgleichung in der folgenden Form:

$$V_{zu} - V_{ab} = S(t) - S(t+1) \qquad \textbf{Gleichung 16}$$

$$-\frac{\partial Q}{\partial x} dx dt = \frac{\partial A}{\partial t} dt dx \qquad \textbf{Gleichung 17}$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \qquad \textbf{Gleichung 18}$$

Durch Kopplung der Energiegleichung mit der Kontinuitätsgleichung erhält man den in Abbildung 2-20 dargestellten Saint-Venant'schen Gleichungsansatz, welcher die Grundlage für die eindimensionale modelltechnische Abbildung in allen verfügbaren Simulationsprogrammen darstellt.

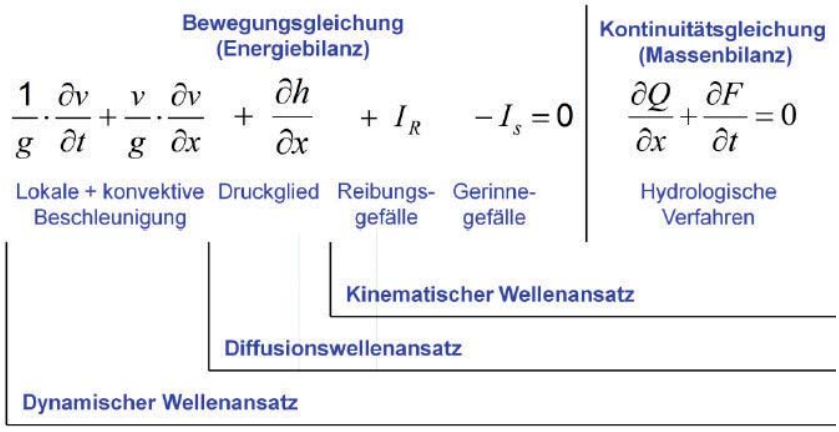


Abbildung 2-20: De Saint Venant´sches Gleichungssystem (Dyck et al., 1995)

Abbildung 2-20 zeigt, dass je nach Berücksichtigung der einzelnen Terme verschiedene Berechnungsansätze für die Simulation möglich sind. Beispielsweise ist unter alleiniger Verwendung der Kontinuitätsgleichung (Massenbilanz) nur ein Ansatz für hydrologische Verfahren möglich. Je nachdem, welche Terme der Energiegleichung neben der Kontinuitätsgleichung berücksichtigt werden, können folgende Ansätze verwendet werden:

<u>Kinematischer Wellenansatz:</u>

Der kinematische Wellenansatz berücksichtigt neben der Kontinuitätsgleichung das Reibungs- und Gerinnegefälle. Dieser Ansatz ist nur für steile Netze, wo kein Rückstau zu erwarten ist, zu verwenden.

Diffusionswellenansatz:

Der Diffusionswellenansatz bezieht auch das Druckglied mit in die Berechnung ein, wodurch es möglich ist, einen Rückstau zu erfassen, jedoch werden Trägheitseffekte vernachlässigt.

Dynamischer Wellenansatz:

Beim dynamischen Wellenansatz werden schlussendlich auch die lokale und konvektive Beschleunigung mit einbezogen. Somit wird die gesamte Energiegleichung mit der Kontinuitätsgleichung gekoppelt und es können alle Prozesse physikalisch vollständig erfasst werden.

2.3.3.2 Beschreibung mathematischer Methoden zur Lösung des Saint Venant'schen Gleichungssystems

Das Gleichungssystem nach Barré de Saint-Venant besteht aus einer Gruppe von partiellen Differentialgleichungen. Dies zeigt sich an der Tatsache, dass sowohl *Q* (oder *v*) und *h* Funktionen vom Weg *x* und der Zeit *t* sind. Die am weitesten verbreitete Methode zur Lösung eindimensionaler Modelle ist die Finite Differenzen Methode, welche im folgenden Kapitel beschrieben wird. Eine etwas komplexere Methode ist die Finite Volumen Methode, welche nur in wenigen 1D-Modellen Verwendung findet.

„Die St. Venant´schen Gleichungen sind stark nichtlineare, partielle Differentialgleichungen und lassen sich deswegen nur schrittweise mit Hilfe eines Differenzenverfahrens lösen. Die Zeit t und die Wegstrecke x werden in finite Differenzen Δt und Δx zerlegt bzw. werden die partiellen Ableitungen durch Differenzenquotienten ersetzt." (Dorfmann, 2006)

Die zeitliche Diskretisierung kann durch explizite oder durch implizite Verfahren durchgeführt werden. Das folgende Schema (Vier-Punkt-Schema nach Preismann) ist das wohl gängigste Verfahren, weshalb es hier anhand eines Beispiels erläutert wird (siehe Abbildung 2-21).

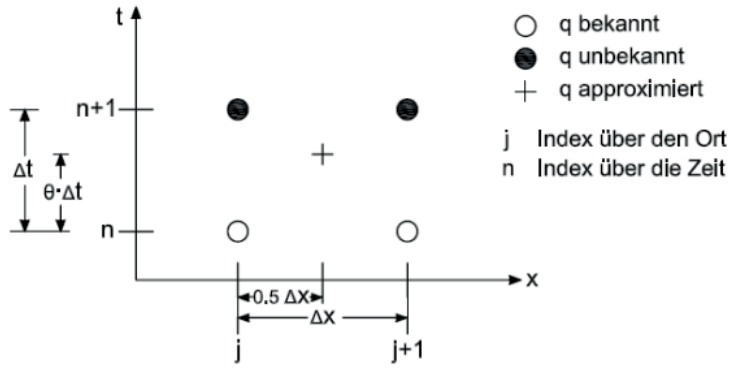


Abbildung 2-21: Box-Schema nach Preismann (Zielke und Ratke, 2006)

„Mit diesem Schema werden die Wegdifferenzen und Funktionswerte an einem bestimmten internen Zeitpunkt (n+θ)Δt approximiert. Folglich treten die dort berechne-

ten Werte zum Zeitpunkt (n+1)Δt in allen Termen der Gleichungen auf. So entsteht für eine Flussstrecke ein System an simultanen Gleichungen. Durch die gleichzeitige Berechnung wird die Lösung an einem Punkt von Informationen der ganzen Flussstrecke beeinflusst. So kann der Zeitschritt signifikant größer gewählt werden, als bei expliziten Verfahren“ (Dorfmann, 2006)

2.3.3.3 Einschränkungen der eindimensionale hydrodynamischen Modellierung

- Es wird kein Energieverlust des überfallenden Wassers, welches auf der Sohle auftrifft, mit einbezogen (Turbulenz).
- Kein Modell kann alle Gegebenheiten abbilden – jedes hat gewisse Einschränkungen durch seine Implementierung.

Diese Unsicherheiten sind in Abschnitt 3.3 nochmals ausführlich aufgelistet.

2.3.3.4 Eigenschaften der eindimensionalen hydrodynamischen Modellierung

- Integration in horizontaler Richtung (Fließrichtung).
- Saint-Venant‘sche Gleichungen stellen die Basis dar - diese beschreiben die instationären Strömungsvorgänge mit Tiefen- und Breiten- gemittelten Variablen.
- Effekte der Turbulenz, der Dissipation, der Bodenschubspannung und sekundärer Strömungsvorgänge werden alle durch das Energieliniengefälle I_E berücksichtigt.
- Keine Verwendung von Turbulenzmodellen.

2.3.3.5 Simulationsprogramme zur eindimensionalen hydrodynamischen Modellierung

Floodwave:

DWOPER (Dynamic Wave Operation Model)
DAMBRK (Dam Break)
FLDWAV (Flood Wave Routing Model)
US National Weather Service

Flooris 2000

Flood Routing in River Systems

FLUVIUS-1Di

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen

HEC-RAS

Hydrologic Engineering Centers - River Analysis System

US Army Corps of Engineers

InfoWorks CS

HR Wallingford Software

Fudaa-Mascaret

EDF - CETMEF

Mike Urban

Danish Hydraulic Institute (DHI)

PCSWWM

Computational Hydraulics International (CHI)

Sobek

WL – Delft Hydraulics

2.3.3.6 Beschreibung des Simulationsprogramms „Fudaa-Mascaret“

Mascaret bezeichnet die eindimensionale Modellierungssoftware aus dem Entwicklungslabor-Konsortium von Open-Telemac. Dieses numerische Simulationsprogramm wurde von der „National Hydraulics Laboratory and Environment“ Abteilung für Forschung und Entwicklung in Frankreich implementiert und besteht aus mehreren Modulen. Das Programmpaket „Fudaa-Mascaret“ ist eine leistungsfähige Modellierungssoftware für den Einsatz im Bereich der Flachwassertheorie basierend auf den Saint-Venant’schen Gleichungen. Es steht als kostenlose Software zur Verfügung. Dieses Modell wurde nach den Bedürfnissen der EDF und CETMEF (Zentrum für Marine und Flussbau, Frankreich) entwickelt. Fudaa-Mascaret ist eines der wenigen eindimensionalen Modellierungsprogramme, die in der Lage sind, **hoch instationäre Abflussvorgänge** zu lösen. Stationäre Berechnungen werden in diesem eindimensionalen Simulationsprogramm mit den beschriebenen Algorithmen nach der Finiten-Differenzen-Methode gelöst. Für instationäre Abflussvorgänge ist in Mascaret ein modifizierter „Finite Volume Solver“ implementiert. Dieser Umstand, dass dieses 1D-Modell Berechnungen mit der Finiten-Volumen-Methode ausführt, ist der Hauptgrund für die Verwendung in dieser Arbeit.

<u>Besonderheiten:</u>

- Fudaa-Mascaret ist in der Lage Dammbrüche zu simulieren

- Hoch instationäre Strömungsvorgänge können abgebildet werden

- Hohe zeitliche Auflösung

- Leistungsfähiges Pre- und Postprocessing

Abbildung 2-22 stellt einen Auszug aus dem „Mascaret Theoretical Note“ (opentelemac.org) dar, in welchem alle weiterführenden Details beschrieben sind.

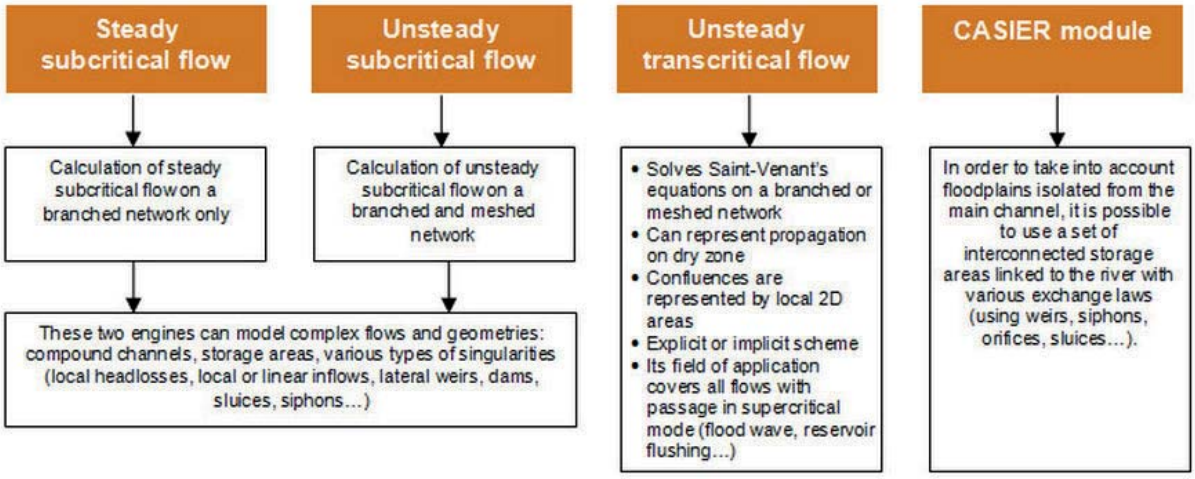


Abbildung 2-22: Fudaa-Mascaret im Detail (www.opentelemac.org, Stand 2013-09-11)

2.3.3.7 Beschreibung des Simulationsprogramms „Mike Urban“

Mike Urban verwendet den lizenzfreien Epanet-Rechenkern, entwickelt von der U.S. EPA (Environmental Protection Agency), sowie einen vom Danish Hydraulic Institute (DHI) modifizierten Epanet-Rechenkern mit zusätzlichen Funktionen, wie drehzahlgeregelte Pumpe, erweiterte Steuerungen, automatisierte Löschwasseranalyse oder PID-Echtzeitsteuerung.

Diese Rechenkerne werden für die Berechnung stationärer und zeitveränderlicher Zustände sowie für die Wasserqualitätsanalyse eingesetzt. Darüber hinaus wird ein vom DHI entwickelter Druckstoßrechenkern für die Modellierung schnell ablaufender **instationärer** Prozesse genutzt.

Die Modellierung mit dem Epanet-Kern erfolgt in zwei Phasen:

(1) Die Berechnung der Durchflüsse schließt wegen der nichtlinearen Masse- und Energiegleichungen mehrere Iterationen ein. Die Anzahl der Iterationen hängt vom System der Netzwerkgleichungen und der vom Nutzer festgelegten Genauigkeit ab. Eine befriedigende Bestimmung der Durchflüsse muss die festgelegte Genauigkeit erreichen sowie das Gesetz der Masse- und Energieerhaltung im Wasserverteilungssystem sowie alle anderen Erfordernisse erfüllen, die der Nutzer vorgibt.

(2) Die Berechnung der HGL (Hydraulic Grade Line, Druckniveau) erfordert keine Iterationen, da die Netzwerkgleichungen linear sind. Ist die Berechnung der Durchflüsse abgeschlossen, werden die Berechnungen zur Wasserqualität durchgeführt.

In Tabelle 2-12 ist ein Vergleich der verwendeten Modelle dargestellt.

Tabelle 2-12: Vergleich der verwendeten Modellierungsprogramme

Name	Hersteller	Freeware	Besonderheiten	Kommentar
Mascaret	EDF - Cetmef	Ja	Source-Code frei zugänglich	Schlechte Übersetzung ins Englische
Mike Urban	DHI	Nein		Ungenauigkeiten durch numerische Diffusion

2.4 Siedlungsentwässerung der Stadt Graz

Die Siedlungsentwässerung der Stadt Graz ist in seiner Struktur auf Sammlung, Weiterleitung und Entlastung der anfallenden häuslichen und gewerblichen Abwässer sowie des temporär anfallenden Niederschlagswasserabflusses ausgelegt. Dieses Entwässerungssystem wurde am Beginn des 20. Jahrhunderts in Form eines Mischkanalsystems konzipiert. Die heutige Struktur dieses Entwässerungssystems mit Haupt- und Nebensammlern und allen Mischwasserentlastungen (MÜ) wurde damals entwickelt.

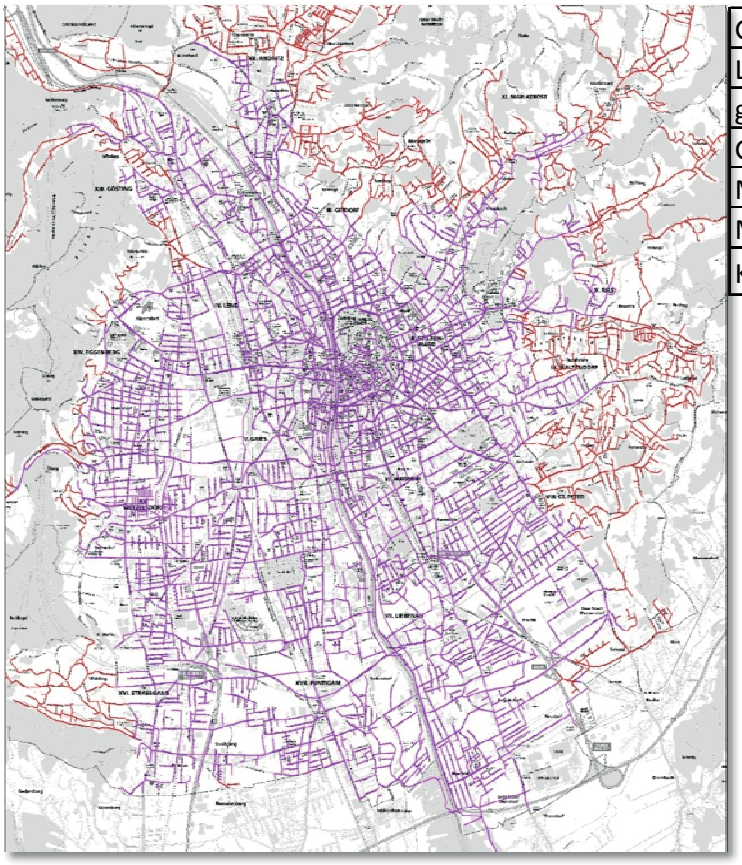
„Nach 100 Jahren Kanalnetzausbau in Graz ändern sich Ausrichtung und Anforderungen an die Stadtentwässerung deutlich. Die Ziele der Stadtentwässerung in Graz bestehen nun einerseits in der baulichen und hydraulischen Funktionssicherung der Kanäle und andererseits in der Umsetzung der Niederschlags- und Mischwasserbewirtschaftung.“ (Kainz et. al., 2011)

2.4.1 Allgemeine Informationen zur Grazer Siedlungsentwässerung

Die Kanalisation in der Stadt Graz besteht zu etwa 70 % aus Mischwasserkanälen. Der Rest der Entwässerung ist als Trennsystem ausgeführt.

Die MÜs müssen aus technischen und wirtschaftlichen Gründen in Mischwasserkanalisationen angeordnet werden, um bei Niederschlagsereignissen den Zufluss zur Kläranlage auf die zweifache maximale Trockenwettermenge begrenzen zu können. Durch diese Mischwasserüberläufe kann die überschüssige Mischwassermenge (Kombination aus Schmutzwasser- und Niederschlagswasserabfluss) in benachbarte Gewässer eingeleitet werden. Dieser Mischwasserabfluss enthält, durch die Remobilisierung von partikulären Schmutzstoffen während eines Niederschlagsereignisses, meist hohe Schmutzfrachten, die die Gewässer stark belasten.

In Abbildung 2-23 sind die MW-Kanäle als Linien in violetter Farbe dargestellt. Die Eckdaten der Entwässerungssysteme sind in der Tabelle auf der rechten Seite der graphischen Darstellung aufgelistet (Stand 2011).



Gesamtlänge Kanalsystem	846 km
Länge MW-Kanäle	582 km
größtes Speicherbecken	12 000 m³
Gesamtspeichervolumen	20 000 m³
MW-Entlastungen gesamt	89
MW-Entlastungen in Mur	37
Kapazität ARA Graz	500 000 EW_{60}

Mischsystem

Trennsystem

modifiziert)

Während einer Trockenwetterphase gelangt das gesamte Abwasser der MW-Kanalisation in die Abwasserreinigungsanlage (ARA) Graz in Gössendorf. Werden die Zuflusskapazitäten der ARA bzw. die Abflusskapazitäten der MW-Kanäle während eines Niederschlagsereignisses überschritten, wird das überschüssige MW in die Mur abgeschlagen. In Abbildung 2-24 sind die Entlastungen mit grünen Kreisen dargestellt, welche die jährliche Gesamtentlastungsmenge für den Summenparameter CSB (chemischer Sauerstoffbedarf) qualitativ darstellt.

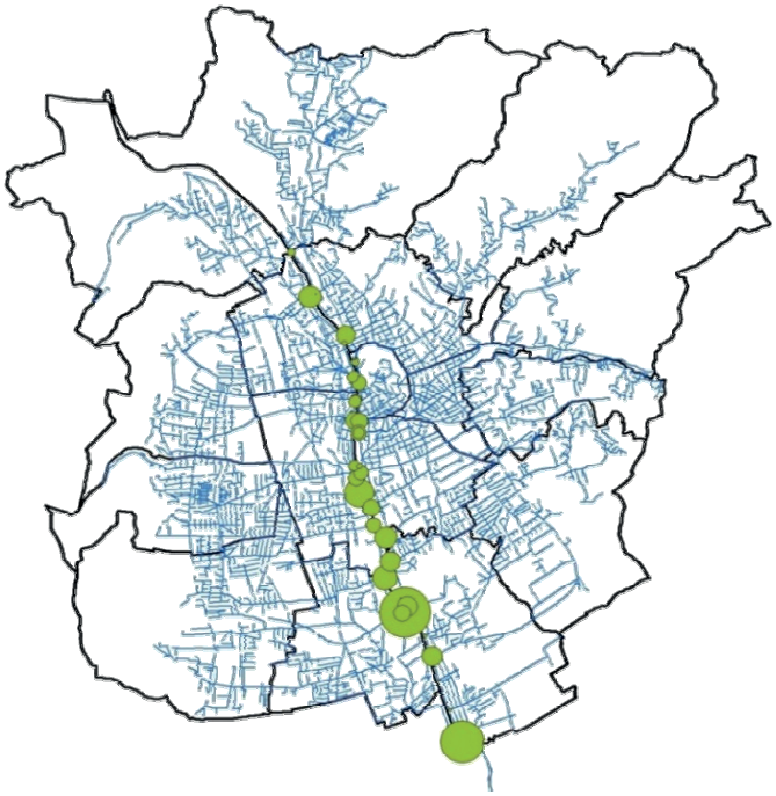


Abbildung 2-24: Mischwasserüberlaufbauwerke in die Mur (Kainz et al., 2011)

2.4.2 Derzeitige Situation der Mischwasserbewirtschaftung der Stadt Graz

Die Entwässerung der Stadt Graz mit den Entlastungsmöglichkeiten in die Mur funktionierte bisweilen einwandfrei. Im Zuge der Planungstätigkeiten zu Kraftwerksprojekten an der Mur im Umland von Graz, musste man allerdings Überlegungen anstellen, wie das Entwässerungskonzept im Niederschlagsfall weiterhin problemlos funktionieren könnte. Aufgrund der Errichtung eines Kraftwerks im Süden von Graz würde nämlich der Oberwasserspiegel der Mur im Stadtgebiet von Graz ansteigen. Dies hätte zur Folge, dass ein Teil der insgesamt 37 MÜs, die direkt in die Mur entwässern, vom Rückstau der Murkraftwerke (MKW) beeinträchtigt werden und eine freie Vorflut im Entlastungsfall nicht mehr gegeben ist. Deshalb sollen die beeinträchtigten MÜs in einem zentralen Stauraumkanal (ZSK) gefasst werden. Dieser Stauraumkanal soll außerdem zur Bewirtschaftung der Mischwässer der Stadt Graz dienen.

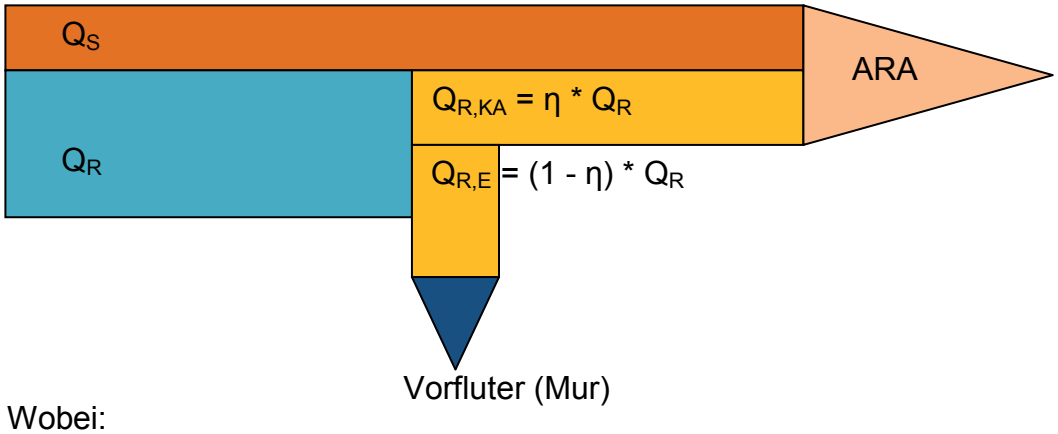
Im Jahr 2011 standen dem Kanalnetzbetreiber von Graz rund 30 000 m³ Speicherraum zur MW-Bewirtschaftung zur Verfügung. Dieser Wert ist zur Umsetzung des heutigen Standes der Technik zu gering, weshalb zusätzliche Speicherräume hergestellt werden müssen. Eine hydrologische Modellberechnung vom gesamten Einzugsgebiet der Grazer Kanalisation ergab einen zusätzlichen Speicherbedarf von etwa 100 000 m³.

2.4.3 Stand der Technik für die Bemessung von Mischwasserentlastungen in Österreich

Im Oktober 2007 haben die Definitionen im ÖWAV-Regelblatt 19 (ÖWAV, 2007) den Stand der Technik für die Bemessung von MÜs in Österreich maßgeblich verändert. Nach diesem Regelblatt wird als neue Zielgröße für das gesamte Einzugsgebiet ein erforderlicher Mindestwirkungsgrad der Weiterleitung η (%) definiert.

Die Definition dieses Weiterleitungswirkungsgrades, welcher in Abbildung 2-25 als gereinigtes Regenwasser $Q_{R,KA}$ dargestellt ist, lautet:

„Der Weiterleitungswirkungsgrad η [%] ist derjenige Anteil des Regenwassers, der im Jahresmittel zur Kläranlage bzw. ARA geleitet wird."



Wobei:

Q_S ..... Schmutzwasser

$Q_{R,KA}$ ..gereinigtes Regenwasser

$Q_{R,E}$ …entlastetes Regenwasser

η …… Wirkungsgrad

Abbildung 2-25: Mindestwirkungsgrad der Weiterleitung (Kainz et al., 2011, modifiziert)

Der erforderliche Mindestwirkungsgrad der Weiterleitung ist abhängig von der maßgebenden Regenspende ($r_{720,1}$ in mm) und von der Bemessungsgröße der ARA. Es werden folgende Stoffgruppen unterschieden:

- gelöste Stoffe (Regenabfluss) η_R
- abfiltrierbare Stoffe (AFS) η_{AFS}

Laut Definition ist festgelegt, dass bei abfiltrierbaren (suspendierten) Stoffen $\eta_{AFS,erf}$ der erforderliche Wirkungsgrad um 15 % höher sein muss, als der Wirkungsgrad bei gelösten Stoffen $\eta_{R,erf}$.

Um die Anforderungen einhalten zu können, muss ein ausreichendes Speichervolumen mit Absetzwirkung für partikuläre Stoffe im Kanalsystem vorhanden sein. Ist das nicht der Fall, müssen meist bauliche Erweiterungen im System vorgenommen werden. In der Stadt Graz wurde deshalb das Konzept eines Zentralen Speicherkanals

entwickelt, in welchem die Absetzwirkung von suspendierten Stoffen im Wasser ausgenützt wird. Im ZSK ist es möglich, Teile des gespeicherten Mischwassers in Speicherkaskaden separat zu bewirtschaften, wodurch die benötige Aufenthaltsdauer zum Absetzen der AFS optimal gesteuert werden kann.

Beispiele zur Erreichung des Standes der Technik in Österreich:

In der Stadt Wien wurde zur Speicherung des MW während Regenwetter ein Tunnel unter dem U-Bahn Netz hergestellt um den Anforderungen der Mischwasserbehandlung nach ÖWAV-Regelblatt 19 (2007) gerecht zu werden.

In der Stadt Linz wurde das erforderliche Speichervolumen im Kanalnetz im Zuge des Baus des benachbarten Donaukraftwerks umgesetzt, wodurch die laut ÖWAV Regelblatt 19 (2007) erforderlichen Weiterleitungswirkungsgrade bereits eingehalten werden.

In der Stadt Graz wurde zur Erreichung der Anforderungen des ÖWAV-Regelblatts 19 (2007) mit dem Bau eines Zentralen Speicherkanals (ZSK) begonnen. Man nützte die Chance, um zeitgleich mit den Flussbaumaßnahmen, die im Zuge der Errichtung des MKW Gössendorf notwendig waren, den ersten Bauabschnitt des ZSK bis 2012 umzusetzen.

2.4.4 Zukünftige Situation der Mischwasserbewirtschaftung der Stadt Graz

Die Stadt Graz sah sich seit den Jahren 2003 bis 2006 mit dem Problem der Speicherung bzw. der Bewirtschaftung des Mischwassers während eines Niederschlagsereignisses konfrontiert. Deshalb wurden mehrere Konzepte zur Schaffung von Stauraum in Form von Speicherkanälen bzw. Speicherbecken entwickelt. In diesen Konzepten wurde besonderes Augenmerk darauf gelegt, wie man dem Problem der Ablagerungsbildung entgegen wirken kann.

- Variante 1: Zentraler Speicherkanal
- Variante 2: Einseitiger Speicherkanal
- Variante 3: Beidseitiger Speicherkanal
- Variante 4: Speicherbecken mit teilweiser Aufweitung der Hauptsammler
- Variante 5: Speicherbecken

Der Verlauf der Varianten 1 bis 3 war parallel zum Fluss Mur geplant. Für Variante 4 sollten die bestehenden Hauptsammler aufgeweitet werden und zusätzlich Speicherbecken angeordnet werden. In Variante 5 sollten dezentrale Speicherbecken bei großen Nebensammlerentlastungen angeordnet werden.

Bei der Variantenauswahl wurde auf die nachfolgend beschriebenen Anforderungen Rücksicht genommen.

Zukünftige Anforderungen aufgrund des ÖWAV-Regelblatts 19 (2007)

- Mischwasserentlastungen müssen an den neuen Stand der Technik laut ÖWAV-Regelblatt 19 (2007) angepasst werden.
- Anpassungsbedarf für Stadt Graz bzgl. des erforderlichen Mindestwirkungsgrads der Weiterleitung gegeben.

Zukünftige Anforderungen aufgrund des Kraftwerksbaus an der Mur

- Einstau bestehender Entlastungen aufgrund MKW Gössendorf (in Betrieb) und aufgrund des geplanten MKW Graz-Puntigam.
- Ableitung der eingestauten MÜ ins Unterwasser der MKW notwendig.

Aus Sicht des Kanalnetzbetreibers (Holding Graz) gab es noch zusätzliche Anforderungen an die Entwässerung der Stadt Graz:

- Redundanz für beide bestehenden Hauptsammler im Trockenwetter- und Mischwasserfall (Wartungsarbeiten, Instandhaltung, Sanierung).
- Möglichkeit der Bewirtschaftung.
- Nutzbarkeit des verfügbaren Speichervolumens von beiden Murufern.
- Fangen des ersten Spülstoßes.
- Vereinfachte und effiziente Reinigung des Speicherraums durch vereinheitlichte Querschnitte.
- Geringe Investitionskosten.
- Geringe Betriebs- und Reinigungskosten.

Die Entscheidung dieser Variantenuntersuchung fiel schließlich auf Variante 1 (ZSK). Dieser ZSK soll im linksufrigen Bereich der Mur von der Kalvarienbrücke bis zur ARA Graz-Gössendorf errichtet werden, wobei der Anschluss aller MÜ direkt oder durch Querungen der Mur geplant ist. Der erste Bauabschnitt (Länge ca. 3,2 km) des ZSK wurde bereits im Zuge der Errichtung des MKW Gössendorf von 2010 bis 2012 umgesetzt.

2.5 Erweiterung der Mischwasserbewirtschaftung in Graz – Zentraler Speicherkanal (ZSK)

Der Zentrale Speicherkanal (ZSK) stellt mit einer Gesamtlänge von über 8 km (siehe Abbildung 2-26) und einem Speichervolumen von ca. 91 000 m³ ein beachtliches Bauprojekt für eine Stadt in der Größenordnung von Graz dar. Die folgenden Beschreibungen in diesem Abschnitt basieren im Wesentlichen auf der Arbeit von Kainz et al. (2011).

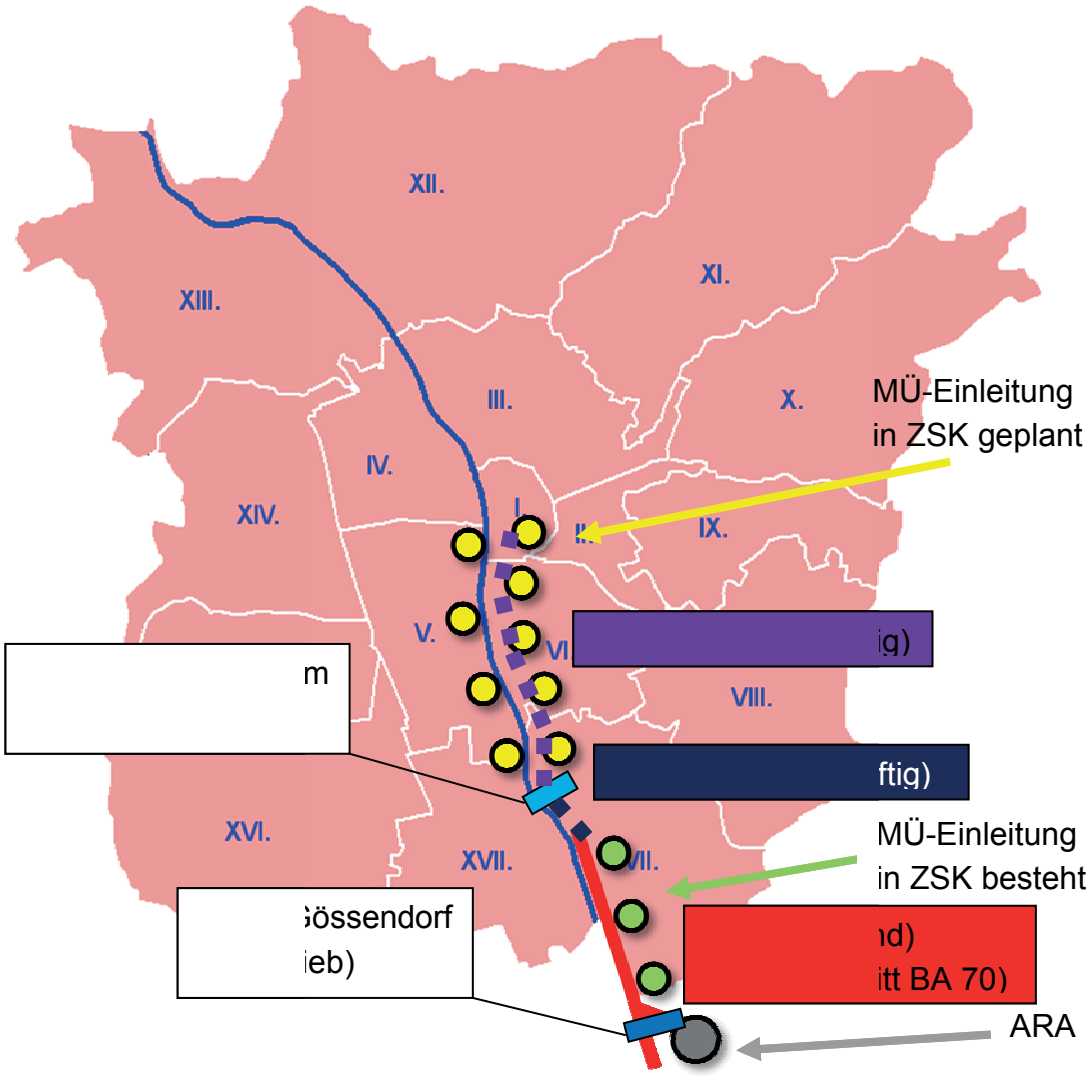


Abbildung 2-26: Situierung des ZSK im Stadtgebiet von Graz und Position der Murkraftwerke (Holding Graz Services, 2013, modifiziert)

2.5.1 Funktion des ZSK

Die grundlegenden Funktionen des ZSK können folgendermaßen definiert werden:

- Ableitung ins Unterwasser bei Extremereignissen (Bemessungsfall: 100-jährliches Hochwasserereignis).
- Speicherung von MW zur späteren Behandlung auf der ARA Graz (Kaskaden zur Bewirtschaftung) - 91 000 m³ bedeuten in etwa ein 0,5 bis 1-jährliches Niederschlagsereignis oder etwas mehr als der mittlere tägliche Zulauf zur ARA Graz bei Trockenwetter.

2.5.2 Hydraulisches Konzept des ZSK

Nach dem hydraulischen Konzept muss der ZSK die Ableitung des Bemessungsregens ohne negative Auswirkungen gewährleisten. Es darf zu keiner Erhöhung der Rückstauebenen in den einzelnen Entwässerungsgebieten und nur zu einer gering-

fügigen Erhöhung der Drucklinie bei den betroffenen Entlastungsbauwerken kommen. Für diese hydraulischen Konzepte wurde davon ausgegangen, dass im gesamten Betrachtungsbereich:

- Im Bemessungslastfall alle eingestauten Entlastungen komplett in den Speicherkanal abgeleitet werden können.
- Für kleinere Ereignisse der Kanal zur vollständigen Speicherung und nachträglichen Ableitung des Mischwassers in die Kläranlage genutzt werden kann.
- Entlastungen die nicht eingestaut werden, im Bemessungsfall vollständig in die Mur entlasten sollen. Sie sollen zusätzlich gesteuert in den Speicherkanal eingebunden werden, um bei schwachen Niederschlägen das Speichervolumen bestmöglich auszunutzen. Zur Aktivierung des vorhandenen Volumens werden Kaskaden mit absenkbaren Wehren vorgesehen.

2.5.3 Betriebliches Konzept des ZSK

Zur Verbesserung der MW-Bewirtschaftung des gesamten Entwässerungssystems von Graz ist ein mehrteiliges betriebliches Konzept notwendig. Von diesem Konzept sind hier die für diese Arbeit wesentlichen Punkte Speicherung und Spülung aus Kainz et al. (2011) übernommen worden.

Speicherung: *Zu Beginn jedes Speicher-Ereignisses sind alle Anlagenteile in der „Ruhestellung“ und die Schieber in Abflussrichtung bzw. in Richtung des Vorfluters geschlossen. Damit wird sichergestellt, dass bereits ab Entlastungsbeginn die entlasteten Mischwässer, und damit der auftretende Spülstoß, im ZSK gefangen werden.*

Spülung: *Es ist davon auszugehen, dass Mischwässer bis zu 20 Stunden im ZSK und ZSK gespeichert werden müssen. Dabei wird es zu Ablagerungen an der Sohle kommen.*

Die Simulationen zeigen, dass ein einfaches Durchleiten der Spülwasser-Menge nicht den gewünschten Reinigungseffekt haben wird, da durch die große Länge und das geringe Längsgefälle die Spülwelle relativ schnell abflacht. Es wird deshalb mit einer Überlagerung von Spülwellen gearbeitet. Dabei wird ausgenutzt, dass sich eine Welle in tieferem Wasser schneller fortbewegt und so jeweils auf ihrer Vorgängerin aufschwimmt und diese einholt. An dem (Zeit)-Punkt wo sich beide Wellenköpfe treffen entsteht eine zusätzliche Geschwindigkeitsspitze.

2.5.4 Querschnitte und Speichervolumen des ZSK

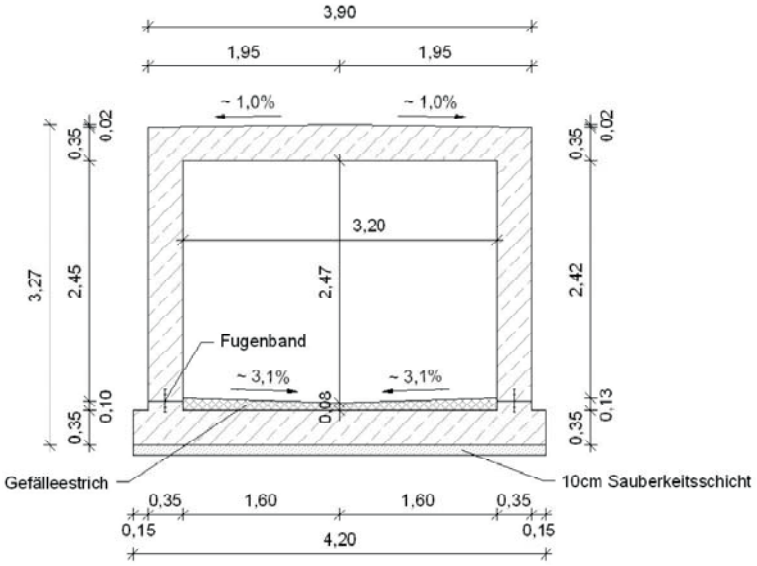


Abbildung 2-27: Regelprofil "ZSK Standard" (Energie Steiermark, 2010)

Die Querschnittsfläche des Regelprofils „ZSK Standard“ beträgt ca. 7 m².

Die in Abbildung 2-24 bildlich dargestellten Schmutzfrachtmengen sind in Tabelle 2-13 nochmals aufgelistet. In dieser Auflistung ist der jeweilige Anteil eines MÜ an der Gesamt-Entlastungsfracht im Stadtgebiet von Graz dargestellt.

Tabelle 2-13: Reduzierung der entlasteten Schmutzfrachtmengen in den jeweiligen Projektabschnitten (Energie Steiermark, 2010, modifiert)

MW-Entlastung	Bauabschnitt	Anteil an Gesamtentlastungsfracht	Summe
L02	BA 70	< 1 %	16 %
L01		< 1 %	
B25		16 %	
L04	BA 71	< 1 %	29 %
L03		3 %	
R01 (+ B43)		25 %	
8 MÜs	BA 72		30 %
CSB-Fracht gesamt reduziert			75 %

Die Summe in Tabelle 2-13 stellt den Anteil der CSB-Fracht dar, welcher vor Anbindung an den ZSK, direkt aus den MÜs in die Mur eingeleitet wurde. Die derzeitige CSB-Reduktion im Bauabschnitt BA 70 beträgt aufgrund der drei angebundenen MÜs ca. 16 %. Durch eine Umsetzung des anschließenden Bauabschnitts (BA 71) könnte bereits eine Reduktion von 45 % der Frachtstoßbelastungen erreicht werden, was einen großen Schritt in Richtung Einhaltung der geforderten Weiterleitungswirkungsgrade nach ÖWAV-Regelblatt 19 (2007) bedeuten würde. In Tabelle 2-14 sind

die projektierten Längen und aktivierbaren Speichervolumina der einzelnen Bauabschnitte aufgelistet.

Tabelle 2-14: Längen und aktivierbare Volumina des ZSK im Bereich Radetzkybrücke bis Unterwasser MKW Gössendorf (Kainz et al., 2011, modifiziert)

Bauabschnitt	Länge [m]	Länge kumuliert [m]	Volumen [m³]	Volumen kumuliert [m³]
BA 70	3 200	3 200	25 000	25 000
BA 71	1 800	5 000	14 000	39 000
BA 72	3 120	8120	52 600	91 600

2.5.5 Bauabschnitte des ZSK

Das Konzept zur Umsetzung des ZSK gliedert sich in 3 Bauabschnitte, welche alle nach dem gleichen Regelquerschnitt konzipiert wurden. Um über die nötige Speicherkapazität zu verfügen, müssen diese auch in Form von Doppelprofilen (nur im Bauabschnitt BA 72) (siehe Abbildung 2-28) ausgeführt werden.

- BA 70 – Hortgasse bis Murkraftwerk Gössendorf
- BA 71 – Lückenschluss Puntigamer Brücke bis Hortgasse
- BA 72 – Radetzkybrücke bis Puntigamer Brücke

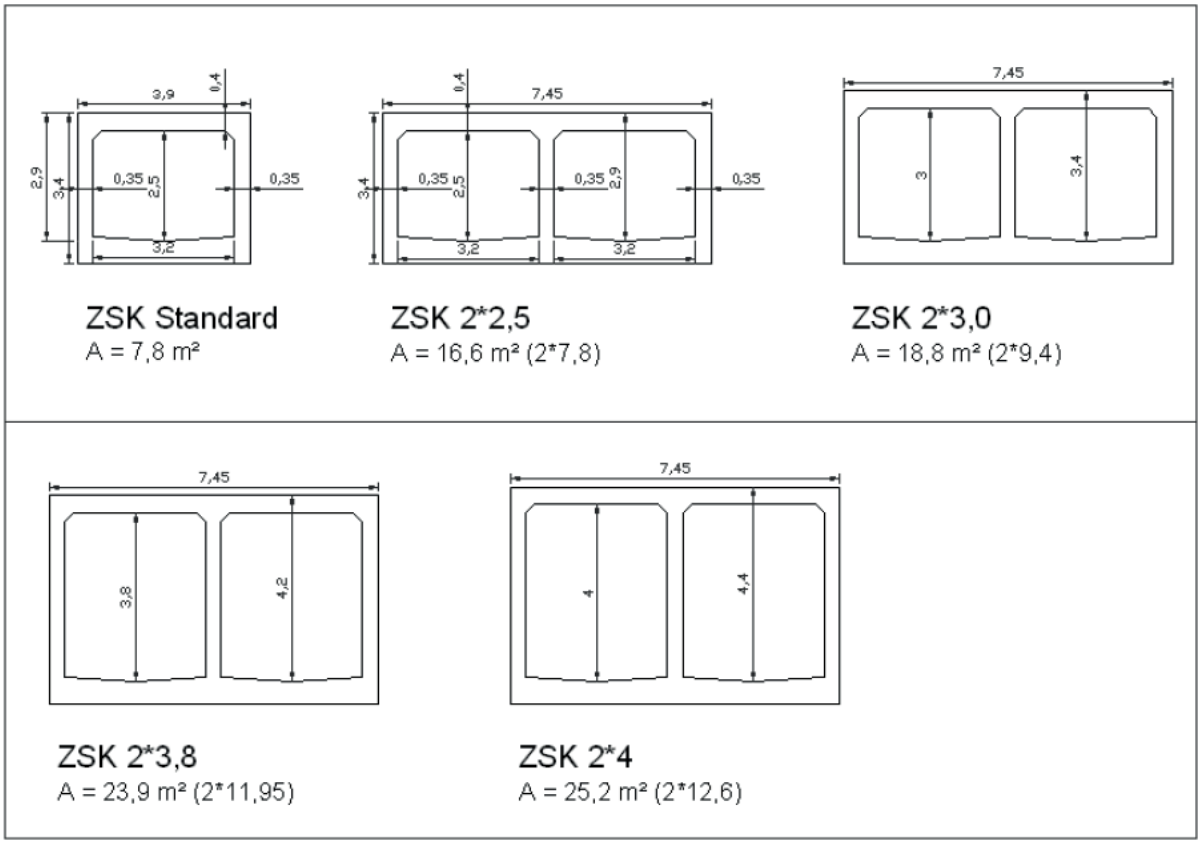


Abbildung 2-28: Querschnitte zur MW-Bewirtschaftung im zentralen Speicherkanal ZSK ()

2.5.5.1 Bauabschnitt BA 70 – Hortgasse bis MKW Gössendorf

Aufgrund der Errichtung des MKW Gössendorf und dem damit verbundenen Anstieg des Wasserspiegels im Oberwasserbereich, werden einige bestehende Mischwasserentlastungen eingestaut. Die betroffenen Entlastungen in die Mur tragen die Bezeichnungen B25, L01 und L02. Sie werden in dem bereits errichteten Abschnitt des ZSK gefasst und ins Unterwasser des Kraftwerks weitergeleitet. Weiters mussten die bis dahin genutzten Ausleitungsbauwerke der MÜs verschlossen werden. Der bestehende Teil des ZSK verläuft in der Böschung der Mur.

Die Mischwasserentlastungen im Rückstaubereich des MKW Gössendorf sind nochmals in Abbildung 2-29 dargestellt.

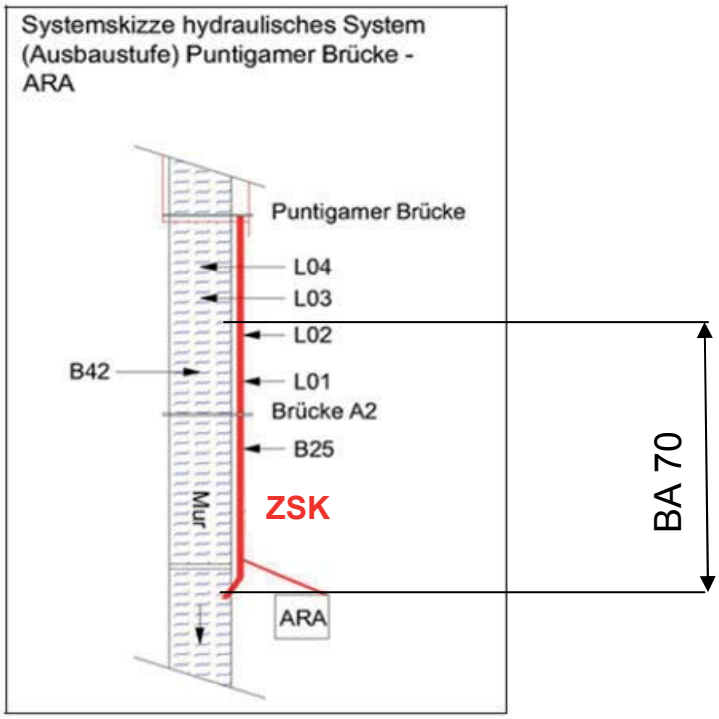


Abbildung 2-29: Betroffene Mischwasserüberlaufbauwerke im Rückstaubereich des MKW Gössendorf (Kainz et al., 2007)

2.5.5.2 Bauabschnitt BA 71 – Lückenschluss Puntigamer Brücke bis Hortgasse

Dieser „Lückenschluss“ ist notwendig, um das im Bauabschnitt BA 72 gespeicherte Volumen in den Bauabschnitt BA 70, und weiter zur ARA Graz ableiten zu können. In diesem Abschnitt verläuft der ZSK in der Böschung der Mur, wobei die Linienführung von der Höhenlage der Mursohle und der Ferngasleitung an der Westseite der Murfelderstraße vorgegeben ist.

Einige der noch nicht an den ZSK angebundenen MÜs sollen über eine Öffnung in der Kanalsohle an den ZSK angebunden (siehe Abbildung 2-30). Die Entlastungskanäle sollen so umgebaut werden, dass sie weiterhin in die Mur entlasten können, falls der ZSK vollständig gefüllt ist, oder aus Wartungs-/Reparaturzwecken nicht genutzt werden kann. Um die Öffnung in der Kanalsohle verschließen zu können, ist ein hyd-

raulisch gesteuertes Schütz vorgesehen, mit welchem im Hochwasserfall auch eine Verdünnung des im ZSK gespeicherten Mischwassers verhindert werden kann.

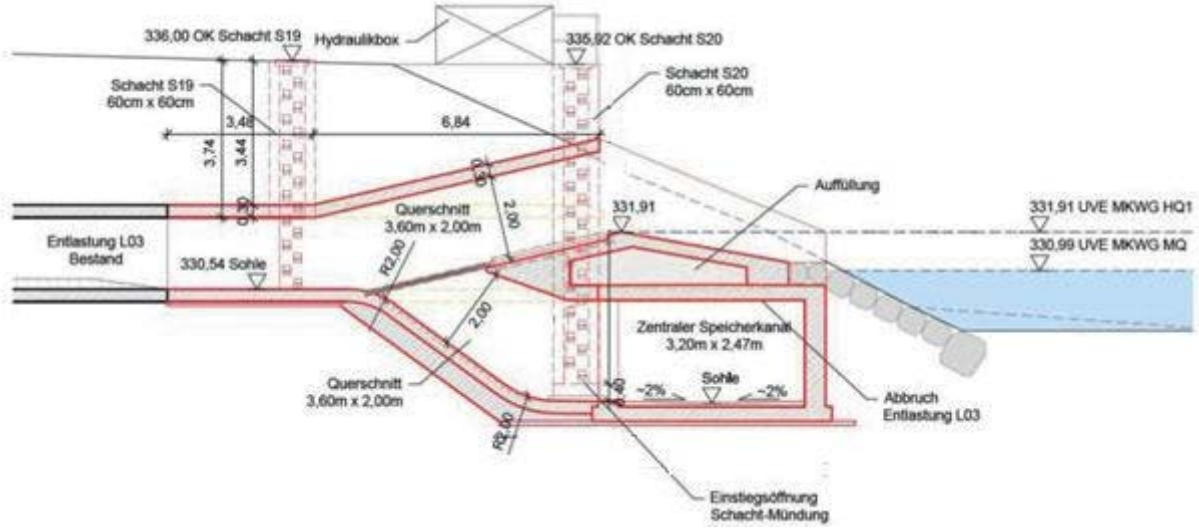


Abbildung 2-30: Anschluss eines Entlastungsbauwerks an den ZSK (Holding Graz Services, 2013)

2.5.5.3 Bauabschnitt BA 72 – Radetzkybrücke bis Puntigamer Brücke

Durch den geplanten Neubau des Murkraftwerks Graz-Puntigam, ca. 620 m nördlich der Puntigamer Brücke, werden einige weitere MÜs in der Grazer Innenstadt durch den Aufstau der Mur eingestaut und können im Regenwetterfall nicht mit ihrem vollen Wirkungsgrad die Abfuhr des überschüssigen Mischwassers gewährleisten. Im Falle eines Hochwassers hat sich in der Vergangenheit schon einige Male gezeigt, dass diese MÜs ohnehin schon an die Grenzen ihrer Leistungsfähigkeit gestoßen sind.

Um das zentrale Stadtgebiet von Graz weiterhin problemlos entwässern zu können, müssen die betroffenen MÜs zusätlich im ZSK gefasst werden. Zusätzlich zum Entlastungskanal des ZSK im Unterwasser des MKW Gössendorf in die Mur soll auch eine Entlastungsmöglichkeit für den Bereich des BA 72 im Unterwasser des geplanten MKW Graz-Puntigam errichtet werden.

2.5.6 Anbindung des ZSK an die Kläranlage Graz

- Anbindung an Zulaufkanal und MW-Überlaufbecken
- Entleerung zum Großteil im freien Gefälle (Zulaufkanal)
- Restentleerung (ca. 10 000 m³) über MW-Überlaufbecken und Schneckenpumpwerk (2 x 240 L/s)

In Abbildung 2-31 sind die Verläufe von ZSK und dem Hauptsammler im Stadtgebiet von Graz schematisch dargestellt. Neben den betroffenen MÜs (schwarze Kreise mit grüner und gelber Füllfarbe) sind die Aufteilungsbauwerke KS0 und KS1 im Zulaufbereich der ARA eingezeichnet. Flussab des MKW Gössendorf ist außerdem der Ent-

lastungskanal des ZSK dargestellt, welcher vom Bauwerk KS1 ins Unterwasser des Kraftwerks mündet.

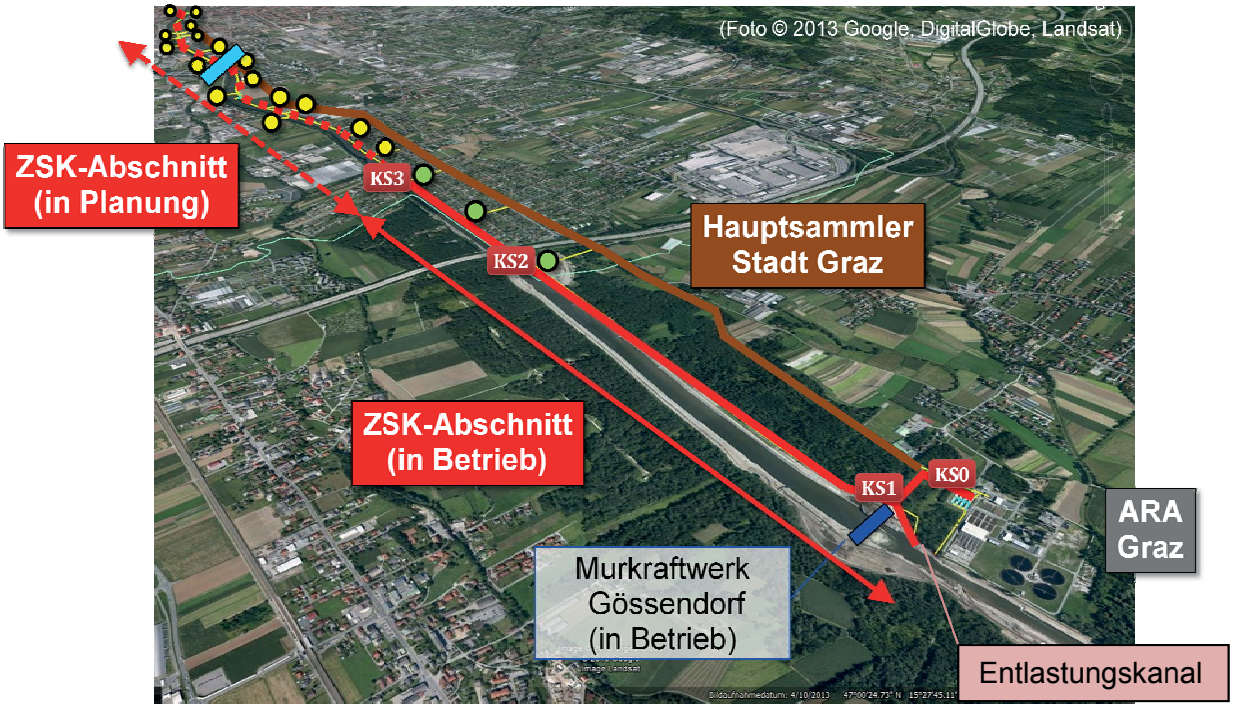


Abbildung 2-31: Schema ZSK inklusive bestehender Bauwerke (maps.google.at, Stand 2014-03-22)

Durch die Speicherung des Abwassers im Niederschlagsfall kann deutlich mehr MW der Reinigung auf der ARA Graz zugeführt werden. Dies bringt die Stadt Graz einen großen Schritt näher an die Einhaltung der Anforderungen aus dem ÖWAV-Regelblatt 19 (2007).

Die Speicherung des Abwassers bringt aber zusätzliche Belastung für Kläranlage. Durch die veränderte MW-Bewirtschaftung wird die ARA über einen längeren Zeitraum mit verdünnten MW beschickt. Dies stellt eine große Herausforderung dar, um die vorgegebenen Reinigungsziele auch weiterhin erreichen zu können.

2.5.7 Entleerung des ZSK

Die Ableitung der gespeicherten MW vom ZSK zur ARA Graz funktioniert zum Großteil über das vorhandene hydraulische Gefälle aufgrund des geodätischen Höhenunterschieds zwischen Stauhöhe im ZSK und Wasserspiegel im Zulaufkanal zur ARA Graz. Dazu wurde der ZSK über einen Düker an das bestehende Zulauf-Doppelprofil zur Kläranlage angeschlossen. Die Restentleerung des ZSK (ca. 10 000 m³) wird über die vorhandenen Mischwasserüberlaufbecken auf der ARA und das dazugehörige Pumpwerk (2 x 240 L/s) durchgeführt. Im Entleerungsablauf wird vorrangig die Entleerung der MW-Überlaufbecken angestrebt, um so etwaigen Geruchsemissionen durch biologische Prozesse (Anfaulung) vor allem in den Sommermonaten im Becken vorzubeugen. Die Möglichkeit von Geruchsemissionen wird im ZSK durch die

konstant niedrigen Temperaturen (Speicherraum liegt zum größten Teil im Grundwasserkörper) als unkritisch betrachtet.

Die Funktionsweise dieses Systems ist schematisch in Abbildung 2-32 dargestellt.

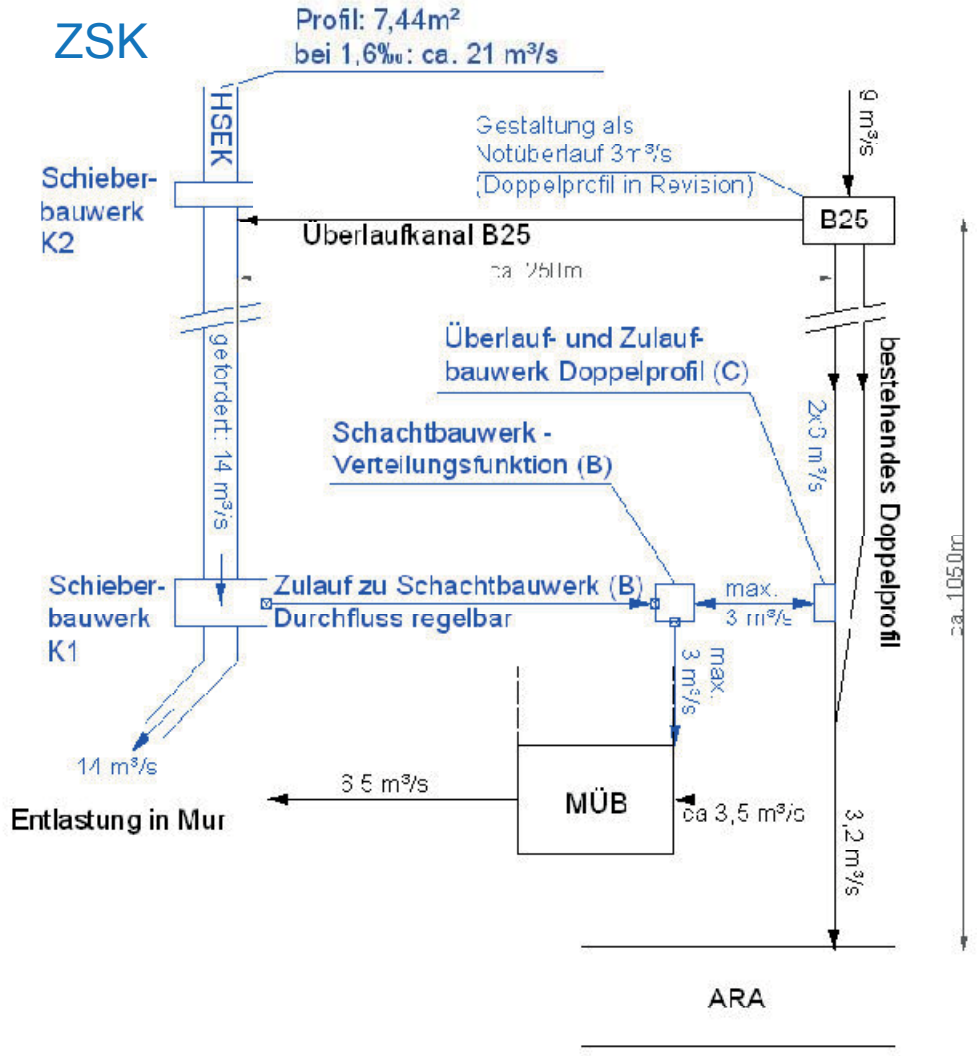


Abbildung 2-32: Konzept zur Anbindung des ZSK an die ARA (Kainz et al., 2011)

2.5.8 Technische Umsetzung des ZSK

Die Schwallspüleinrichtung im ZSK der Stadt Graz wird in Form von versenkbaren Wehren (Fa. ASA Technik GmbH) ausgeführt, welche auch zur Bewirtschaftung des Abflussvolumens genützt werden. Im derzeitigen Bauzustand des ZSK (Bauabschnitt BA 70) sind zwei dieser Wehre bereits verbaut (Wehrbauwerke KS2 und KS3). Im finalen Zustand wird der ZSK über insgesamt acht versenkbare Wehre verfügen. Diese Spülwehre lassen sich zur Schwallspüleinrichtungsmethode KAS einordnen (Kanalvolumen-Aktivierende-Spüleinrichtung - siehe Abschnitt 2.2.3.1 beschrieben). Diese Wehre bestehen im Wesentlichen aus einer edelstahlummantelten Stahlbetonplatte mit hydraulischen Führungszylindern. Kennwerte und Beschreibungen des Wehrherstellers folgen in den kommenden Abschnitten.

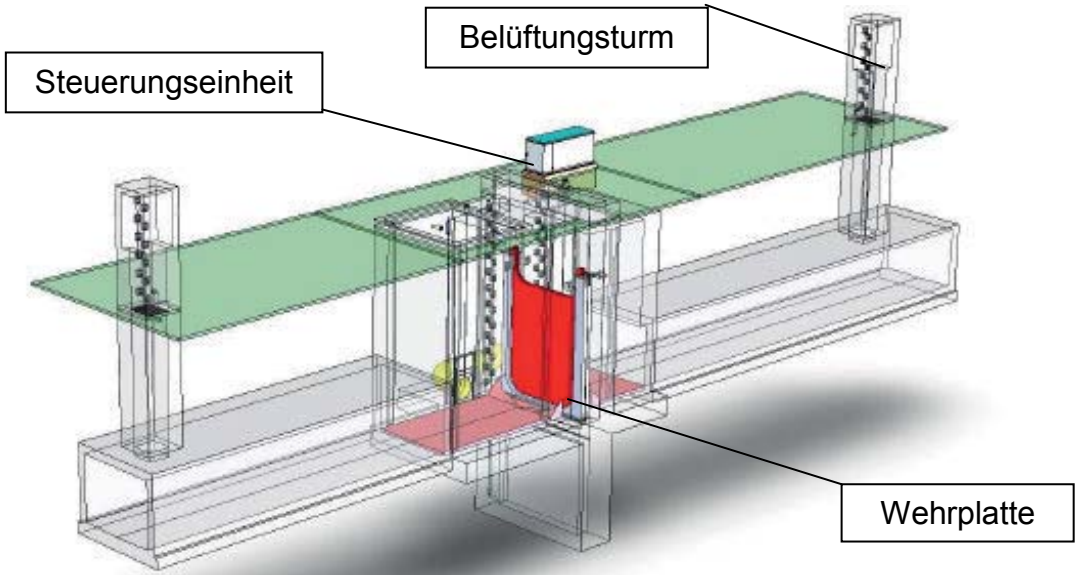


Abbildung 2-33: Kaskadenbauwerk mit Wehranlage, Fa. ASA Technik GmbH (Kainz et al., 2011)

2.5.8.1 Anwendung versenkbarer Wehre zur Bewirtschaftung des Stauraumvolumens

Die Einsatzmöglichkeiten versenkbarer Wehre sind vielfältig, wie z. B.:

- Nutzung des Kaskadenvolumens zur Mischwasserbehandlung
- Redundante Aktivierung von Kanaltrassen
- Schwallspülung der Kanalnetze im Trockenwetter- bzw. Regenwetterfall
- Permanente Aktivierung der Schwallspülung ab jeder Pumpstation durch Pump- /Schwall- Zylinder
- Verhinderung von Ablagerungen, H_2S-Korrosion und Geruchsbelästigungen
- Reduzierung der Entlastungsfrachten
- Vergleichmäßigung der Kläranlagenzuflüsse nach Qualität und Quantität
- Optimierung der Kanalsanierung durch Trockenfahren von Netzabschnitten
- Kalibrierung der Kaskadenvolumen

In Abbildung 2-34 ist die Spülphase bzw. der Überfall des gestauten Wassers über das Kaskaden-Spülwehr dargestellt. Beim Vergleich mit den in Abbildung 2-10 beschriebenen Phasen des Spülvorgangs, kann dieses Bild zur Initialphase oder Spülphase zugeordnet werden.

Ab dem Zeitpunkt der Freigabe des Spülwassers bildet sich am Wellenkopf ein hoch instationärer Strömungszustand aus. Generell muss der Strömungsvorgang des gesamten Spülvolumens (Wellenkopf und nachlaufende Welle) als instationär betrachtet werden. Es ist unmöglich, Randbedingungen zu definieren. Der Abfluss verhält

sich dementsprechend nicht stationär über die Dauer des gesamten Versuches bzw. Spülvorganges.



Abbildung 2-34: Kanalspülung durch Kaskadenwehr (wp.asatechnik.de/kaskadenwehre, Stand 2014-03-22)

2.5.8.2 Technische Daten der eingebauten versenkbaren Wehre

In Tabelle 2-15 sind allgemeine Angaben zur Spezifikation der im ZSK verbauten Wehre aufgelistet.

Tabelle 2-15: Kennwerte zum Spülwehr der Firma ASA (wp.asatechnik.de/kaskadenwehre, Stand 2014-03-22)

Abmessungen	Breite 1,2 m – 3,6 m ; Höhe max. 6,5 m
Wehrgeschwindigkeit	7,0 – 9,0 m/min
Wehrbauwerk	Ortbeton bzw. Fertigteil
Messwerte	Oberwasserstand, Hub, Unterwasserstand
Stromversorgung	5,0 – 9,0 kW/h je nach Wehrgröße

2.5.9 Bauliche Umsetzung des ZSK

Der Start der baulichen Umsetzung des ZSK war durch den Beginn der Errichtung des Murkraftwerks Gössendorf im Winter 2009 vorgegeben. Der ZSK wurde als Ortbeton-Bauwerk mit Betonierabschnitten von 13,30 m errichtet. Um dem Schwinden des Betons in Längsrichtung entgegenzuwirken, wurden die Abschnitte im Pilgerschritt-Verfahren hergestellt. Die Verbindungen dieser Abschnitte wurden querkraftschlüssig verdübelt und mit umlaufendem Dehnfugenband und einer Fugeneinlage abgedichtet. Im Sohlenbereich des Speicherkanals wurde ein monolithischer Estrich mit Kunststofffaser-Bewehrung und Hartkorn-Einstreuung aufgebracht. Die Baugrubenumschließung wurde aus etwa 150 m langen, ausgesteiften Spundwandkästen hergestellt. Die Entwässerung während der Bauphase wurde als offene Wasserhaltung betrieben, wobei der bereits fertiggestellte Teil des ZSK jeweils als Vorflut diente.

In Abbildung 2-35 ist der ZSK im Bauzustand dargestellt (links). Die rechte Seite der Abbildung zeigt ein Kaskadenwehr beim Einheben in das Wehrbauwerk KS3.



Abbildung 2-35: Bau des ZSK und Montage eines Kaskadenwehres (Kainz et al., 2011)

2.6 Detailbeschreibung des bestehenden Abschnitts des ZSK (Bauabschnitt BA 70)

Der bestehende Abschnitt des ZSK wurde zur Durchführung der Spülversuche verwendet. Die Versuchsstrecke beginnt am oberen Ende dieses Abschnitts und endet beim Wehrbauwerk KS2.

2.6.1 Lage des bestehenden Abschnitts des ZSK

Der erste Bauabschnitt (BA 70) des ZSK wurde in den Jahren 2011 bis 2013 hergestellt. Er befindet sich nördlich der ARA Graz-Gössendorf im orographisch linken Ufer der Mur. Dieser Bauabschnitt ist nach dem Regelprofil „ZSK Standard“ (siehe Abbildung 2-27) mit Querschnittsabmessungen von 3,20 x 2,50 m errichtet worden und erstreckt sich zurzeit über 3,2 km Länge. Derzeit ist die Speicherung von ca. 25 000 m³ Mischwasser möglich. Um eine solch große Menge zielführend zu bewirtschaften bzw. überhaupt speichern zu können, bedarf es geeigneter Regel- bzw. Absperrorgane im ZSK. Zu diesem Zweck sind hier drei Absperrbauwerke errichtet worden. Von diesen Absperrbauwerken sind zwei als Wehrbauwerke mit versenkbaren Wehrplatten ausgeführt. Die folgende Abbildung 2-36 gibt einen Überblick über die Gesamtsituation im Bauabschnitt BA 70.

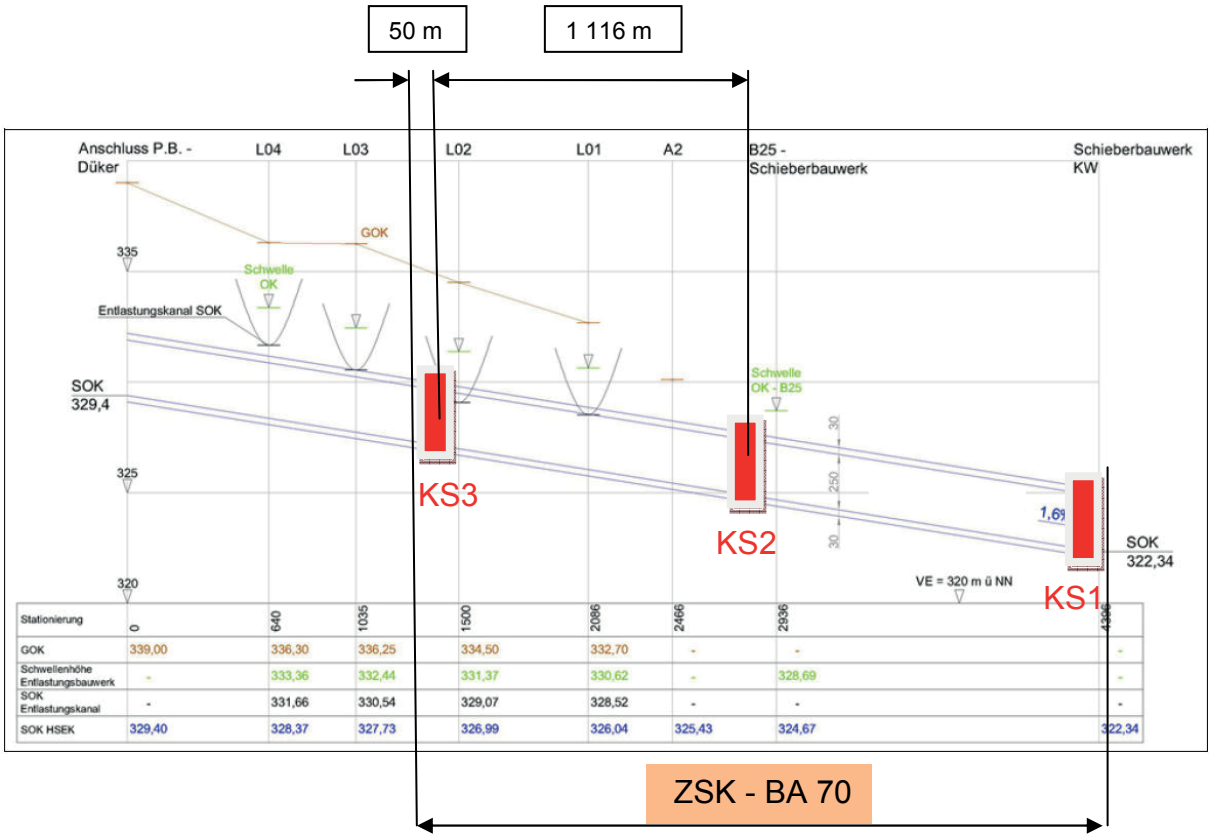


Abbildung 2-36: Längenschnitt ZSK Puntigamer Brücke – ARA Graz-Gössendorf (Kainz et al., 2007, modifiziert)

Um den ZSK gezielt bewirtschaften zu können, musste eine Anzahl von Sensoren und Steuerungseinheiten in den Wehrbauwerken verbaut werden. Eine detaillierte Beschreibung der Sensorik folgt in Kapitel 3.

Der Zustand der betroffenen Entlastungsbauwerke, vor der Anbindung an den ZSK, wird im Anschluss erläutert. Die jeweiligen Abflusswerte (siehe Tabelle 2-16) bzw. zu erwartenden Entlastungsmengen, wurden für den Rückstaubereich des MKW Gössendorf mit Hilfe eines hydrodynamischen Modells, für Niederschläge mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren, ermittelt.

2.6.2 Entlastungsbauwerke innerhalb des Bauabschnitts BA 70

Die Entlastungsbauwerke liefern Einleitungsmengen, wie in der mittleren Spalte von Tabelle 2-16 gelistet. In der äußerst rechten Spalte sind Abflusswerte aufsummiert.

Tabelle 2-16: Entlastungsabflüsse der MÜ für ein 100-jährliches Bemessungsereignis (Kainz et al., 2007)

Bauwerk	Einleitung [m³/s]	kumulierter Abfluss [m³/s]
L02	2,3	2,3
L01	4,0	6,3
B25	7,4	13,7
Summe L02 - B25		13,7

Aufgrund dieser Modellberechnung wurde der bestehende Teil des Speicherkanals für eine Abflusskapazität von 14 m³/s ausgelegt.

B25 – Rosswiese

Der Mischwasserüberlauf B25 – Rosswiese befindet sich bei Mur-km 171,608 südlich der Autobahnbrücke der A2. Er ist somit der letzte MÜ vor der ARA Graz-Gössendorf und stellt mit einem Abflussvermögen von 7,4 m³/s (100-jährlicher Bemessungsregen) zugleich die größte Einmündung in diesem Abschnitt dar. Nach Betrachtung der geodätischen Absoluthöhen (Tabelle 2-17) lässt sich erkennen, dass die Überlaufschwelle von Bauwerk B25 voll eingestaut würde.

Tabelle 2-17: Höhenkoten und Wasserspiegelhöhen – B25 (Kainz und Gruber, 2006)

Höhenkote Überlaufschwelle	328,69 müA
Auslaufkote Entlastungskanal	327,50 müA
Geplantes Stauziel bei Q_A	330,81 müA



Abbildung 2-37: Zulaufkanal zum „B25“ (Bild links) und Überlaufschwelle (Kainz und Gruber, 2006)

In Abbildung 2-37 sind Bilder aus der Überlaufkammer des Entlastungsbauwerks B25 vor dem Bau der Kraftwerke bzw. Speicherkanäle dargestellt. Abbildung 2-38 zeigt die Situation der Einbindung bzw. Einmündung (in Form einer Absturzrampe) in den ZSK.



Abbildung 2-38: Einmündung des Entlastungskanals „B25“ in den bestehenden Teil des ZSK

L01 – Neudorferstraße

Das Mischwasserüberlaufbauwerk L01 – Neudorferstraße ist eine so genannte Nebensammelkanal-Entlastung und besitzt ein Abflussvermögen von 4,0 m³/s. Diese mündet bei Mur-km 172,463 in die Mur. Nach Betrachtung der geodätischen Absoluthöhen (Tabelle 2-18) lässt sich erkennen, dass die Überlaufschwelle von Bauwerk B25 gering eingestaut würde.

Tabelle 2-18: Höhenkoten und Wasserspiegelhöhen – L01 (Kainz und Gruber, 2006)

Höhenkote Überlaufschwelle	330,61 müA
Auslaufkote Entlastungskanal	328,30 müA
Geplantes Stauziel bei Q_A	330,86 müA

Aber aufgrund der vorhandenen Verlandungshöhen (Abbildung 2-39) im Auslaufbereich des Entlastungsbauwerks L01 schien es sinnvoll, den Kanal L01 gleich an den ZSK anzubinden.



Abbildung 2-39: Ende des Entlastungskanals des „L01“ mit starken Verlandungen im Auslaufbereich, welche von den Sommer-Hochwässern des Jahres 2005 resultierten (Kainz und Gruber, 2006)

L02 – Hortgasse

Das Mischwasserüberlaufbauwerk L02 – Hortgasse ist eine Hauptsammelkanal-Entlastung. Es stellt aber mit einem Abflussvermögen von 2,3 m³/s die kleinste Belastung im Vergleich zu den vorangegangenen MÜs dar. Das Ende des Entlastungskanals befindet sich bei Mur-km 173,067. Nach Betrachtung der geodätischen Absoluthöhen (Tabelle 2-19) lässt sich erkennen, dass die Überlaufschwelle von Bauwerk B25 nicht eingestaut würde. Aber aufgrund der extremen Verlandungshöhen (Abbildung 2-40) wurde dieser Entlastungskanal L02 sofort an den ZSK angebunden.

Tabelle 2-19: Höhenkoten und Wasserspiegelhöhen – L02 (Kainz und Gruber, 2006)

Höhenkote Überlaufschwelle	331,37 müA
Auslaufkote Entlastungskanal	329,10 müA
Geplantes Stauziel bei Q_A	330,94 müA



Abbildung 2-40: Extrem hohe Verlandungen (ca. 2/3 der Profilhöhe) am Ende des Entlastungskanals des Entlastungsbauwerkes „L02“ (Kainz und Gruber, 2006)

2.6.3 Wehr- und Verteilbauwerke innerhalb des Bauabschnitts BA 70

Zur Speicherung des Mischwassers im Kanalisationsnetz der Stadt Graz ist es notwendig den ZSK in Kaskaden zu unterteilen. Ansonsten würde sich das gestaute Abwasser von der Kläranlage bzw. dem Wehrbauwerk KS1 gravitativ ausspiegeln, und somit das Speichervolumen drastisch verringert. Diese Unterteilung geschieht durch die bereits erwähnten Wehrbauwerke, welche das Abwasser aufstauen und gezielt weiterleiten können. Außerdem ist es durch diese versenkbaren Wehre möglich, die darunter liegende Kaskade des ZSK zu spülen. Somit sind nur die oberste und die unterste Kaskade von erhöhter Ablagerungsbildung betroffen. Die oberste Kaskade muss deshalb durch eine eigens dafür errichtete Spülkammer gespült werden. In der untersten Kaskade wird das zufließende Abwasser abgebremst. Somit ist im Bauwerk KS1 ständig langsam fließendes oder ruhendes Wasser vorhanden. Eine

weitere Ursache der erhöhten Ablagerungsbildung in diesem Bereich ist die Verringerung der Querschnitts von 3,20 x 2,50 m auf 1,20 x 1,80 m. Als Zuflusskanal zur ARA musste ein entsprechend kleiner Querschnitt gewählt werden, um die Zuflussmenge abmindern zu können.

Lage der versenkbaren Wehre im ZSK

Die folgende Abbildung 2-41 stellt nochmals den Bereich des ZSK südlich der Puntigamer Brücke dar. In dieser Darstellung sind alle MÜs mit ihren jeweiligen charakteristischen Abflusswerten aufgetragen. Zusätzlich ist im Bereich der Einmündung der kumulierte Abflusswert eingetragen, welcher im ZSK abgeleitet werden muss. Die Abflusswerte in Klammer sind nur der Vollständigkeit halber angegeben, werden aber nicht in den ZSK eingeleitet (Entlastungsbauwerke B42, L03, L04).

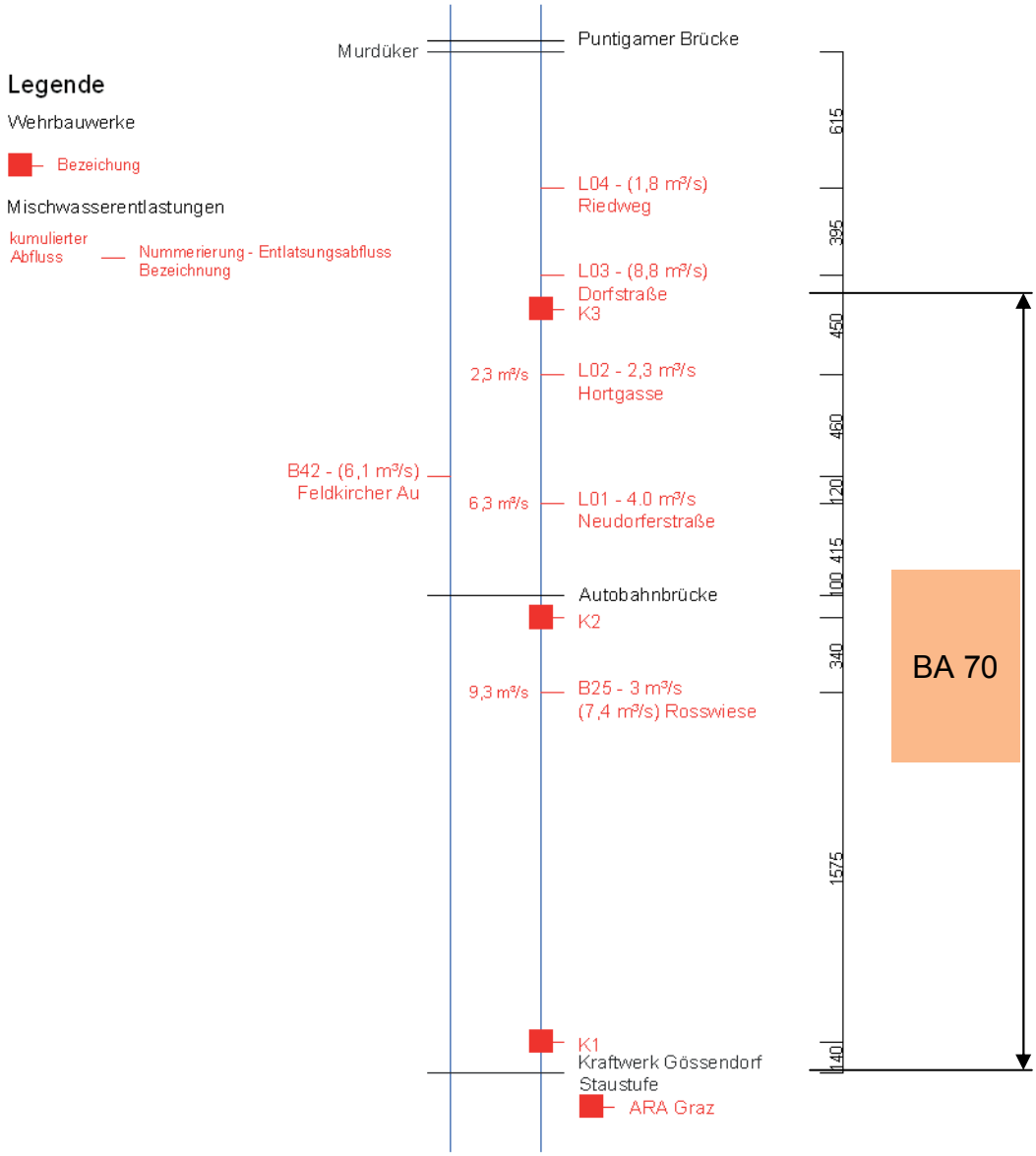


Abbildung 2-41: Hydraulisches Konzept des ZSK – Bauabschnitt BA 70 (Kainz et al., 2011, modifiziert)

2.6.3.1 Verteilbauwerk KS0 und Verbindungskanal

Das Schieberbauwerk KS0 befindet sich nicht im eigentlichen ZSK, sondern im Verbindungskanal zwischen ZSK und der ARA Graz. Dieses Bauwerk dient zur Entleerung des ZSK nach einem Niederschlagsereignis. Die Entleerung erfolgt zum Großteil über den eigentlichen Zulauf (Hauptsammler) zur ARA. Die letzten rund 10 000 m³ müssen über die Mischwasserüberlaufbecken (MÜB) und mithilfe des bestehenden Pumpwerks in den Zulaufkanal befördert werden.

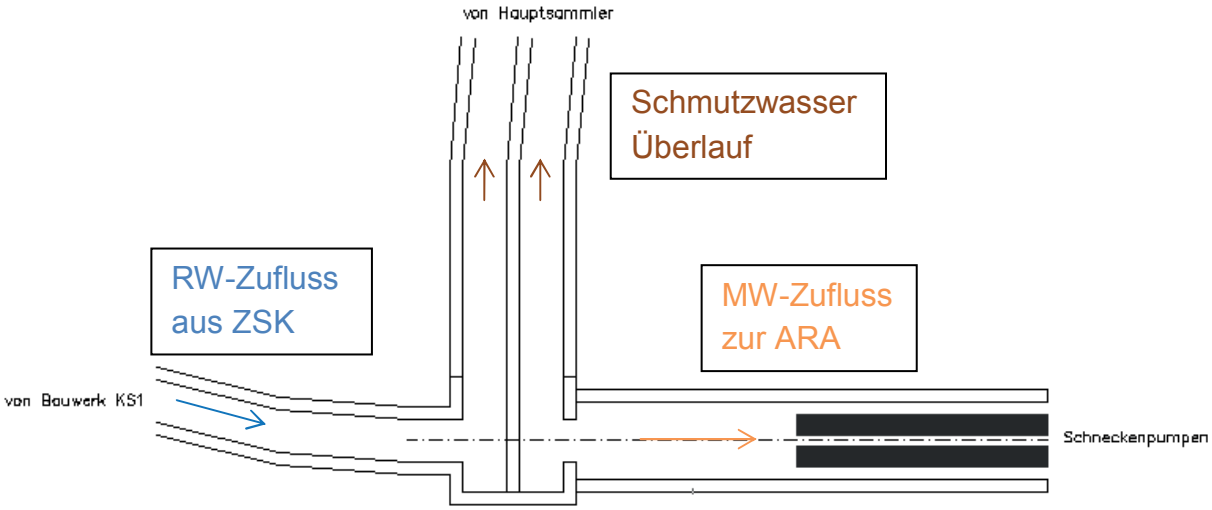


Abbildung 2-42: Verteilbauwerk KS0 - Horizontalschnitt

In der folgenden Abbildung 2-43 ist der erwähnte Verbindungskanal im Längsschnitt dargestellt. Hier ist die höhenmäßige Lage des Bauwerks KS0 ersichtlich (KS0 ist als „B“ bezeichnet).

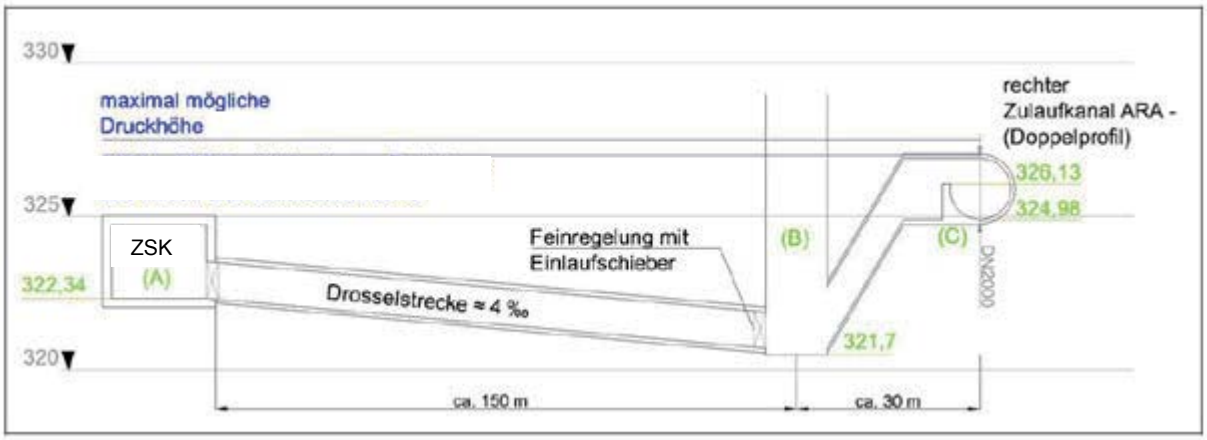


Abbildung 2-43: Längsschnitt des Verbindungskanal zwischen ZSK und Zulaufkanal zur ARA Graz-Gössendorf (Kainz et al., 2007, modifiziert)

2.6.3.2 Verteilbauwerk KS1

Das Schieberbauwerk KS1 (in Abbildung 2-43 als „A“ bezeichnet) dient einerseits (Standardfall) zum Aufstau des gesammelten Mischwassers im ZSK bzw. zur gedrosselten Weiterleitung zur ARA Graz. Andererseits (Entlastungsfall) besteht an diesem Bauwerk im Bedarfsfall die Möglichkeit, das im ZSK befindliche Mischwas-

servolumen teilweise (über steuerbare Wehrklappen – in blau) oder gänzlich (durch Öffnung des Entlastungsschiebers – in rot) in den Unterwasserbereich des MKW Gössendorf in die Mur zu entlasten (siehe Abbildung 2-44). Im Standardfall ist der große Wehrschieber geschlossen. Der kleine Schieber am Beginn des Verbindungskanals zur ARA bleibt immer geöffnet.

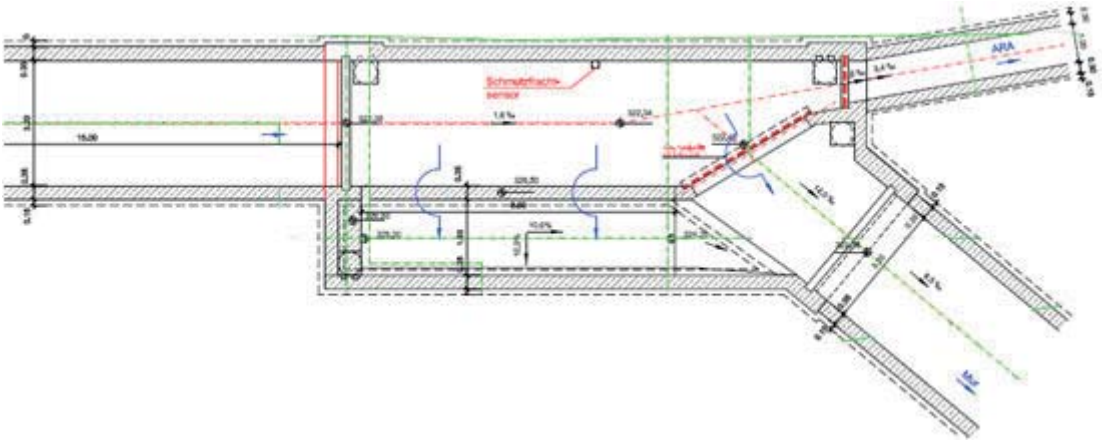


Abbildung 2-44: Verteilbauwerk KS1 – Horizontalschnitt (Holding Graz Services, 2011)

2.6.3.3 Wehrbauwerk KS2

Das Wehrbauwerk KS2 befindet sich oberhalb (flussauf) der Mischwasserentlastung B25. Es unterteilt den bestehenden ZSK in Kaskaden, eine etwa 1 000 m lange Kaskade flussaufwärts zum nächsten Wehrbauwerk KS3, und in einen ca. 2 000 m langen Abschnitt bis zum Verteilbauwerk KS1.

Das Wehrbauwerk KS2 besteht in erster Linie aus einem überströmbaren und versenkbaren Wehr, welches entweder manuell vor Ort oder über ein Prozess-Leitsystem (PLS) mechanisch über Hydraulikzylinder gesteuert wird. Diese Steuerungseinheit (inklusive grafischer Benutzeroberfläche - Bedienpanel) befindet sich direkt über dem Wehrbauwerk in einem abgeschlossenen Steuerungskasten. Alle Wehrbauwerke vom bestehenden KS2 bis zum geplanten KS8 sollen aus den gleichen Bauteilen bestehen.

In Abbildung 2-45 ist das Wehrbauwerk KS2 im Gesamtumfang schematisch dargestellt (links). Der rechte Teil der Abbildung zeigt eine Momentaufnahme im eingebauten Zustand, bei dem eine gefüllte Speicherkaskade in Form einer Spülwelle über das Wehr fließt.

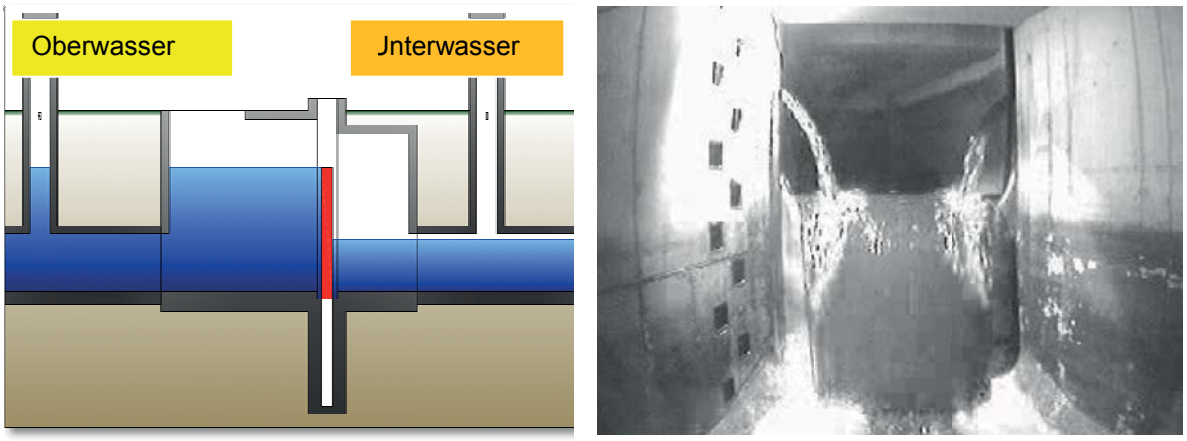


Abbildung 2-45: Schematische Darstellung von Wehrbauwerk KS2 und Bild einer Spülwelle (Kainz et al., 2011)

Ausführungsdetails des Wehrbauwerks KS2

Oberhalb und unterhalb des Wehrbauwerks befinden sich Einstiegsschächte, um direkt zum versenkbaren Wehr zu gelangen und Inspektionen bzw. Wartungsarbeiten durchführen zu können (siehe Abbildung 2-46). In Abständen von 15 m vor und nach dem Wehr befinden sich Entlüftungsschächte. Diese sind notwendig, da während der Bewirtschaftung – vor allem bei der Spülung – ein enormes Luftvolumen bewegt bzw. verdrängt werden muss. Weiters wurde ein Umgehungskanal (rot dargestellter Kreisquerschnitt in Abbildung 2-47) um die Wehrkammer gebaut, um bei einem nicht öffenbaren Wehr (Defekt) das Wasser ableiten zu können. Im Längsschnitt ist eine Öffnung an der Decke der Wehrkammer ersichtlich, durch welche ein Spezialfahrzeug zur Räumung von Ablagerungsrückständen eingehoben werden kann.

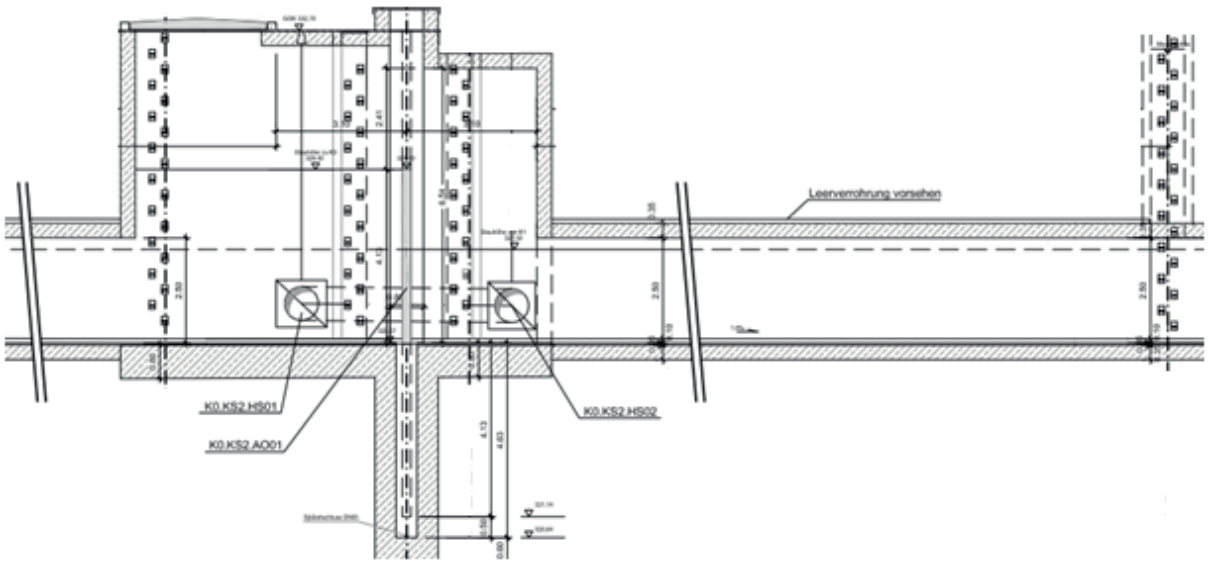


Abbildung 2-46: Wehrbauwerk KS2 – Längsschnitt (Holding Graz Services, 2011)

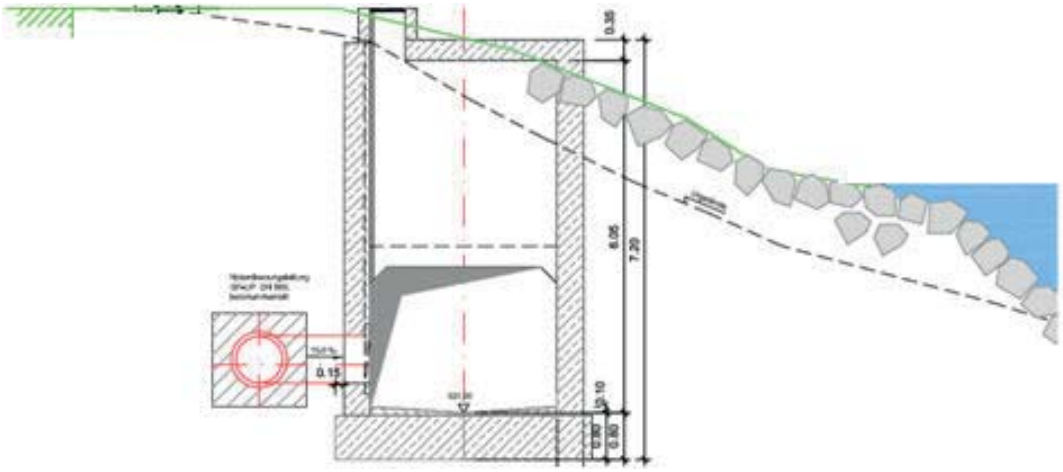


Abbildung 2-47: Wehrbauwerk KS2 - Querschnitt (Holding Graz Services, 2011)

In Abbildung 2-48 ist ein Foto einer Begehung des ZSK dargestellt. Außer dem Spülwehr ist der geöffnete Schieber des Umgehungskanals flussab des Wehrs KS2 zu sehen.

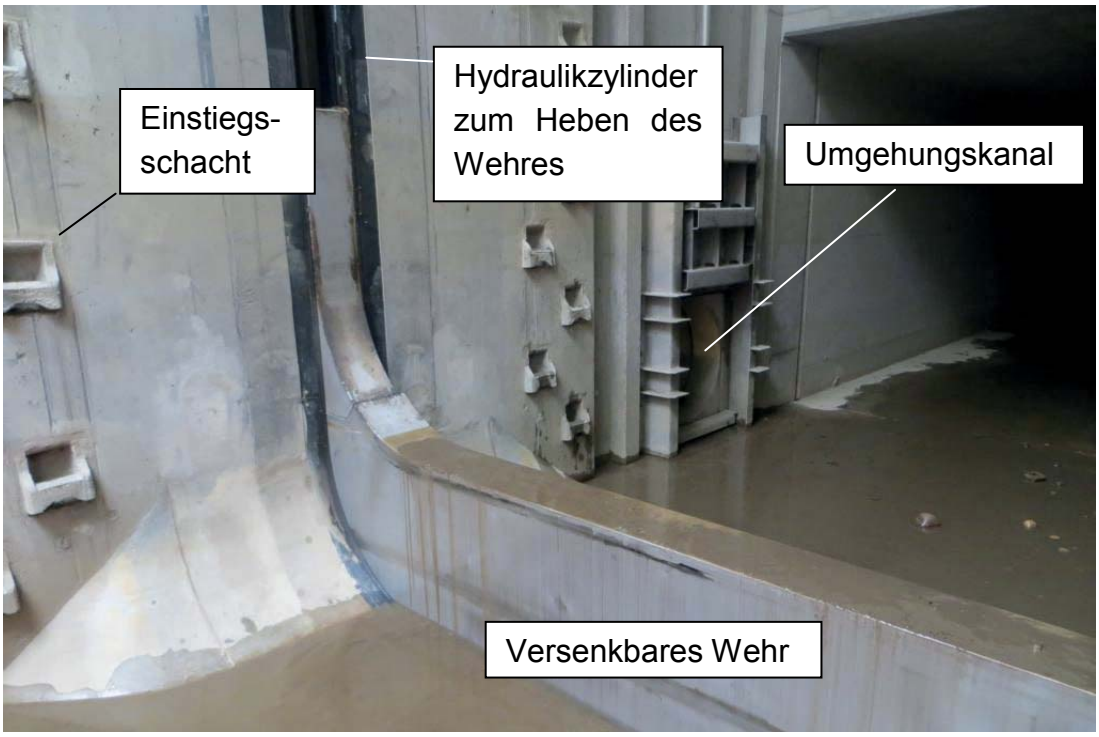


Abbildung 2-48: Nahaufnahme des Wehres KS2

2.6.3.4 Wehrbauwerk KS3 und Spülkammer

Das Wehrbauwerk KS3 befindet direkt oberhalb der Einmündung der Mischwasserentlastung L02 - Hortgasse. Von der Funktionsweise ist es gleich aufgebaut wie das Wehrbauwerk KS2. Einziger Unterschied ist die Abmessung des Wehrbauwerks in Längsrichtung – KS2 ist etwas größer als KS3. Das Wehrbauwerk KS3 stellt außerdem das untere Ende der 50 m langen Spülkammer dar, die oberhalb angeordnet ist. Es kann als zentraler Ort betrachtet werden, an dem alle Steuerungsmaßnahmen zur Durchführung der Spülversuche vorgenommen wurden. Die Spülkammer ist nach dem gleichen Querschnittsabmessungen (Regelprofil „ZSK Standard“) ausgeführt. Das Fassungsvermögen dieser Kammer beträgt ca. 400 m³.

Diese Wehre dienen nicht allein zur Erzeugung von Schwallspülwellen. Durch eine gezielte Bewirtschaftung ist es vor allem möglich, das Maximum des Speichervolumens des ZSK für die Mischwasserbewirtschaftung zu aktivieren. Ohne Unterteilung in Kaskaden würde das Speichervolumen des ZSK nur einen Bruchteil ausmachen. In der oberen Hälfte von Abbildung 2-49 ist dargestellt wie sich das Abwasser, ohne Bewirtschaftung durch Kaskadenbauwerke, ausspiegeln würde. In der unteren Hälfte der Abbildung ist ersichtlich, wie das entlastete Mischwasser durch die Wehre kaskadenförmig aufgestaut und bewirtschaftet werden kann.

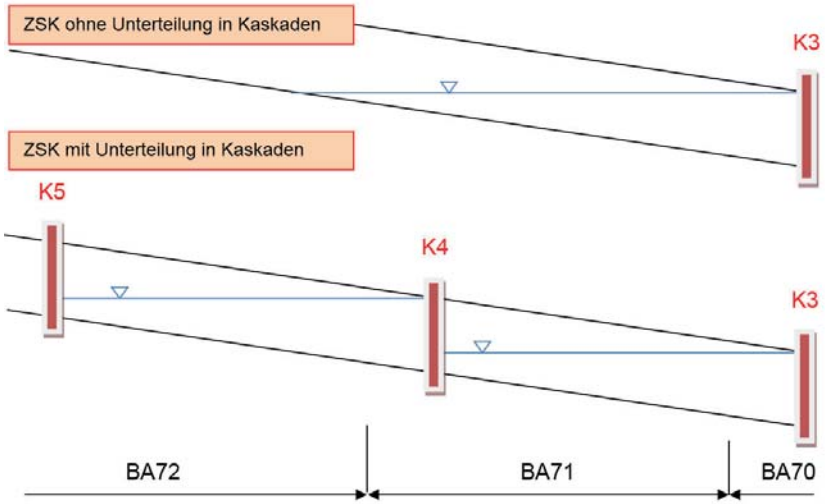


Abbildung 2-49: Bewirtschaftung des ZSK ohne Unterteilung/mit Unterteilung in Kaskaden

Problematische Bereiche bezüglich Ablagerungsbildung sind vornehmlich die **oberste** und die **unterste Kaskade** des ZSK. Das Problem der obersten (bzw. ersten) Kaskade ist, dass sie im Betriebszustand niemals frei durchflossen wird. Alle anderen Kaskaden (flussab der ersten Kaskade) werden durch die zwingende Weiterleitung des gespeicherten MW von oben nach unten automatisch gespült. Im untersten Abschnitt des ZSK befindet sich im Bereich des Verteilbauwerks KS1 ständig sehr langsam fließendes bzw. stehendes MW, wodurch sich laufend Partikel an der Sohle ablagern und sich in weiterer Folge verfestigen können.

3 Aufbau und Modellimplementierung der Versuchsstrecke im ZSK

Ein wichtiger Teil dieser Masterarbeit befasst sich mit der Erfassung, Validierung und statistischen Auswertung von Messdaten unterschiedlicher Sensoren im ZSK. Dabei werden unterschiedliche Messtechnologien eingesetzt. Die Mehrheit der Sensoren (Radarsensoren) steht in unmittelbarer Verbindung mit den Steuerungseinheiten der Wehrbauwerke. Der Versuchsbereich erstreckt sich über eine Länge von 1 116 m vom Wehrbauwerk KS3 bis zum Wehrbauwerk KS2 (vgl. Abbildung 2-36). Das Auslösen der Spülwelle findet beim Spülwehr (KS3) statt. Nach ca. 9 bis 11 min kommt die Wellenfront im Bauwerk KS2 an, wo die ankommende Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit gemessen werden.

3.1 Messprinzipien der verwendeten Sensoren zur Erfassung hydraulischer Parameter im ZSK

In diesem Kapitel werden die Sensoren beschrieben, welche im betrachteten Versuchsabschnitt des bereits bestehenden ZSK im Frühsommer 2013 in Betrieb genommen wurden. Hierbei handelt es sich um Radarsensoren (4 Stück) und Drucksonden (2 Stück) zur zeitlich hoch aufgelösten Erfassung des Höhenstandes, die alle mit dem PLS in Verbindung stehen. Zusätzlich wurde im Rahmen dieser Arbeit temporär ein mobiles Durchflussmesssystem im Sohlbereich des Wehrbauwerks KS2 installiert, mit dem sowohl Höhenstand wie auch Fließgeschwindigkeit und Durchfluss ebenfalls zeitlich hoch aufgelöst erfasst werden konnten. Außerdem ist in jedem Wehrbauwerk eine hochauflösende Videokamera installiert. Folgend werden die Messprinzipien der einzelnen Sensoren beschrieben.

3.1.1 Vega Vegapuls WL 61 Radarsensor - Höhenstand

Dieser Sensor besteht aus einer Messsonde vom Hersteller Vega. Der Vegapuls WL 61 arbeitet nach einem Pulsradar-Messprinzip (Abbildung 3-1) und dient vornehmlich zur kontinuierlichen Füllstandsmessung. Die Radarsonde sendet kurze Radarimpulse aus, welche von der Oberfläche des zu messenden Flüssigkeitsmediums (Mischwasser) reflektiert werden, und an der Antenne des Sensors als Echos empfangen werden. Die Laufzeiten dieser Radarimpulse sind zur Distanz und damit zur Füllhöhe des Abwassers proportional.



Abbildung 3-1: Messprinzip des Radar-Höhenstandssensors Vegapuls (www.vega.com, Stand 2013-08-21)

3.1.2 Nivus NivuBar Plus Drucksonde - Höhenstand

Drucksonden dienen zur Füllstandsüberwachung in offenen Gerinnen mit geringer Füllhöhe. Diese Sonden arbeiten nach dem hydrostatischen Grundprinzip (Gleichung 19). Demnach kann durch Messung des hydrostatischen Druckes im Flüssigkeitsmedium auf die vorhandene Wassertiefe geschlossen werden.

Prinzip

$$p_0 + \rho * g * h \qquad \textbf{Gleichung 19}$$

mit: p_0 Umgebungsluftdruck (hPa), ρ Dichte des Abwassers (kg/m³), g Erdbeschleunigung (m/s²), h Wassertiefe (m)

3.1.3 Nivus PCM-Pro Ultraschallsensor – Höhenstand, Fließgeschwindigkeit, Durchfluss

Dieses Messgerät arbeitet nach dem Prinzip der Ultraschall-Kreuzkorrelation. Der Durchfluss wird über Messung des Wasserstandes und Messung der Fließgeschwindigkeit berechnet. Die Messung der Geschwindigkeit basiert auf Reflexion der Ultraschallwellen im Medium. Um Messwerte aufzunehmen, können mehrere Messsonden im Kanal installiert werden (Abbildung 3-2). In betrachteten Bereich des Wehrbauwerks KS2 wurde nur eine Sonde an der Sohle des ZSK installiert. Diese Sonde des PCM-Pro arbeitet einerseits mit dem angeführten Ultraschall-Messprinzip. Andererseits wird die integrierte Drucksonde benötigt, um Fließhöhen (h_2) von Wasserständen unter 4 cm detektieren zu können.

Die Sonde sendet kurze Ultraschallimpulse aus, welche von Partikeln in dem Flüssigkeitsmedium reflektiert werden, wodurch die Impulse wieder zur Sonde zurückkehren. Durch Messung der Laufzeit der Ultraschallimpulse kann mithilfe einer Kreuzkorrelation auf die Fließhöhe des Mediums zurückgerechnet werden.

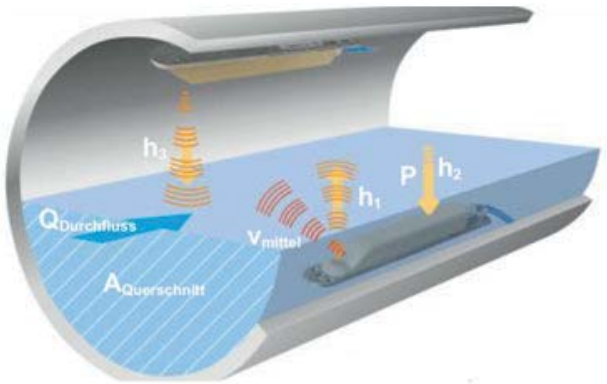


Abbildung 3-2: Messprinzip des mobilen Durchflussmesssystems PCM-Pro (www.nivus.de, Stand 2014-03-22)

Methode der Ultraschall-Kreuzkorrelation (siehe Abbildung 3-3):

„Um eine Kreuzkorrelation durchführen zu können, wird zunächst das Bildmuster in einem ersten Scan digitalisiert und gespeichert. Danach wird ein zeitlich versetzter zweiter Scan durchgeführt und ebenfalls gespeichert. Mittels Kreuzkorrelation können somit die beiden Bildmuster innerhalb des Zeitbereichs auf Übereinstimmung überprüft werden, womit sich die zeitliche Verschiebung der Bildmuster ermitteln lässt. Unter Berücksichtigung des Einstrahlwinkels des Ultraschallimpulses kann die vorherrschende Fließgeschwindigkeit im Medium direkt errechnet werden.“ (Hofer, 2012)

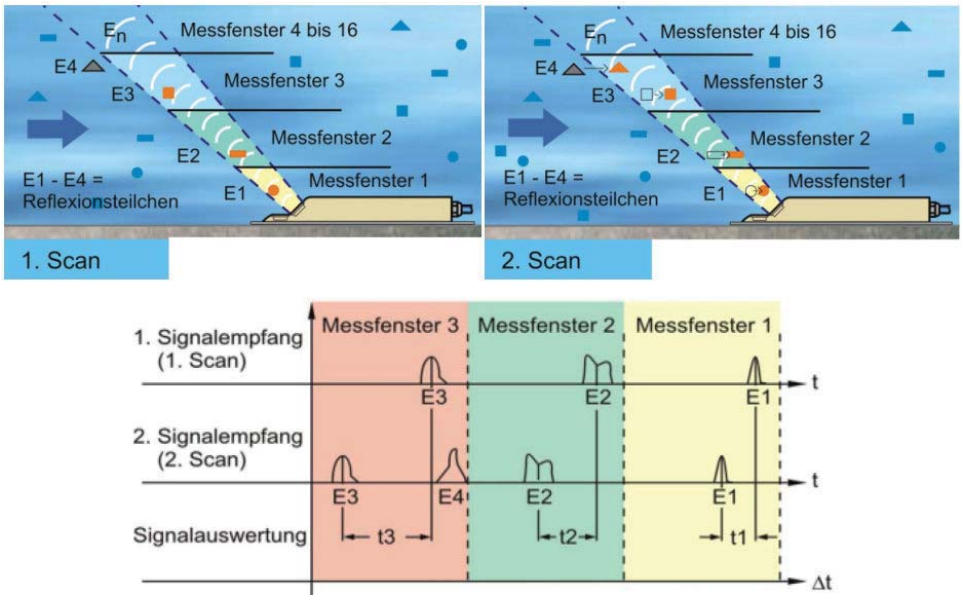


Abbildung 3-3: Methode der Ultraschall-Kreuzkorrelation durch Doppelscan der Partikel (www.nivus.de, Stand 2014-03-22)

Die Geschwindigkeit, welche vom PCM-Pro ausgegeben wird, ist ein gemittelter Wert, da der Sensor aus dem gesamten Messspektrum des Fließquerschnitts nur einen Wert generieren kann. Das ermittelte Strömungsbild ist in Abbildung 3-4 dargestellt.

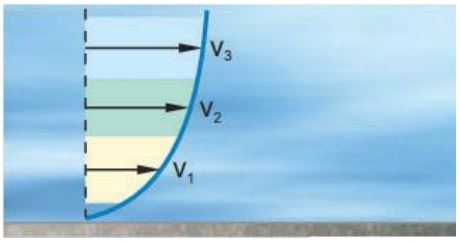


Abbildung 3-4: Ermitteltes Strömungsprofil des mobilen Durchflussmesssystems PCM-Pro (www.nivus.de, Stand 2014-03-22)

In Abbildung 3-5 ist der tatsächliche Einbauzustand der Messsonde an der Sohle des ZSK im Wehrbauwerk KS2 dargestellt. In diesem Bild sind Sedimente ersichtlich, welche zu Messproblemen der Fließgeschwindigkeit (aufgrund von Verlandung des Messfensters) führen können.



Abbildung 3-5: Installationsort des mobilen Durchflussmesssystems PCM-Pro an der Sohle des ZSK am Wehrbauwerk KS2

3.2 Bauteile und Sensorik für Spülvorgänge innerhalb der Versuchsstrecke im ZSK

Notwendige Bauteile zur Durchführung eines Spülversuches sind einerseits das versenkbaren Wehr KS3 zum Erzeugen von Schwallwellen. Andererseits existiert eine etwa 50 m lange Spülkammer inklusive Spülschieber (KSZ) zum Befüllen der Spülkammer mit rund 400 m³ Murwasser oberhalb des Wehrbauwerks KS3.

3.2.1 Spülkammer vor dem Wehrbauwerk KS3

Die Spülkammer (Abbildung 3-6) erstreckt sich vom Schieberbauwerk KSZ bis zum Wehrbauwerk KS3 und stellt somit das obere Ende des Bauabschnitts BA 70 dar. Der Schieber KSZ dient zum Befüllen der Spülkammer – Antrieb erfolgt über einen Spindelmotor (siehe Abbildung 3-7). Er ist das Verbindungsstück der 50 m langen Spülkammer – ebenso mit dem Regelquerschnitt 3,20 x 2,50 m - zum Fluss Mur. In Grundstellung ist der Schieber geschlossen. Beim Öffnen strömt Murwasser im Aus-

maß von 350 bis 420 m³ in die Spülkammer. Die Variation des Spülvolumens ist abhängig vom Wasserpegel der Mur.

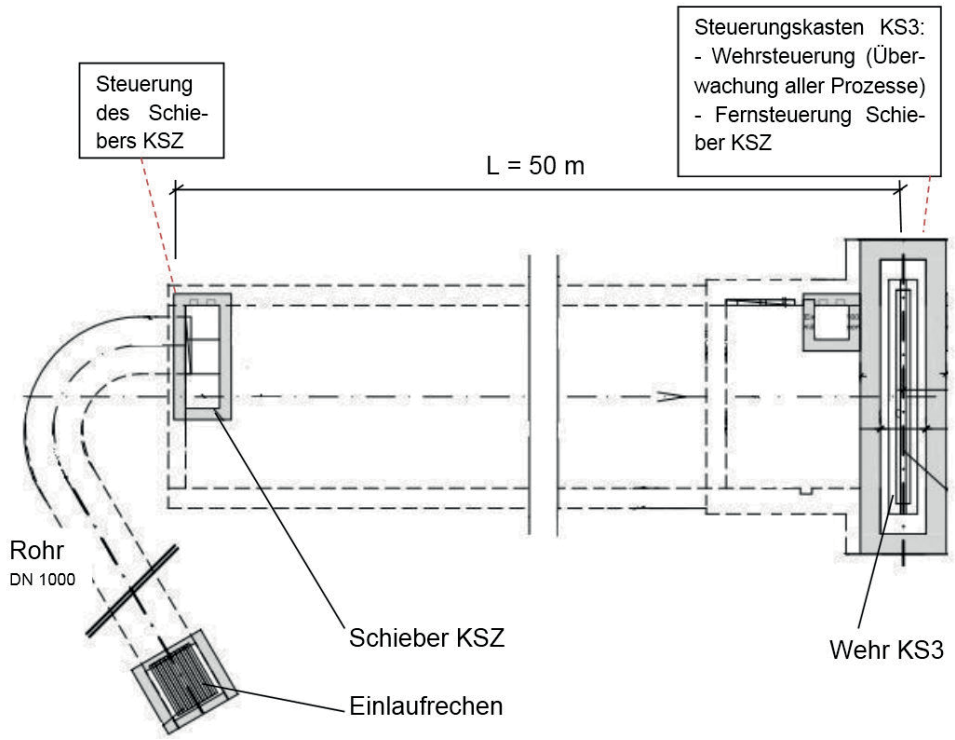


Abbildung 3-6: Spülkammer mit Schieber KSZ und Wehr KS3

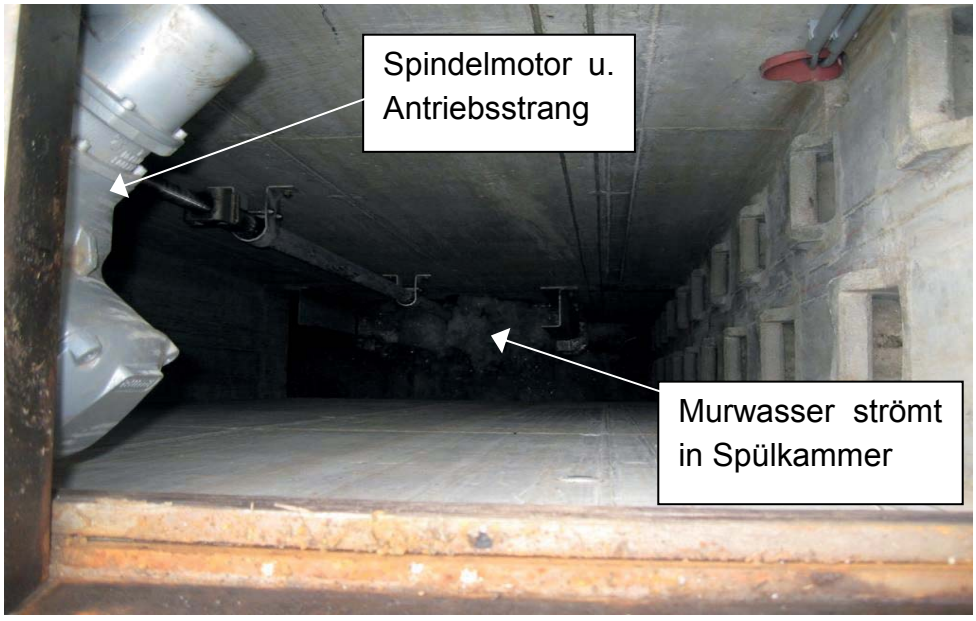


Abbildung 3-7: Blick von oben in das Schieberbauwerk KSZ – am Beginn des Füllvorgangs der Spülkammer

3.2.2 Sensoren des Wehrbauwerks KS3

In Abbildung 3-8 ist das Wehrbauwerk KS3 mit der gesamten Sensorik dargestellt. An jedem versenkbaren Wehr im ZSK sind Lüftungsbauwerke situiert, welche sich in einer Entfernung von 15 m jeweils oberhalb (Sensorbezeichnung „KS3 up“) und unterhalb (Sensorbezeichnung „KS3 down“) vom versenkbaren Wehr befinden. In diesen Lüftungstürmen wurden Radarsensoren vom Typ Vegapuls WL61 installiert. Weiters befindet sich eine Drucksonde (Nivu = NivuBar Plus) ca. 3 m oberhalb des Wehrs. Der Grund für die Installation dieser Drucksonde ist unbekannt. Diese Sonde wäre nicht notwendig, da die eingebauten Radarsensoren in einem Messbereich von 0,00 bis 6,98 m mit sehr hoher Genauigkeit Wassertiefen ermitteln können. Außerdem wurde am Ende der Wehrkammer eine Videokamera installiert, um bei der zukünftigen automatisierten Bewirtschaftung des MW der Stadt Graz, eine Überwachung des Abflussgeschehens zu ermöglichen.

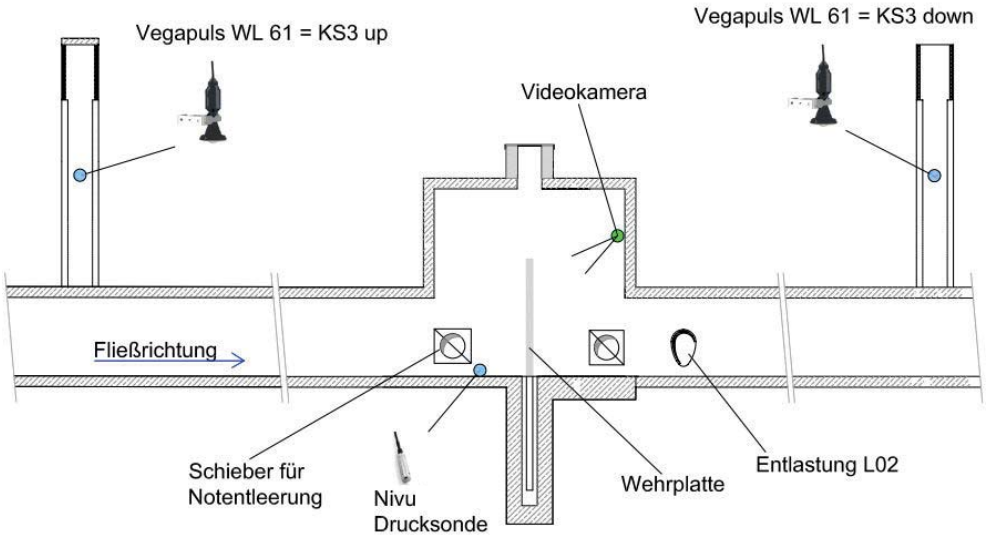


Abbildung 3-8: Wehrbauwerk KS3 mit Sensorik

3.2.3 Sensoren des Wehrbauwerks KS2

Im Bereich des Wehrbauwerks KS2 (Abbildung 3-9) sind wiederum Vegapuls Radarsensoren in den Lüftungstürmen oberhalb (Sensorbezeichnung: „KS2 up“) und unterhalb (Sensorbezeichnung: „KS2 down“ – liegt außerhalb der Versuchsstrecke) des versenkbaren Wehrs positioniert. Außerdem befindet sich in diesem Bauwerk ein Ultraschallsensor zur Messung der Fließgeschwindigkeit und des Wasserstandes (Sensorbezeichnung: „PCM-Pro“). Dieser Sensor der Firma Nivus mit der Bezeichung PCM-Pro befindet sich an der Sohle des ZSK, etwa 5 m oberhalb des versenkbaren Wehrs.

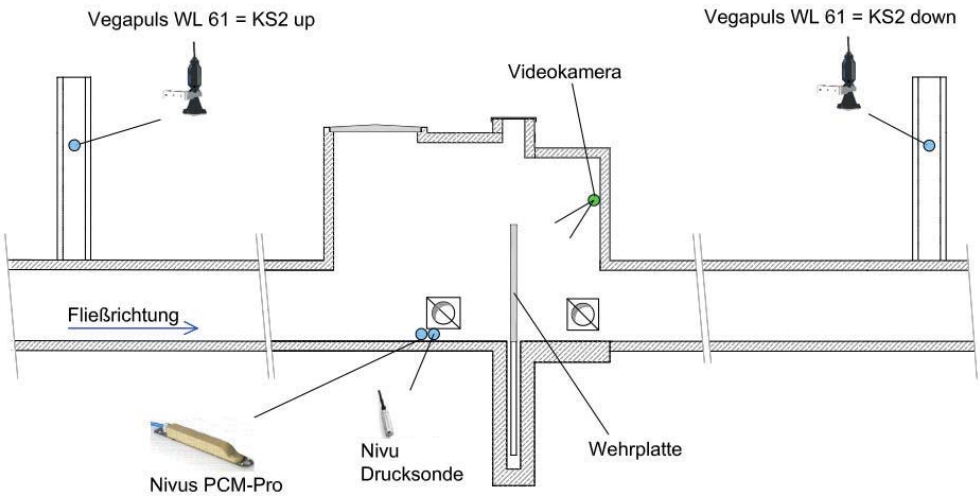


Abbildung 3-9: Wehrbauwerk KS2 mit Sensorik

3.2.4 Steuerungsmöglichkeiten eines Spülvorgangs im ZSK

Die gesamte Steuerung eines Spülvorgangs geschieht manuell beim Wehrbauwerk KS3. Von hier aus kann das Befüllen der Spülkammer, als auch das Auslösen einer Spülwelle durch Absenken des Wehrs gesteuert werden.

Bedienung des Steuerungskastens am Wehrbauwerk KS3

Um einen Spülvorgang auszulösen, sind vor Ort (bei allen Wehrbauwerken) folgende Tätigkeiten durchzuführen. Die notwendigen Bedienungselemente sind in Abbildung 3-10 hervorgehoben und zusätzlich im Text beschrieben.

Folgende Schritte müssen zum Generieren einer Spülwelle getätigt werden:

1. Schaltung des Hauptschalters auf die Position „EIN“ (siehe Abbildung 3-10).
2. Schaltung des Schlüssels von „Auto“ auf „Hand“ (links vom roten Notaus-Schalter).
3. Aktivierung der Schaltfläche „Wehr“ im Siemens-Bedienpanel um zur Steuerung des versenkbaren Wehrs KS3 zu gelangen (siehe Abbildung 3-12).
4. Hebel nach oben in die Position „Auf“ drücken, um das Wehr zu heben (nur bei völlig hochgefahrenem Wehr, kann Murwasser in die Spülkammer gefüllt werden).
5. Aktivierung der Schaltfläche „Schieber“ im Siemens-Bedienpanel um zur Steuerung des Spülschiebers zu gelangen (siehe Abbildung 3-11).
6. Aktivierung des Buttons „Schieber“ am Bedienpanel.
7. Betätigung des Buttons „Öffnen“, um den Spülschieber zu öffnen (Spülkammer füllt sich – Vorgang dauert etwa zwei Minuten).
8. Betätigung des Buttons „Schließen“, wenn Spülkammer ausreichend gefüllt ist, um die Füllung der Spülkammer zu beenden.
9. Aktivierung der Schaltfläche „Wehr“ im Siemens-Bedienpanel um zur Steuerung des versenkbaren Wehrs KS3 zu gelangen (siehe Abbildung 3-12).

10. Hebel nach unten in die Position „Ab“ drücken, um das Wehr abzusenken und den Spülvorgang zu starten (Wehr wird überströmt - Spülwelle setzt sich in Gang).

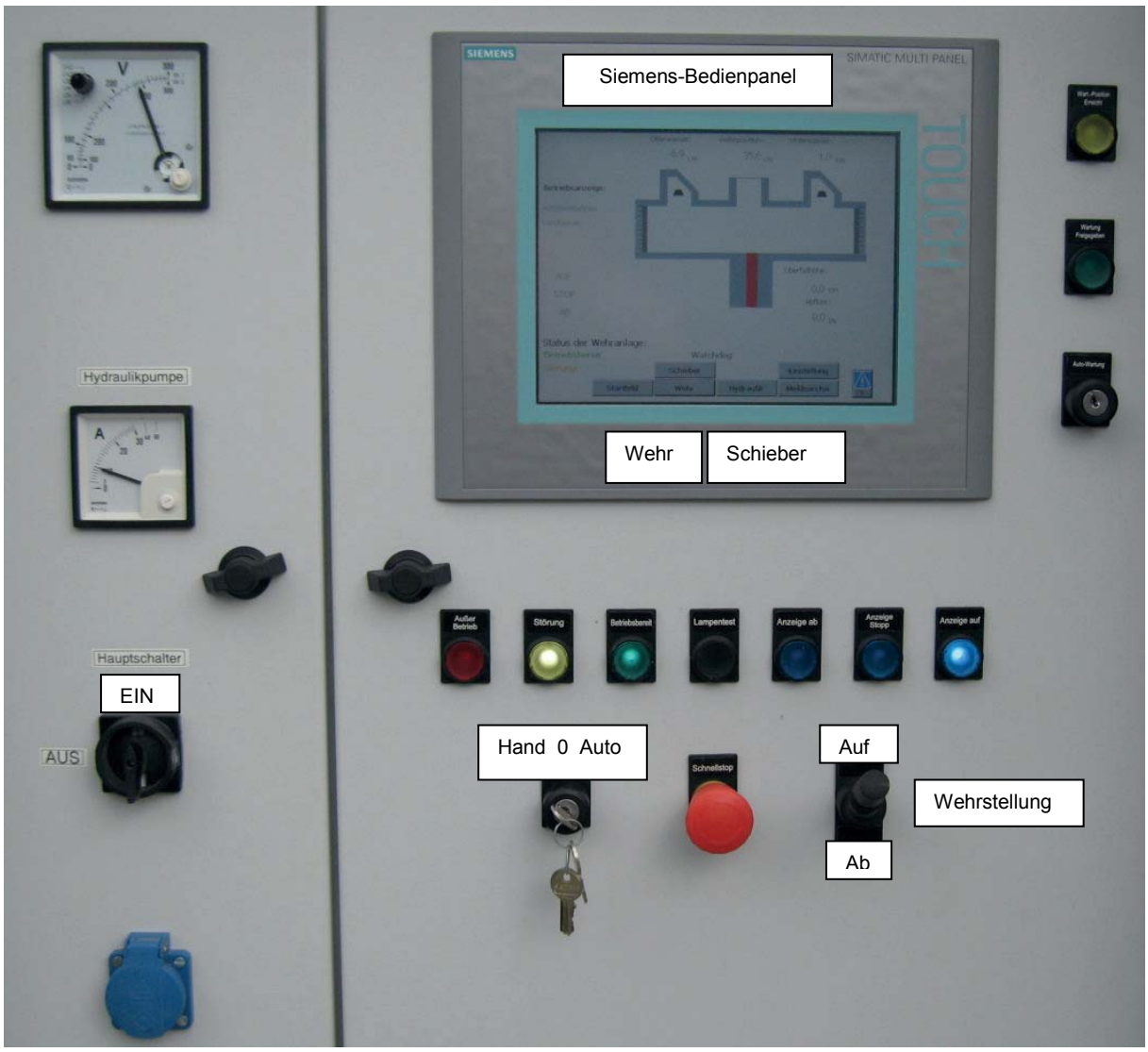


Abbildung 3-10: Steuerungskasten am Wehrbauwerk KS3



Abbildung 3-11: Bedienpanel im PLS – Fernsteuerung des Schiebers KSZ

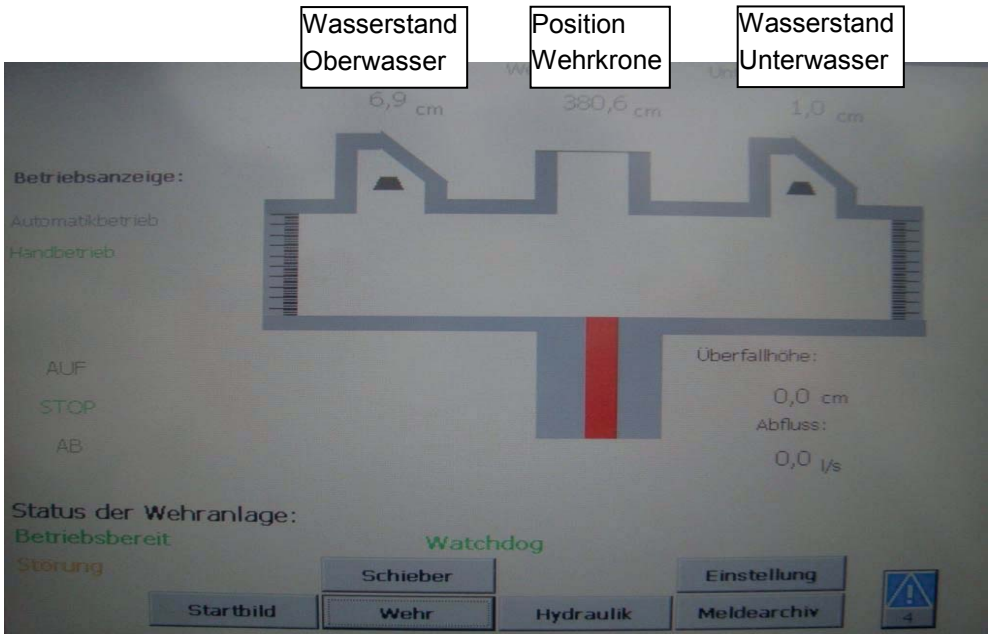


Abbildung 3-12: Bedienpanel im PLS – Steuerung des Wehres

In Abbildung 3-11 ist das Wehrbauwerk KS3 schematisch dargestellt. Von diesem Bildschirm kann die aktuelle Wehrposition und die gemessenen Wasserstände der beiden angeschlossenen Radarsensoren („KS3 up“ und „KS3 down“) abgelesen werden.

Es besteht die Möglichkeit den Schieber zum Befüllen der Spülkammer von diesem Bedienpanel aus zu steuern. Die in Abbildung 3-12 dargestellte Fernsteuerung funktioniert seit 20.11.2013.

Schieber-Steuerung (direkt am KSZ)

Die Bedienung des Spülschiebers kann alternativ auch direkt am Steuerungskasten über dem Schieberbauwerk KSZ erfolgen. Diese Steuerung ist in Abbildung 3-13 dargestellt.

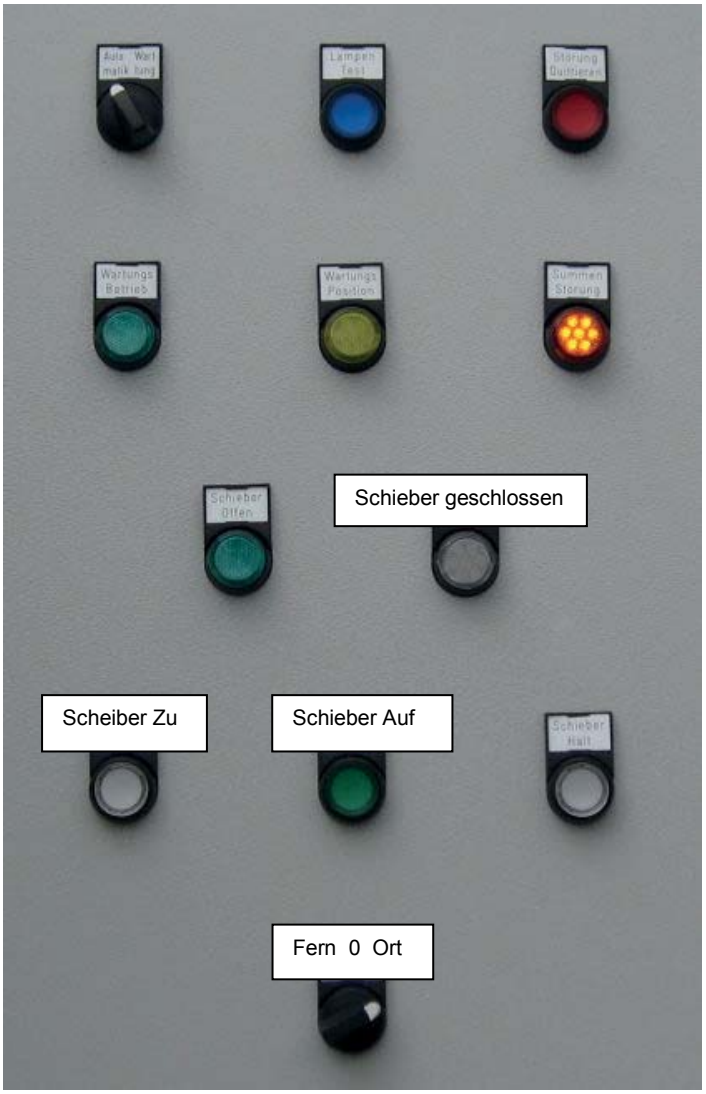


Abbildung 3-13: Steuerung des Spülschiebers direkt am Schieberbauwerk KSZ

Zum Befüllen der Spülkammer müssen folgende Schritte gesetzt werden:

1. Untersten Schalter von Fern auf „Ort“ umlegen.
2. Button „Schieber Auf“ betätigen (Murwasser strömt in Spülkammer).
3. Button „Schieber Zu“ betätigen (wenn die Spülkammer gefüllt ist).
4. Spülung kann begonnen werden, wenn Kontrollleuchte „Schieber geschlossen“ leuchtet.



Abbildung 3-14: Saugstrudel während der Befüllung der Spülkammer (links); Einströmen der Murwassers in die Spülkammer (rechts).

Zum Steuern des Schiebers vom Steuerungskasten am Wehrbauwerk KS3 muss Schalter auf „Fern“ stehen. Die Umsetzung des Spülvorgangs in ein Modell wird anschließend erläutert.

3.3 Modellimplementierung der Versuchsstrecke im ZSK

In dieser Masterarbeit werden ausschließlich eindimensionale Simulationsmodelle (siehe Abschnitt 2.3.3) zur modelltechnischen Abbildung von Spülversuchen innerhalb der Versuchsstrecke des ZSK betrachtet. Mithilfe der Modellierung soll die Dynamik der Spülung abgebildet und Rückschlüsse über die Abschätzung der erzeugten Sohlschubspannung bzw. Reinigungsleistung im ZSK gezogen werden.

Das Fundament einer numerischen Berechnung bildet das sogenannte Geometriemodell. Die Definition der Geometrie ist im Regelfall eine schwierige Aufgabe. Dieses Problem stellte sich bei der Modellierung des ZSK nicht, da hier durchgängig die gleiche Querschnittsgeometrie in Form des Regelprofiles „ZSK Standard“ gegeben war. Die Unsicherheiten bei der Erstellung dieses Modells sind in Tabelle 3-1 aufgelistet.

Tabelle 3-1: Unsicherheiten bei der Modellierung des ZSK

Energieverlust	Beim Auftreffen des übergefallenen Volumens auf der Kanalsohle kann der Energie- und Zeitverlust, bis die Welle Geschwindigkeit aufnimmt, nicht abgebildet werden.
Turbulenzeffekte	Turbulenzeffekte können im 1D-Modell nicht berücksichtigt werden.
Initialphase	Unsicherheit, wie gut der eingegebene Hydrograph die Ausbildung des vorhandenen Abflussgeschehens (in der Anfangsphase) im Verhältnis zur Wirklichkeit abbildet.
Absperrorgan	Ein versenkbares Wehr ist in diesen Programmen nicht modellierbar.
Bodenbenetzung	Es wird angenommen, dass an der Sohle des ZSK immer ein geringer Wasserstand vorhanden ist.
Rauigkeit Sohle	Rauigkeitsbeiwert k_{st} verändert sich über den Fließquerschnitt und die Kanallänge aufgrund vorhandener Ablagerungen.
Rauigkeit Wände	Wände und Decke weisen eine höhere Oberflächenrauigkeit auf als geglättete Oberfläche der Sohle.

Die genannten Punkte bestätigen den Umstand, dass alle Strömungszustände der Spülwelle als hoch instationäre Abflussvorgänge betrachtet werden müssen. Um den Abflussvorgang den Anforderungen entsprechend beschreiben zu können, ist eine **Kalibrierung** des numerischen Modells anhand von gemessenen Höhenständen und Laufzeiten unumgänglich.

Die Kalibrierung von Einzelspülversuchen kann mithilfe des bekannten Spülvolumens durchgeführt werden. Bei der Kalibrierung von Serienspülversuchen kann auf diesen Parameter nicht zurückgegriffen werden, da das exakte Spülvolumen nicht bekannt ist. Es ist unmöglich, nur aufgrund von statisch gemessenen Höhenständen in der Spülkammer, das Abflussvolumen von diesen Versuchsserien zu ermitteln (Spülwehr wird abgesenkt und sofort wieder hochgefahren). Da das Spülvolumen nicht reproduzierbar ist, wird bei den Serienspülversuchen versucht, die Abflusscharakteristik der gemessenen Spülwellen wiederzugeben. In Abbildung 3-15 ist der Modellbereich schematisch dargestellt, der sich aus folgenden Teilbereichen zusammensetzt:

Spülkammer 50 m + Versuchsbereich 1 116 m + Wellenauslauf 334 m = 1 500 m

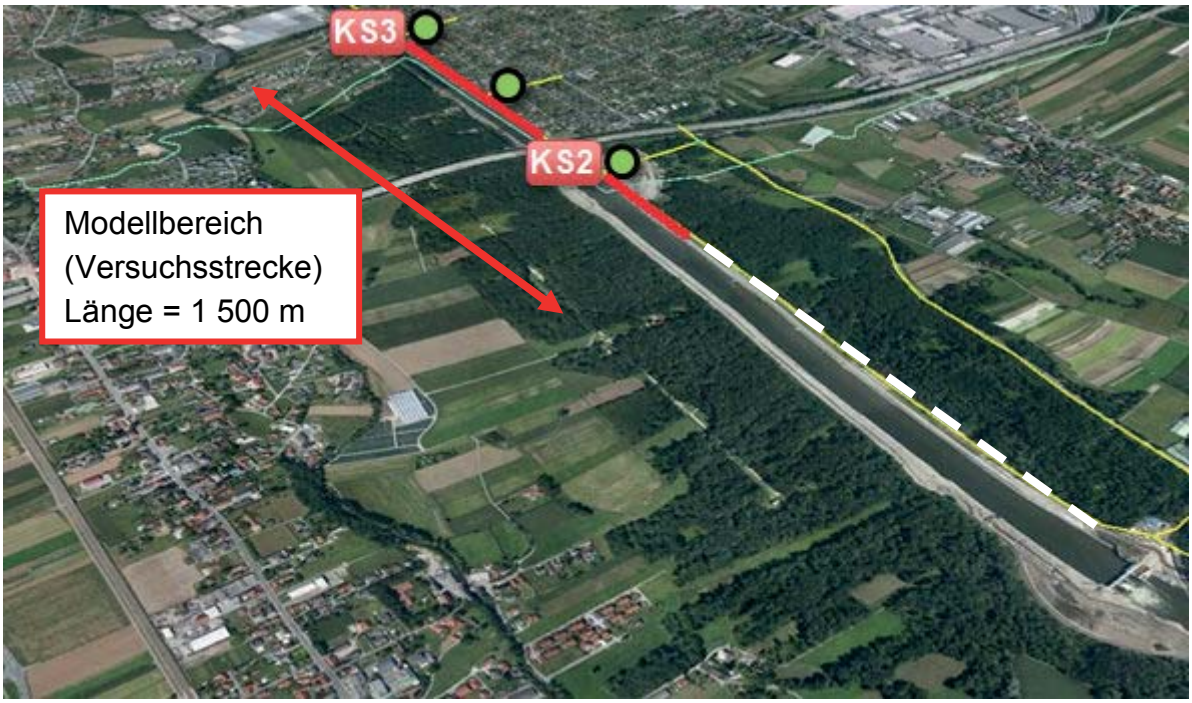


Abbildung 3-15: Modellbereich (Versuchsstrecke) für Simulationsberechnungen (maps.google.org, Stand 2014-03-22)

3.3.1 Modellimplementierung in der Software „Mike Urban“

Das bestehende Simulationsmodell in der Software „Mike Urban“ wurde dankenswerterweise von der Holding Graz Services GmbH im Rahmen der Masterarbeit zur Verfügung gestellt. In diesem Modell wurde die erreichte Fließgeschwindigkeit als maßgebender Faktor angesehen. Als Ergebnis der Optimierung des Modells in Mike Urban wurde im Wehrbauwerk KS1 eine Fließgeschwindigkeit von 0,6 m/s erreicht. Dieser Geschwindigkeitswert wurde als ausreichend angesehen, um Ablagerungen mobilisieren zu können (vgl. Tabelle 2-3: sandiger Lehm v_{crit} = 0,40 bis 0,60 m/s).

3.3.1.1 Datengrundlagen

In Mike Urban wurde der ZSK (Querschnittsabmessung: 3,20 x 2,50 m) mit seiner derzeitigen Gesamtlänge von 3 200 m und einem Rauigkeitsbeiwert nach Manning-Strickler von k_{st} = 85 $m^{1/3}/s$ abgebildet. Am oberen Ende ist die Spülkammer mit einer Länge von 50 m implementiert worden. Außerdem wurde zur Berücksichtigung der Bodenbenetzung eine Mindestfüllung von 5 mm angenommen. Dieser vorhandene Wasserstand hat einen positiven Einfluss auf Entwicklung der Fließgeschwindigkeit einer Spülwelle.

3.3.1.2 Anpassungen des Simulationsmodells

Die Berechnungen mit Mike Urban basieren auf dem beschriebenen Bestandsmodell der Holding Graz Services GmbH. Um Vergleiche mit Spülversuchen durchführen zu können, musste das Abflussvolumen als maßgebliche Einflussgröße des Modells angepasst werden.

3.3.1.3 Modellierung Einzelspülversuch – mit Mike Urban

Die Volumenanpassung bzw. -definition funktioniert durch die Funktion „Time Series Manager“, wie in Abbildung 3-16 dargestellt.

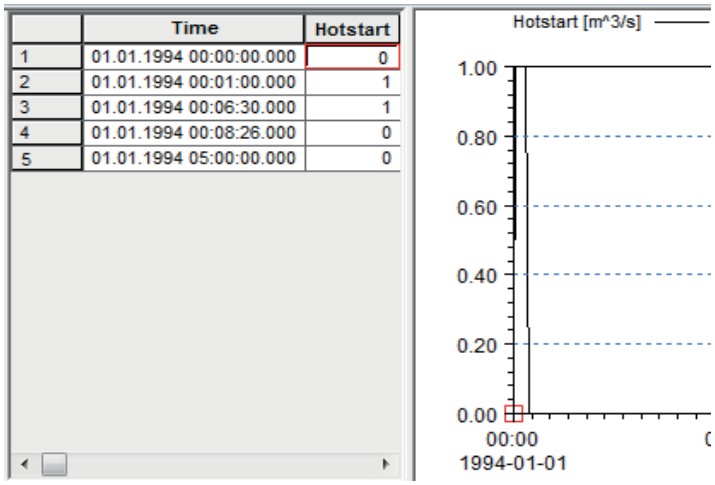


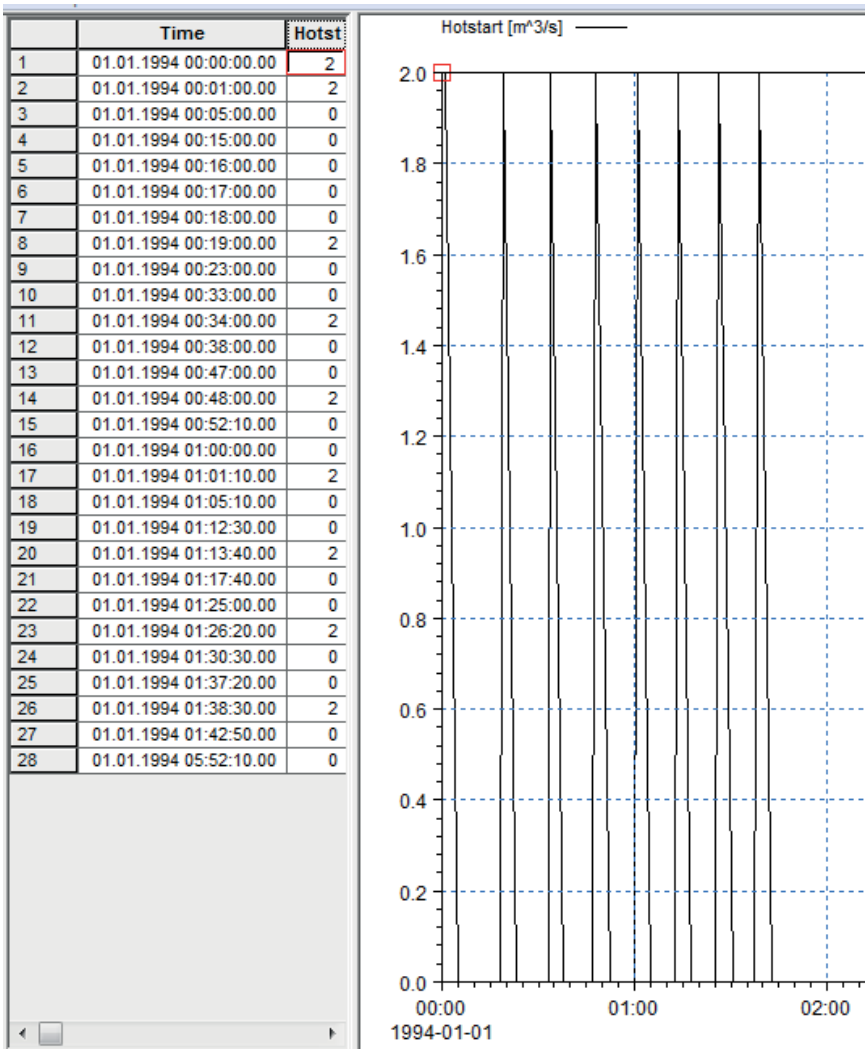
Abbildung 3-16: Einzelspülversuche - Definition des Abflussvolumens in Mike Urban

Das Volumen ergibt sich aus der aufsummierten Anzahl der Sekunden, in denen der Wert 1 (entspricht 1 m³/s) in der Spalte „Hotstart“ eingetragen wird. Im angeführten Beispiel erhält man ein Abflussvolumen von 405 m³, da für eine Zeitdauer von 405 Sekunden ein Zufluss von 1 m³/s definiert wurde.

3.3.1.4 Modellierung Serienspülversuch – mit Mike Urban

Die Eingabe des Abflussvolumens für einen Serienspülversuch wird aufgrund fehlender Messwerte mithilfe „fiktiver Werte“ vorgenommen. Es wird versucht, die reale Abflusscharakteristik durch Auf- und Abschwellen des Kanalzuflusses im Modell zu integrieren. Um in den Ergebnissen der Modellberechnung dieses Auf- und Abschwellen erkennen zu können, war die Eingabe von Abflusswerten in der Größenordnung von 2 m³/s notwendig.

In der Versuchsauswertung (Kapitel 5) sind zwei Ergebniskurven aus Mike Urban vorhanden. Die Kurve „Mike Urban“ ist dabei das Resultat des ursprünglichen Modells der Holding Graz Services GmbH aus der Planungsphase des ZSK. Die Kurve „Mike Urban kalibriert“ ist das Resultat des für diese Arbeit angepassten Modells (siehe Abschnitt 3.3.1.3), in dem die Spülwelle jedes Einzelspülversuches mit dem tatsächlich vorhandenen Spülvolumen abgebildet wurde. Die Anpassung des Spülvolumens ist in Abbildung 3-17 dargestellt.



	Time	Hotst
1	01.01.1994 00:00:00.00	2
2	01.01.1994 00:01:00.00	2
3	01.01.1994 00:05:00.00	0
4	01.01.1994 00:15:00.00	0
5	01.01.1994 00:16:00.00	0
6	01.01.1994 00:17:00.00	0
7	01.01.1994 00:18:00.00	0
8	01.01.1994 00:19:00.00	2
9	01.01.1994 00:23:00.00	0
10	01.01.1994 00:33:00.00	0
11	01.01.1994 00:34:00.00	2
12	01.01.1994 00:38:00.00	0
13	01.01.1994 00:47:00.00	0
14	01.01.1994 00:48:00.00	2
15	01.01.1994 00:52:10.00	0
16	01.01.1994 01:00:00.00	0
17	01.01.1994 01:01:10.00	2
18	01.01.1994 01:05:10.00	0
19	01.01.1994 01:12:30.00	0
20	01.01.1994 01:13:40.00	2
21	01.01.1994 01:17:40.00	0
22	01.01.1994 01:25:00.00	0
23	01.01.1994 01:26:20.00	2
24	01.01.1994 01:30:30.00	0
25	01.01.1994 01:37:20.00	0
26	01.01.1994 01:38:30.00	2
27	01.01.1994 01:42:50.00	0
28	01.01.1994 05:52:10.00	0

Abbildung 3-17: Spülversuchsserie - Definition des Abflussvolumens in Mike Urban

3.3.2 Modellimplementierung in der Software „Fudaa-Mascaret“

Das Modell „Fudaa-Mascaret“ diente vornehmlich zur Abbildung der durchgeführten Spülversuche auf Grundlage des errechneten Spülvolumens. Durch Variation der Strömungsparameter wurde versucht, im Wehrbauwerk KS2 eben so viel Wasser (Wasserstand) zu erreichen, wie die Sensoren als Ergebnis ausgaben.

3.3.2.1 Datengrundlagen

Die Versuchsstrecke reicht von Wehrbauwerk KS3 bis Wehrbauwerk KS2. Um der Schwallspülwelle genügend Auslaufweg zur Verfügung zu stellen, wurde die Versuchsstrecke im Modell flussab um 334 m verlängert (siehe Abbildung 3-15). Flussauf von KS3 beinhaltet das Modell auch die Länge der Spülkammer (50 m). In Summe beträgt die Länge des ZSK im Modell Fudaa-Mascaret 1 500 m.

Querschnittsabmessung : 3,20 x 2,50 m

Eingabe der Querschnitte vor dem Wehr KS3: 5 m Abstand

Eingabe der Querschnitte bis 200 m nach dem Wehr: 5 m Abstand

Eingabe der Querschnitte 200 bis 1 500 m: 10 m Abstand

Rauigkeitsbeiwert nach Manning-Strickler (k_{st}): 75 $m^{1/3}/s$

Veränderliche Rauigkeitsbeiwerte k_{st} werden im Modell nicht berücksichtigt. Da es keine Untersuchungen zu möglicher Bildung von Sielhaut im ZSK gibt, wurde ein Beiwert aus der Literatur zwischen 60 und 90 $m^{1/3}/s$ angesetzt. Bei der anschließenden Kalibrierung des Modells ergab sich ein Rauigkeitsbeiwert von 75 $m^{1/3}/s$ für Einzelspülversuche als passender Wert. In Tabelle 3-2 sind die Sohlneigungen der jeweiligen Versuchsabschnitte aufgelistet.

Tabelle 3-2: Abschnitte der Versuchsstrecke des ZSK

Bezeichnung	Stationierung	Länge	Sohlneigung
Spülkammer bis KS3	0 bis 50	50 m	1,5 ‰
Versuchsbereich KS3 bis L01	50 bis 632	582 m	1,5 ‰
Versuchsbereich L01 bis KS2	632 bis 1 166	534 m	1,6 ‰
Wellenauslauf ab KS2	1 166 bis 1 500	334 m	1,6 ‰

3.3.2.2 Modellierung Einzelspülversuch – mit Fudaa-Mascaret

Die Definition der Abflusscharakteristik von Einzelspülversuchen erfolgt in Fudaa-Mascaret über die Eingabe des "Stage/Flow-Hydrographs“ (Abbildung 3-18). Ein geringer Flow-Wert ist notwendig um das Abflussgeschehen in Gang zu setzen.

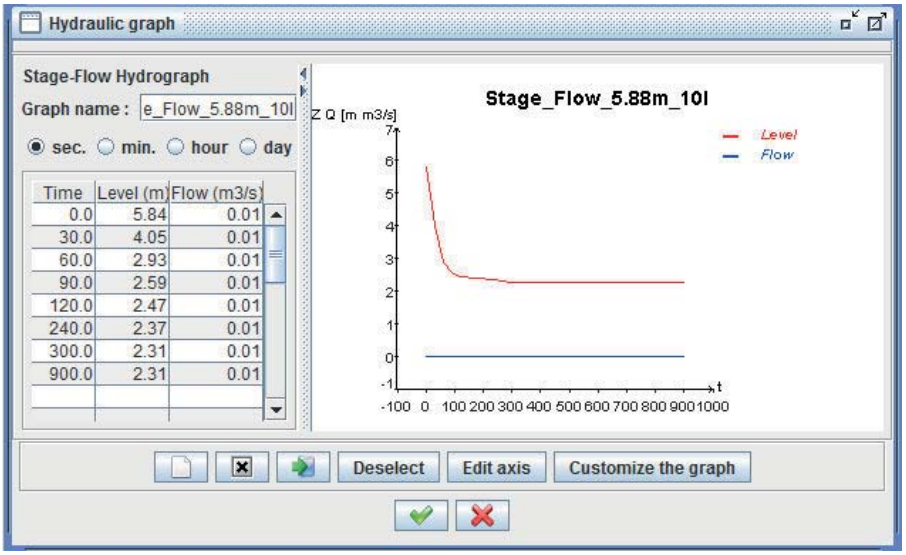


Abbildung 3-18: Einzelspülversuch - Definition der Abflusscharakteristik in Fudaa-Mascaret

Die dargestellte Ganglinie wird anhand des ersten Spülversuchs festgesetzt. Dafür werden die Messdaten des Radarsensors „KS3 up“ herangezogen. Diese Charakteristik wird für alle nachfolgenden Modellberechnungen von Einzelspülversuchen im Simulationsprogramm unverändert belassen. Die Definition des Spülvolumens geschieht über Eingabe des Parameters „Initial Water Level“ (Abbildung 3-19).

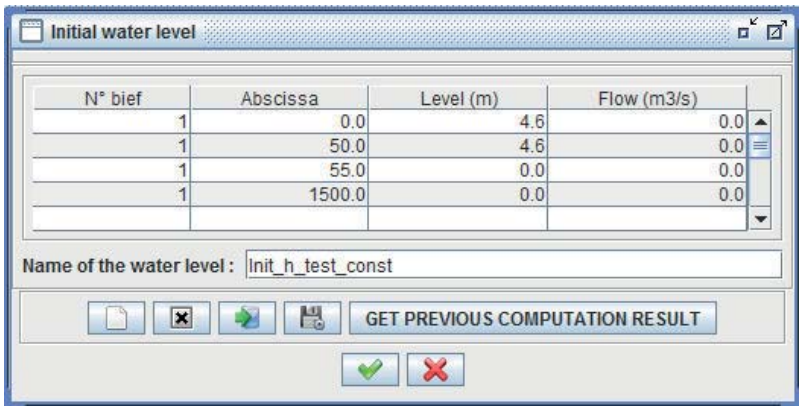


Abbildung 3-19: Einzelspülversuch - Definition des Abflussvolumens in Fudaa-Mascaret

3.3.2.3 Modellierung Serienspülversuch – mit Fudaa-Mascaret

Die Definition der Charakteristik von Serienspülversuchen geschieht wiederum über den „Stage/ Flow-Hydrograph“, wobei die Level-Werte im Vergleich zu den Einzelspülversuchen annähernd gleich sind. Die Flow-Werte sollten zur Erzeugung einer auf- und abschwellenden Abflusscharakteristik deutlich höher angesetzt werden (siehe Abbildung 3-20).

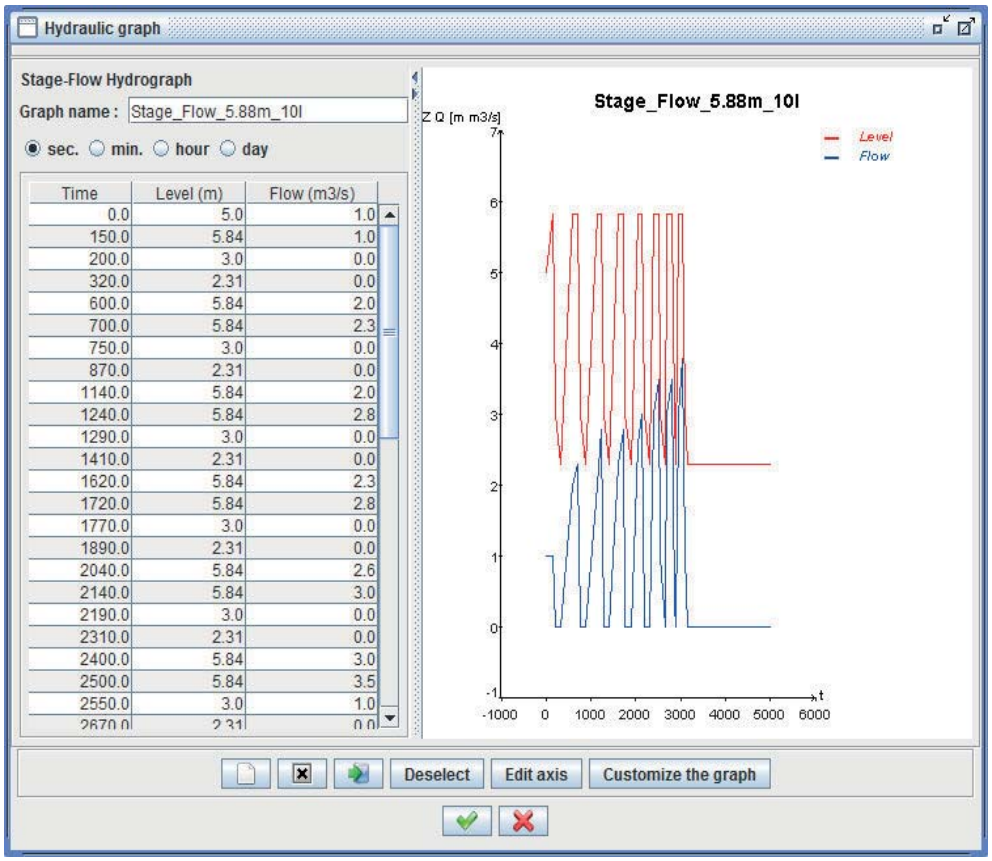


Abbildung 3-20: Serienspülversuch - Definition der Abflusscharakteristik in Fudaa-Mascaret

Außerdem sollte der Rauhigkeitsbeiwert mit k_{st} = 85 $m^{1/3}/s$ höher als bei Einzelspülversuchen angesetzt werden, um die realen Geschwindigkeitswerte bzw. die Abflusszeiten von Serienspülversuchen erreichen zu können. Als Grundlage für die Ka-

librierung werden die Messdaten des Sensors „PCM-Pro“ herangezogen. Als Ergebnis kann eine qualitativ gute Abbildung der Spülversuchsserie erzielt werden.

Die Eingabe des Abflussvolumens eines Serienspülversuchs kann – wie in Mike Urban – aufgrund fehlender Messwerte mithilfe „fiktiver Werte“ vorgenommen werden. Um das Abflussgeschehen in Fudaa-Mascaret in Gang zu setzen, sollten in diesem Fall besonders hohe „Initial Water Level“ eingegeben werden (Abbildung 3-21).

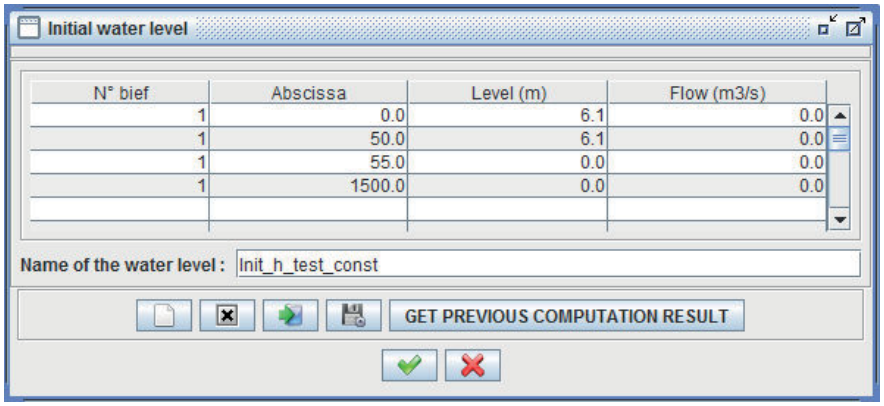


Abbildung 3-21: Serienspülversuch - Definition des Abflussvolumens in Fudaa-Mascaret

3.3.2.4 Modellkalibrierung in Fudaa-Mascaret

Die Kalibrierung dieses Modells besteht darin, durch Variation der Rauigkeitsbeiwerte und der „Initial Water Levels“, Wasserstände am KS2 für unterschiedliche Spülvolumina abzubilden. Es sollte versucht werden, die aus dem Modell berechneten Höhenstände, den Messdaten anzugleichen.

Da bei Serienspülversuchen das Spülvolumen nicht reproduzierbar ist, sollte versucht werden, die Abflusscharakteristik der gemessenen Spülwellen wiederzugeben. Deshalb handelt es sich in diesem Fall im Modell um rein fiktive Volumenstromeingaben in Form von Flow-Werten.

4 Praktische Durchführung von Spülversuchen

Die Örtlichkeit der Versuchsdurchführung beschränkt sich, wie im Kapitel 3 beschrieben, auf das Wehrbauwerk KS3, mit der oberhalb situierten Spülkammer. Für die Durchführung von Spülversuchen ohne Sedimenteinbringung ist kein Einstieg in den ZSK erforderlich. Alle Steuerungsorgane zum Bewegen der Schieber und Wehre sind oberirdisch zugänglich. Die Bedienung der Steuerelemente für einen Spülvorgang ist in Abschnitt 3.2.4 ausführlich erläutert.

4.1 Protokollierung der Versuchsdurchführung

Um alle relevanten Details der Versuchsdurchführung festzuhalten, sollte je durchgeführten Spülversuch ein eigenes Versuchsprotokoll erstellt werden (siehe Vorlage in Abbildung 4-1). Folgende Eintragungen in das Protokoll sind notwendig:

Organisatorisch: Datum und Uhrzeit sind festzuhalten. Dies ist vor allem zur Kontrolle und Zuordnung der Messdaten unerlässlich. Es sind zudem die beim Spülversuch anwesenden Personen einzutragen.

Versuchsspezifisch: Der Wasserstand flussauf vom Wehr (Oberwasser) ist vom Bedienpanel des Schaltschrankes abzulesen und zu notieren. Dieser Wasserstand ist notwendig, um das vorhandene Spülvolumen zu ermitteln.

Außerdem ist es notwendig den Beginn und die Dauer der Wehrabsenkung zu dokumentieren. Dies dient zur Verifizierung, ob alle Spülversuche bei möglichst gleichen Abflussbedingungen durchgeführt wurden.

Spülvolumen

Der Höhenstand laut Schaltschrank sollte mit den gespeicherten Daten der Steuerungseinheit verglichen werden. Mithilfe der Ausführungspläne der Spülkammer kann aus diesem verifizierten Wasserstand auf das Spülvolumen rückgerechnet werden.

ZSK - Spülversuch Nr.				Datum:	
				Uhrzeit:	
Ort:	Wehrbauwerk KS3 (Murfelderstraße - Ecke Hortgasse)				
Anwesende:	Holding Graz	Werner Sprung			
		Werner Pirkner			
	TU - SWW	Thomas Hofer			
		Thomas Golger			
Wehroberkante KS3 [cm]					
Wasserstand lt. Schaltschrank [cm]					
Spülvolumen [m³]					
Beginn Wehrabsenkung (Uhrzeit)					
Ende Wehrabsenkung (Uhrzeit)					
Unterbrechung der Wehrabsenkung					
Wellenankunft beim KS2 (Uhrzeit)					
Geschiebeeinbringung:		NEIN			
Position des Geschiebes vor der Spülung					
		KS3 KS2 KS1			
Stein-Nr.	Größe [cm]	Masse [kg]	Farbe	Anzahl	
Position des Geschiebes nach der Spülung					
		KS3 KS2 KS1			

Abbildung 4-1: Vorlage eines Protokolls zur Dokumentation eines Spülversuchs am ZSK

Spülkammer füllen

Zu Beginn eines jeden Spülversuches musste die Spülkammer mit Murwasser befüllt werden. Dies geschieht durch Öffnen des Schiebers KSZ.

4.2 Durchführung von Spülversuchen ohne Sedimenteinbringung

Der Ablauf von Spülversuchen ohne Sedimenteinbringung wurde bereits in den vorangegangenen Kapiteln beschrieben. Um einen Spülversuch durchführen zu können, bedarf es vorab einer Meldung bei der Leitwarte der ARA Graz. Durch diese Meldung soll sichergestellt werden, dass sich keine Personen (Betriebspersonal) im ZSK befinden und der Spülversuch momentan keine Beeinträchtigung des Betriebs

darstellt. Ansonsten sind alle Tätigkeiten vor Ort, beim Bauwerk KS3 durchzuführen und im Protokoll zu dokumentieren.

4.2.1 Durchführung eines Einzelspülversuchs ohne Sedimenteinbringung

Nachdem der Befüllungsvorgang abgeschlossen ist, befinden sich rund 400 m³ Murwasser in der Spülkammer. Um die Ausbildung der Spülwelle zu beobachten, können die beiden Schachtdeckel direkt ober- und unterhalb des Wehres KS3 geöffnet werden. Anschließend kann mit dem Absenken des Wehrs am Steuerungskasten des Wehrbauwerks begonnen werden. Nach etwa 10 Sekunden stoppt das Wehr oftmals, vermutlich aufgrund des sehr großen hydrostatischen Druckes. Nach etwas mehr als einer Minute ist das Wehr vollkommen abgesenkt, wobei die Höhe der Wehrkrone gleich der Kanalsohle ist. Von der Wellenausbildung kann während eines Spülversuchs wenig beobachtet werden. Darum besteht parallel die Möglichkeit, den gesamten Spülversuch sowie den Wellendurchgang an allen Wehrbauwerken mithilfe der installierten Kamerasysteme aufzuzeichnen. Dadurch kann beispielsweise die Ausprägung des Wellenkopfes beim Eintreffen am Wehrbauwerk KS2 visuell überprüft werden (siehe Abbildung 4-2).



Abbildung 4-2: Kameraaufzeichnung am Wehrbauwerk KS2 vor (links) bzw. beim Eintreffen (rechts) einer Spülwelle (Holding Graz, 2011)

4.2.2 Durchführung eines Serienspülversuchs ohne Sedimenteinbringung

Bei Serienspülversuchen wird versucht, mehrere kleine Spülwellen in möglichst kurzen Zeitabständen hintereinander durch den ZSK zu schicken. Das optimale Ergebnis sollte ein Aufschwimmen bzw. eine Überlagerung der Wellenköpfe sein, bei dem eine höhere Fließgeschwindigkeit entsteht, als bei einem Einzelspülversuch. Die folgenden Zeitabstände stellen die Differenz von einem Auslösezeitpunkt zum Auslösezeitpunkt der darauffolgenden Spülwelle dar. Bei den durchgeführten Spülversuchsserien in dieser Arbeit werden folgende Zeitintervalle benutzt (Tabelle 4-1).

Tabelle 4-1: Zeitabstände der Wehrabsenkung bei Serienspülversuchen

1. Absenkung	2. Absenkung	10 Minuten
2. Absenkung	3. Absenkung	9 Minuten
3. Absenkung	4. Absenkung	8 Minuten
4. Absenkung	5. Absenkung	7 Minuten
5. Absenkung	6. Absenkung	6 Minuten
6. Absenkung	7. Absenkung	5 Minuten
7. Absenkung	8. Absenkung	4 Minuten

Eine Ermittlung des Spülvolumens ist aufgrund folgender Gegebenheiten nicht möglich. Da das Spülwehr nach dem Versenken unter die Kanalsohle sofort wieder angehoben wird, kann nicht das gesamte Volumen aus der Spülkammer ausströmen. Dies ist aufgrund der Trägheit des großen Spülvolumens und der Länge der Spülkammer nicht möglich. Es dauert zu lange, bis das Wasser sich am oberen Ende der Spülkammer in Bewegung setzt und die gesamte Spülkammer durchfließt.

4.3 Durchführung von Spülversuchen mit Sedimenteinbringung

Für Spülversuche mit Sedimenteinbringung sind generell aufwändigere Vorbereitungsarbeiten notwendig. Im Vorfeld des Versuches sollten Sedimente ausgesucht werden, welche keine Wasserabsorptionseigenschaften besitzen. Für die Sedimenteinbringung in dieser Arbeit wurden daher Granitsteine mit annähernd gleichen Abmessungen und Oberflächenbeschaffenheiten verwendet. Es wurden 27 Granitsteine mit Abmessungen von ca. 9 x 9 x 5 cm an der Sohle des ZSK eingebracht. Die durchschnittliche Masse eines Steines beträgt 1,1 kg. Neben der Einbringung der Granitsteine wurde die Position jedes Steines vor und nach dem Spülversuch vermessen und protokolliert.

Im Vorfeld eines Spülversuches sollten alle Sedimentsteine markiert und mit einer Nummer versehen werden. Im Fall der verwendeten Granitsteine wurden die Steine mit den Nummern 1 bis 9 gelb, mit den Nummern 10 bis 18 rot und mit den Nummern 19 bis 27 grün markiert Die Sedimentsteine können durch den Einstiegsschacht am Wehrbauwerk KS2 in den Kanal eingebracht werden. Die Positionierung kann flussab des Kaskadenwehres an der Sohle des ZSK erfolgen (siehe Abbildung 4-3).

In diesem Bild ist vor (flussauf) dem Kaskadenwehr der Sensor „PCM-Pro“ ersichtlich. Dieser kann aufgrund der Positionierung vor den Versuchssedimenten den Höhenstand und die Fließgeschwindigkeit während des Spülversuchs ungestört messen. Würden die Versuchssedimente flussauf dieses Sensors eingebracht werden, könnte es zur Beschädigung des Sensors kommen. Neben dem Sensor ist ein Teil jener Flusssedimente ersichtlich, welche in den vorangegangenen Spülversuchen in

den ZSK eingetragen wurden. Durch Verlandungen vor dem Messfensters des Sensors kann es dadurch zur Störungen des Messbetriebs kommen.



Abbildung 4-3: Wehrbauwerk KS2 mit eingebrachten Sedimentsteinen – dreifärbig markiert

Beim Spülversuch mit Sedimenteinbringung kann im Versuchsprotokoll die Lage der Versuchssedimente und zusätzliche Daten festgehalten werden. Als Verschiebeweg ist in diesem Protokoll (Abbildung 4-4) nur der Durchschnittswert pro Sedimentgruppe (z. B. Stein Nummer 1 bis 9) eingetragen. Wobei der Verschiebeweg der Gruppe in Kanalmitte den größten Wert aufweist.

ZSK - Spülversuch Nr.	11			Datum:	05.12.2013
				Uhrzeit:	10:00
Ort:	Auslösen der Spülwelle amWehrbauwerk KS3 (Hortgasse)				
	Einbringung des Geschiebes am Wehrbauwerk KS2 (südlich Autobahn A2				
Anwesende:	SWW	Thomas Hofer		Roland Fuchs	
		Thomas Golger		Hans Haslauer	
Wehroberkante KS3 [cm]		380,6			
Wasserstand lt. Schaltschrank [cm]		370,0			
Spülvolumen errechnet [m³]		411			
Dauer Wehr hochfahren (Sek)		120			
Beginn Wehrabsenkung (Uhrzeit)		10:35			
Ende Wehrabsenkung (Uhrzeit)		10:36			
Unterbrechung der Wehrabsenkung		nach 10 sec			
Wellenankunft beim KS2 (Uhrzeit lt.PCM)		10:46			
Geschiebeeinbringung:		JA			
Position des Geschiebes vor der Spülung					
		KS3 KS2 KS1			
Stein-Nr.	Größe [cm]	Masse [kg]	Farbe	Anzahl	
1 - 9	ca. 9 x9 x5 cm	1,1	gelb	9	
10 - 18		1,1	rot	9	
19 - 27		1,1	grün	9	
Position des Geschiebes nach der Spülung					
		KS3 KS2 KS1			
Stein-Nr.	Verschiebeweg [cm]		Durchschnittswert [cm]		
1 - 9	0 bis 341		138,6		
10 - 18	105 bis 438		194,6		
19 - 27	0 bis 252		119		

Abbildung 4-4: Versuchsprotokoll ausgefüllt – Einzelspülversuch XI

5 Ergebnisse

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der im Rahmen dieser Masterarbeit durchgeführten Spülversuche und Modellsimulationen dargestellt, erläutert und diskutiert. Die Beschreibung der zugehörigen Versuchsdurchführung ist Kapitel 4 zu entnehmen. Eine vollständige Aufstellung der Auswertungen aller Spülversuche ist in Anhang C enthalten.

5.1 Ergebnisse der Einzelspülversuche ohne Sedimenteinbringung

In Tabelle 5-1 sind alle charakteristischen Werte der durchgeführten Einzelspülversuche aufgelistet. Die Ermittlung des Spülvolumens basiert auf den gemessenen Höhenständen des Radarsensors „KS3 up“.

Tabelle 5-1: Übersicht aller durchgeführten Einzelspülversuche im Zeitraum von August bis Dezember 2013

Versuch #	Datum	Wehrabsenkung KS3	Wasserstand KS3 up vor Versuchsbeginn [m]	Wellenankunft KS2	Laufzeit KS3 – KS2 [min]	Spülvolumen errechnet [m³]
Versuch I	09.08.13	10:09	3,59	10:18	9,5	405,5
Versuch II	20.08.13	10:33	2,21	10:43	10,5	351,2
Versuch III	13.11.13	11:02	3,74	11:11	9,5	417,9
Versuch IV	13.11.13	11:32	3,57	11:41	9,5	402,3
Versuch V	13.11.13	12:01	3,60	12:09	9,0	407,2
Versuch VI	13.11.13	12:31	3,65	12:39	8,5	415,3
Versuch VII	13.11.13	13:03	3,74	13:11	8,5	417,9
Versuch VIII	13.11.13	15:14	3,68	15:23	9,0	417,1
Versuch IX	13.11.13	15:34	1,96	15:42	9,0	311,6
Versuch X	13.11.13	15:57	1,88	16:05	8,5	298,7
Versuch XI	05.12.13	10:37	3,70	10:46	9,5	417,4

Man erkennt, dass große Unterschiede der Wasserstände am KS3 nur geringe Unterschiede beim errechneten Spülvolumen ergeben. Dies lässt sich aufgrund des relativ kleinen Volumens der Wehrkammer KS3 im Verhältnis zur langen Spülkammer erklären. In Abbildung 5-1 sind den berechneten Spülvolumina die gemessenen Wassertiefen am KS2 (Messwerte von Sensor „PCM-Pro“) gegenübergestellt. Man erkennt, dass 10 bis 20 % weniger Spülvolumen einen Abfall der Wassertiefe um etwa 2 bis 4 cm bedeuten.

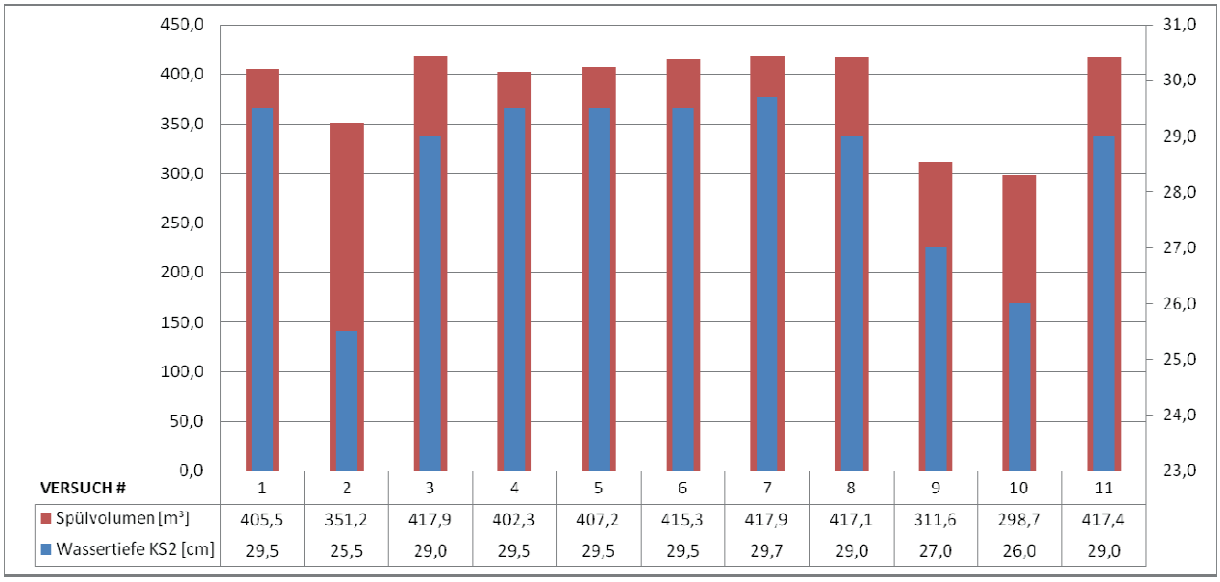


Abbildung 5-1: Gegenüberstellung Spülvolumen zu Wassertiefe der durchgeführten Einzelspülversuche im Zeitraum von August bis Dezember 2013

Bei diesen 11 durchgeführten Einzelspülversuchen herrschten annähernd gleiche Versuchsbedingungen. Die Besonderheiten einiger Spülversuche waren:

- Die Spülwelle bei Versuch I, II und XI konnte länger betrachtet werden, als bei den Versuchen III bis X.
- Die Versuche III bis VIII wurden in Abständen von ca. 30 min durchgeführt
- Bei zwei Versuchen (IX und X) war das Spülvolumen wesentlich kleiner und zusätzlich war auch der zeitliche Abstand geringer als bei den vorangegangenen Versuchen (ca. 20 min).
- bei vier Versuchen (Spülversuche I, II, III und XI) war eine nahezu trockene Kanalsohle vorhanden.

In nachfolgenden Abschnitt erfolgt eine Gesamtdarstellung aller Einzelspülversuche in Form einer statistischen Auswertung (Mittelwert und Standardabweichung) sowie die Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse mit den generierten Messdaten.

5.1.1 Gegenüberstellung und Vergleich aller Einzelspülversuche

Zum Vergleich der durchgeführten Einzelspülversuche werden die erfassten Höhenstände (siehe Abbildung 5-2) sowie die erfassten Fließgeschwindigkeiten (siehe Abbildung 5-3) gegenübergestellt.

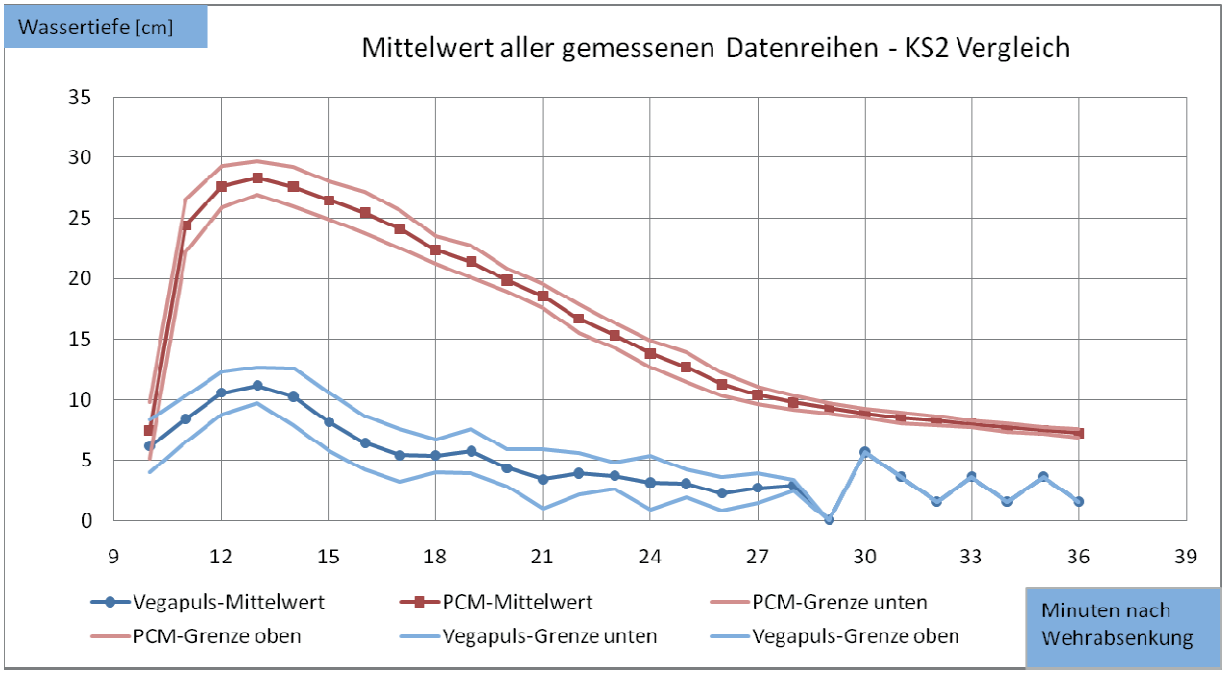


Abbildung 5-2: Mittelwert aller gemessenen Datenreihen im Wehrbauwerk KS2 – Höhenstand

Anhand von Abbildung 5-2 erkennt man, dass sich der Höhenstand aller Einzelspülversuche relativ gleichförmig entwickelt. Die Standardabweichung der Fließgeschwindigkeit weist hingegen einige Unstetigkeitsstellen auf, die auf eine nicht einwandfreie Geschwindigkeitsmessung hinweisen.

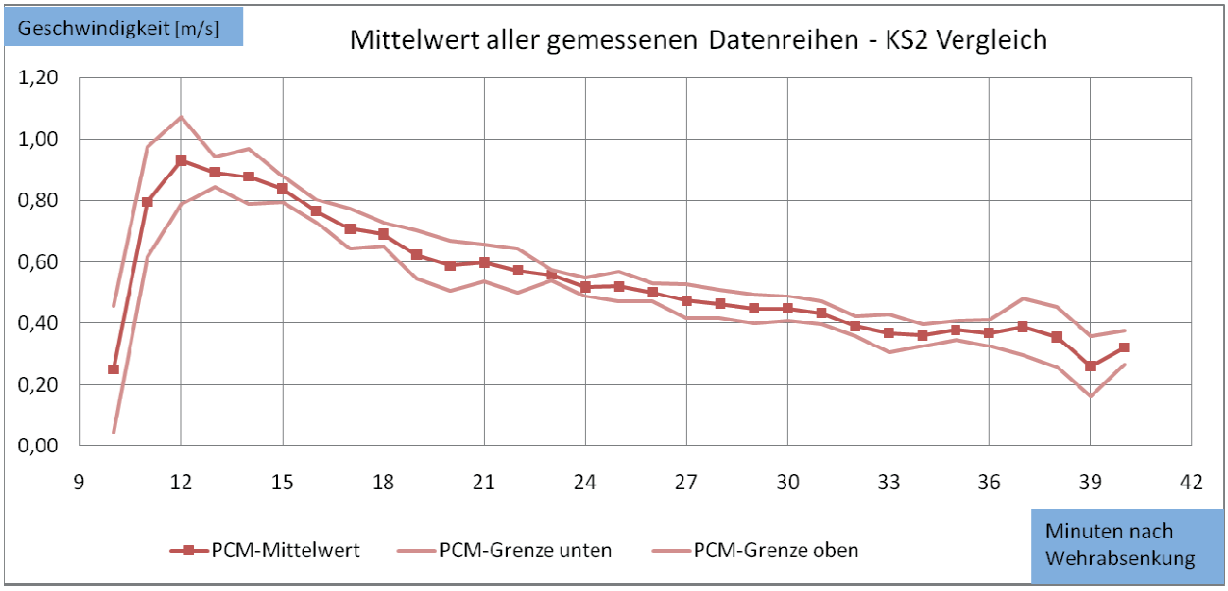


Abbildung 5-3: Mittelwert aller gemessenen Datenreihen im Wehrbauwerk KS2 – Fließgeschwindigkeit

Das Problem der Messung von Fließgeschwindigkeitswerten ist eine mögliche Verlandung des Sensors „PCM-Pro“. In dieses Diagramm (Abbildung 5-3) flossen nur die vier validen Datenreihen der Einzelspülversuche I, II, III und XI ein. Alle anderen Versuche wiesen erhebliche Störungen in der Messung der Fließgeschwindigkeit auf. Dieses Problem führte bei manchen Spülversuchen zum vollständigen Ausfall von Fließgeschwindigkeits-Messwerten (0,0 m/s). Der erneute Anstieg der Varianz nach

36 min ist auf das geringe Spülvolumen von Einzelspülversuch IX und X zurückzuführen.

5.1.2 Detailanalyse von Einzelspülversuch I – Vergleich von Messung und Simulation

In diesem Abschnitt werden die Simulationsergebnisse aus den Modellierungsprogrammen den Messdaten der Sensoren gegenübergestellt. In den folgenden Abbildungen sind fünf unterschiedliche Ganglinien enthalten. Die Messdaten vom Ultraschallsensor „PCM-Pro“ (h, v) werden für alle Vergleiche herangezogen. Vom Radarsensor „KS2 up“ gibt es nur Werte des gemessenen Höhenstands, welche in der folgenden Abbildung 5-4 enthalten sind. Eine Ganglinie stammt vom Modellierungsprogramm „Fudaa-Mascaret“ und zwei Linien vom Programm „Mike Urban“ (unkalibriert bzw. kalibriert). In Tabelle 5-2 sind exemplarisch Maximalwerte angegeben, die vom Ultraschallsensor PCM-Pro bei Spülversuch I gemessen wurden.

Tabelle 5-2: Maximalwerte des Sensors „PCM-Pro“ - Einzelspülversuch I am 09.08.2013

Datum - Versuch	Durchflussrate Q [m³/s]	Geschwindigkeit v [m/s]	Höhe H [m]
09.08.2013 - I	0,7	1,10	0,295

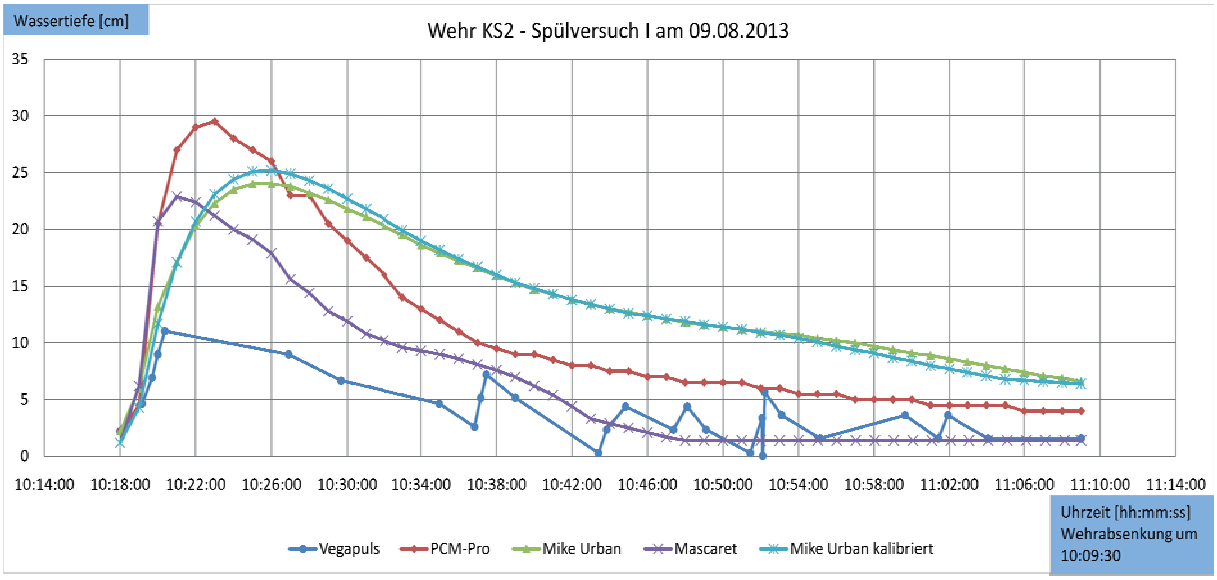


Abbildung 5-4: Vergleich Einzelspülversuch I am 09.08.2013 – Wassertiefe

Man erkennt, dass das Modell Fudaa-Mascaret von der Fließhöhe generell um 5 bis 6 cm unter der realen Fließhöhe liegt. Die Charakteristik der Spülwelle wird jedoch gut abgebildet. Fudaa-Mascaret arbeitet mit einem Ansatz für Reibung, welcher über den gesamten Berechnungsvorgang konstant bleibt. Es ist nicht bekannt, wie sich die Reibungsverhältnisse im ZSK während der Spülvorgänge aufgrund von Sielhaut oder ähnlichen Einflussgrößen verändern. Von Simulationsprogramm Mike Urban ist die unveränderte Ganglinie aus dem Bestandsmodell der Holding Graz Services GmbH „Mike Urban“ dargestellt. Dies dient dem Vergleich mit den veränderten Simu-

lationsergebnissen der Ganglinie „Mike Urban kalibriert“, welche an die berechneten Spülvolumina angepasst wurde.

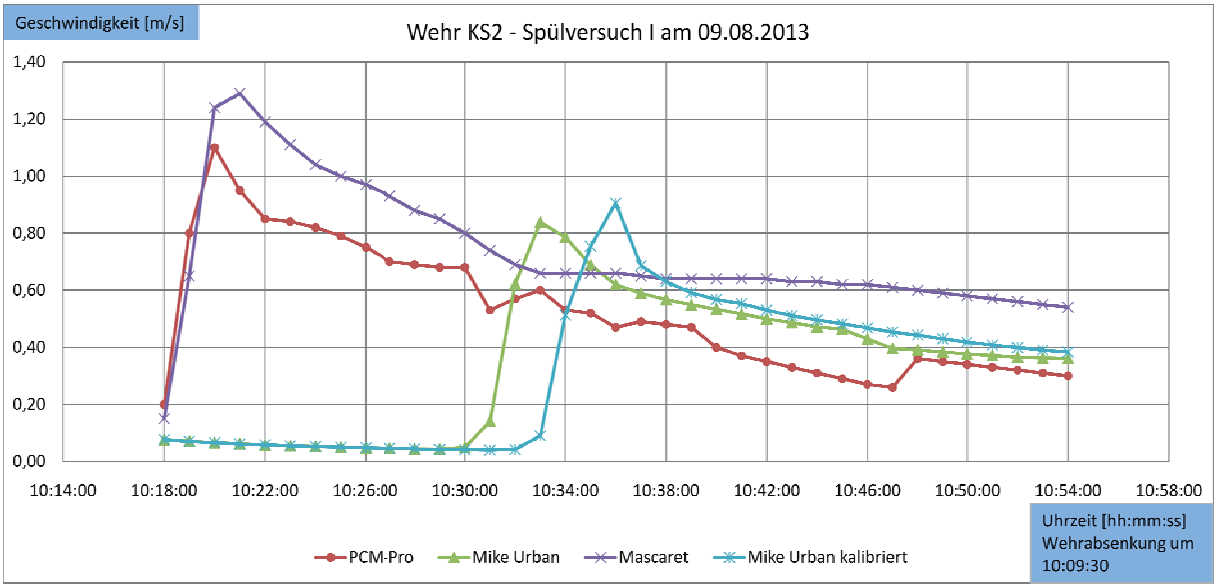


Abbildung 5-5: Vergleich Einzelspülversuch I am 09.08.2013 – Fließgeschwindigkeit

Es gibt nur vom Sensor „PCM-Pro“ Messdaten zur Fließgeschwindigkeit. Dieser Sensor war aber, durch Verlandungen des Messfensters, nicht in der Lage, valide Messdaten der Fließgeschwindigkeit von jedem Einzelspülversuch zu generieren. Ein zweiter Sensor wäre notwendig, um die Daten zu verifizieren.

Wie in Abbildung 5-5 ersichtlich, reagiert Mike Urban nach dem Auslösen der Spülwelle sehr langsam mit der Darstellung der Fließgeschwindigkeit (langsamer als bei der Fließhöhe). Dieses Modell ist scheinbar nicht geeignet für solche Anwendungsfälle. Mögliche Probleme vom Modellierungsprogramm Mike Urban könnten sein, dass einerseits der Versuchsbereich für Berechnung zu kurz ist und andererseits die Effekte der numerischen Diffusion die Ergebnisse verfälschen.

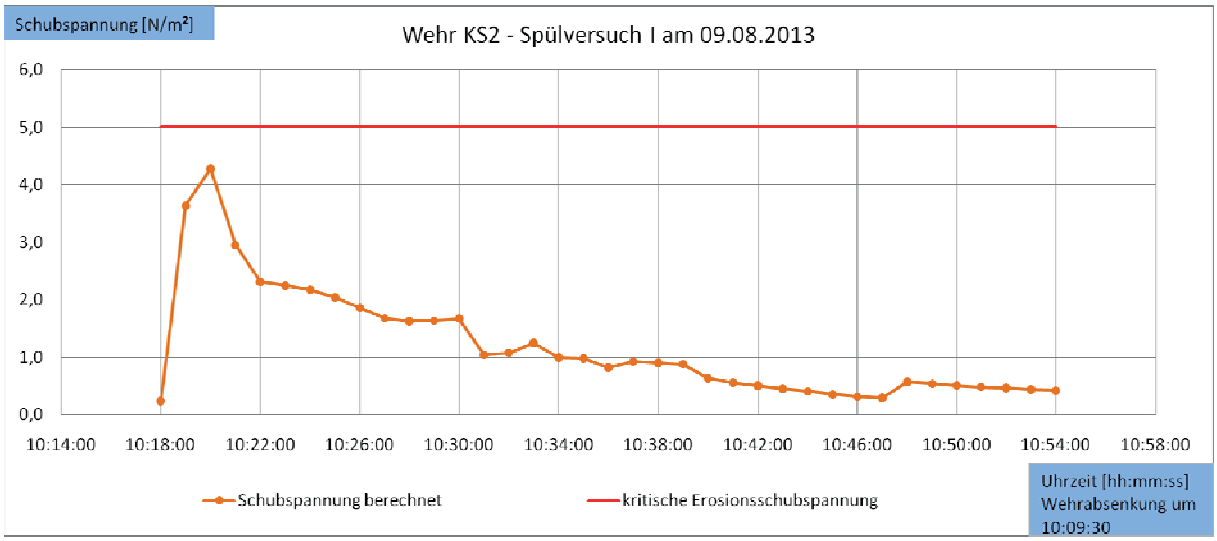


Abbildung 5-6: Vergleich Einzelspülversuch I am 09.08.2013 – Sohlschubspannung

Die Sohlschubspannung ist kein Ergebnis der Sensorik, und wird deshalb erst in diesem Abschnitt (siehe Abbildung 5-6) dargestellt. Sie wurde über den Ansatz mit gemessenen Fließgeschwindigkeits-Werten berechnet (siehe Gleichung 6 in Abschnitt 2.1.2). Der Schubspannungsansatz aus Gleichung 4 kann nicht angewendet werden, weil die Energielinienneigung nicht abgeschätzt werden kann. Als Referenzwert für die kritische Erosionsschubspannung $\tau_{e,crit}$ wurden 5,0 N/m² angenommen (in Anlehnung an Dettmar und Staufer, 2005). Es zeigt sich durchgehend bei allen Einzelspülversuchen, dass es mit dieser Berechnungsmethode nicht möglich ist, eine erforderliche Schubspannung von mehr als 5 N/m² zu erreichen. Die tatsächlich vorhandene Sohlschubspannung im Wellenkopf bzw. der stehenden Wellenfront dürfte etwas höher sein (hohe Kraftwirkungen aufgrund Turbulenzeffekten im „fast brechenden Wellenkopf“). Es war mit den genannten Gleichungen (4 und 6) in dieser Arbeit aber nicht möglich, alle Kraftwirkungen dieses instationären Strömungszustandes zu ermitteln.

5.2 Ergebnisse der Serienspülversuche ohne Sedimenteinbringung

Die berechnete Sohlschubspannung aus Gleichung 6 konnte die geforderte kritische Erosionsschubspannung bei den Einzelspülversuchen zu 90 % nicht erreichen. Deshalb wurden Serienspülversuche durchgeführt, um durch Überlagerungen von Spülwellen höhere Fließgeschwindigkeiten und in weiterer Folge höhere Sohlschubspannungen zu erzielen. Im Anschluss folgen eine statistische Aufbereitung der drei Versuchsserien und eine detaillierte Betrachtung von Serienspülversuch XI.

5.2.1 Gegenüberstellung und Vergleich aller Serienspülversuche

Ein Spülvolumen aus den Messdaten des Sensors „KS3 up“ konnte für die Spülversuchsserien nicht ermittelt werden. Grund dafür war die gewählte Vorgehensweise – um so schnell als möglich Wellen der vorauseilenden Welle nach zu schicken – um

eine Überlagerung zu erreichen. Dabei wurde das Spülwehr runter gefahren und anschließend gleich wieder hoch.

Eine Installation eines Durchflusssensors ist unbedingt erforderlich, wenn weitere Spülversuchsserien durchgeführt werden sollen.

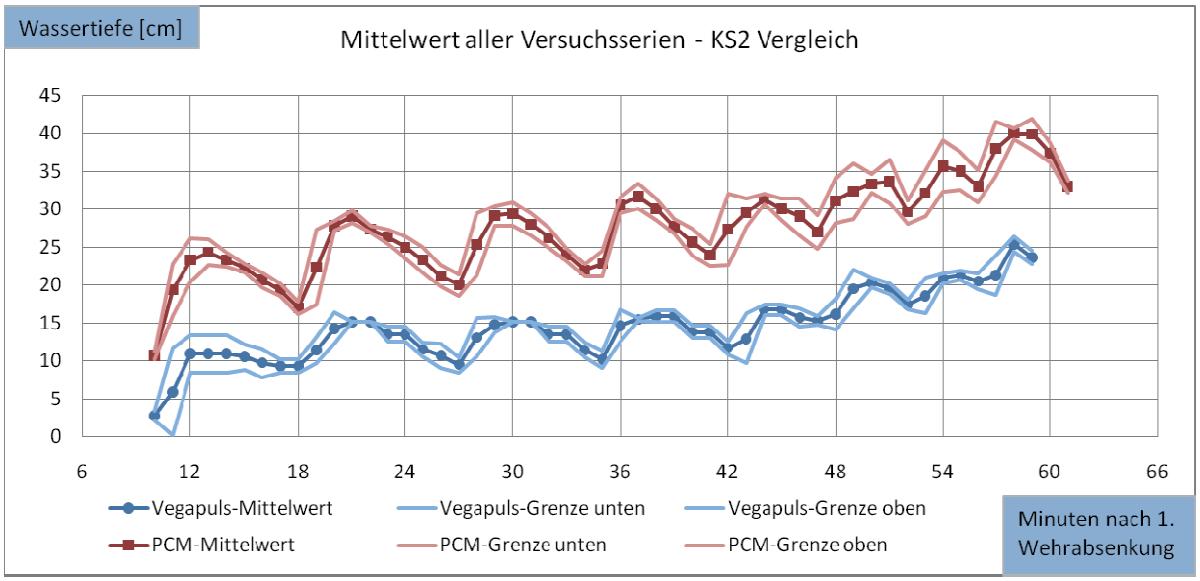


Abbildung 5-7: Mittelwert aller Versuchsserien im Wehrbauwerk KS2 – Höhenstand

Die ersten vier Wellenköpfe der Versuchsserien (XI, XII, und XIII) werden laut Abbildung 5-7 vom Sensor „PCM-Pro“ relativ gleichförmig abgebildet. Ab Wellenkopf fünf weist die Statistik aller Versuchsserien etwas größere Varianzen auf. Eventuell wurden die Streuungen am Wellenkopf 5 durch Ungenauigkeiten beim Auslösen verursacht. Bei weiteren Versuchsserien sollten die Zeitintervalle der Wellenauslösung punktgenau eingehalten werden.

Bei der Varianz der Vegapuls-Werte ist zu erkennen, dass die Messdaten des jeweils ersten Wellenkopfes sehr stark streuen. Es ist davon auszugehen, dass bei diesen geringen Wassertiefen die Messdaten wiederum von der Drucksonde verfälscht wurden (vgl. Anhang C.1.5 - Versuchsserie 12 und 13).

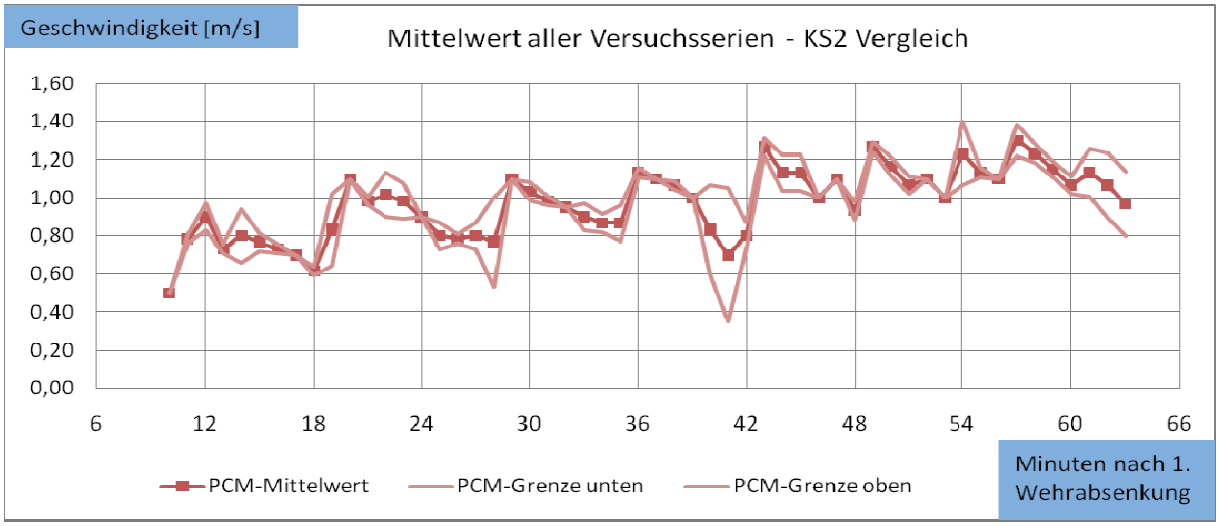


Abbildung 5-8: Mittelwert aller Versuchsserien im Wehrbauwerk KS2 – Fließgeschwindigkeit

Die Mittelwertbildung der Fließgeschwindigkeit weist über die gesamte Versuchszeit höhere und ungleichmäßig verteilte Unstetigkeitsstellen auf. Dies ist wie auch bei den Einzelspülversuchen auf Messprobleme (aufgrund von Verlandung) zurückzuführen.

5.2.2 Detailanalyse von Serienspülversuch 11 – Vergleich von Messung und Simulation

Im Gegensatz zu den Einzelspülversuchen sind bei der Gegenüberstellung der Versuchsserien nur vier Ganglinien dargestellt. Die Ganglinie „Mike Urban“ war in der ursprünglichen Modellierung der Holding Graz Services GmbH nicht vorhanden, weshalb hier nur die Ganglinie „Mike Urban kalibriert“ vorhanden ist.

Als Vergleich zu Tabelle 5-2 (Einzelspülversuch I) sind in Tabelle 5-3 die erreichten Maximalwerte bei einer Spülversuchsserie angegeben.

Tabelle 5-3: Maximalwerte des Sensors „PCM-Pro“ – Serienspülversuch 11 am 20.11.2013

Datum - Versuch	Durchflussrate Q [m³/s]	Geschwindigkeit v [m/s]	Höhe H [m]
20.11.2013 - 11	1,9	1,42	0,415

Aus der folgenden Abbildung 5-9 ist zu erkennen, dass durch Überlagerung von Spülwellen die Wassertiefe im ZSK über weite Strecken vergrößert werden kann. Ein Defizit bei diesen Versuchsserien war, dass das Spülvolumen nicht ermittelt werden konnte. Deshalb wurde das Modell in Fudaa-Mascaret auf das Erreichen der Höhenpeaks optimiert (nur auf die gemessene Wassertiefe). Diese Optimierung wurde nicht auf die Fließgeschwindigkeit ausgerichtet, da diese Messwerte mit größerer Unsicherheit behaftet sind, als die Messdaten der Wassertiefe. Um die gemessenen Wassertiefen abbilden zu können, mussten in der Modellierung der Versuchsserien besonders hohe Flow-Werte angesetzt werden. Dies hat zur Folge, dass sich unrealistisch große Abflussvolumina ergeben. Die Level-Eingabewerte sind nicht höher als normal (im Stage/Flow-Hydrograph max. 5,84 m).

Im Modell Mike Urban wurde ebenso versucht, die Charakteristik der Versuchsserien abzubilden. Dies war aber trotz Eingabe hoher Flow-Werte nur bedingt möglich.

In Abbildung 5-9 ist erkennbar, dass Mike Urban aufgrund der numerischen Diffusion (in der expliziten Lösungsmethode des Finites Differenzen Verfahren) Probleme hatte, die Abflusscharakteristika abzubilden.

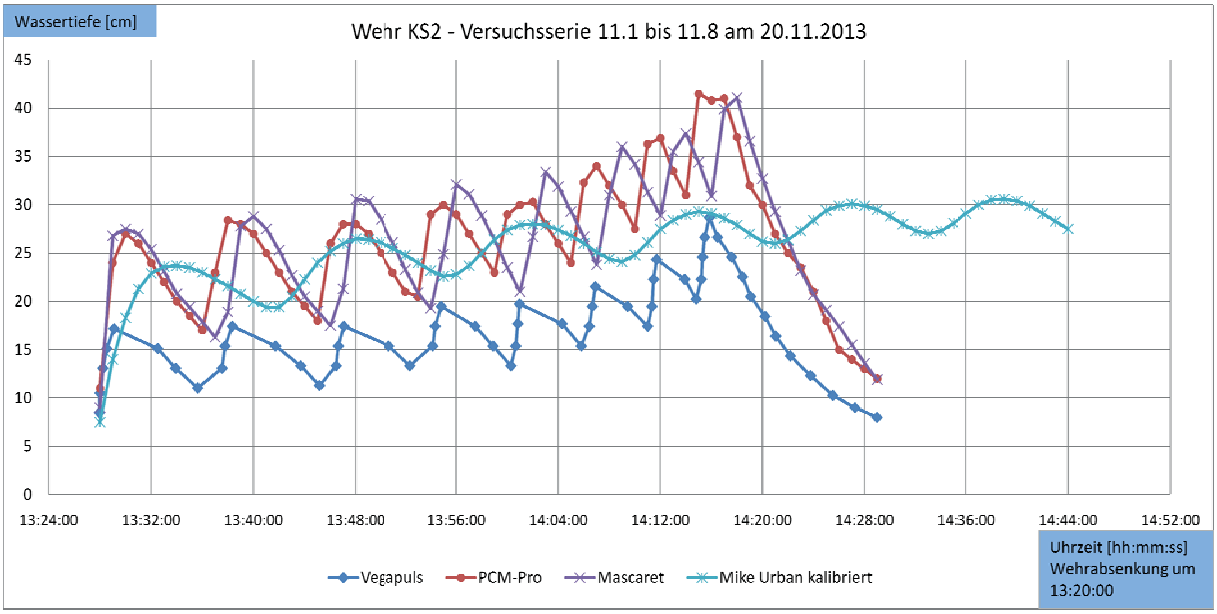


Abbildung 5-9: Vergleich Serienspülversuch 11 am 20.11.2013 – Höhenstand

Das Ziel bei der Modellierung war, die Wassertiefen der Versuchsserien quantitativ abzubilden. Deshalb wurden im Modell zu hohe Abflusswerte erzeugt – mangels Messdaten oder anderer Randbedingungen – worauf das Modellergebnis der Fließgeschwindigkeit etwas zu optimistisch ausfiel. Die Simulationswerte der Fließgeschwindigkeit ergaben bereits beim ersten Wellendurchlauf (im KS2) einen Wert über 1,6 m/s, was im Vergleich zu den anderen Spülversuchen als unrealistisch angesehen werden kann. Bei den Einzelspülversuchen ergaben die Berechnungen im Modell Fudaa-Mascaret Maximalwerte zwischen 1,2 und 1,3 m/s, obwohl deren abgeflossenes Spülvolumen um mindestens 10 % höher eingeschätzt werden kann.

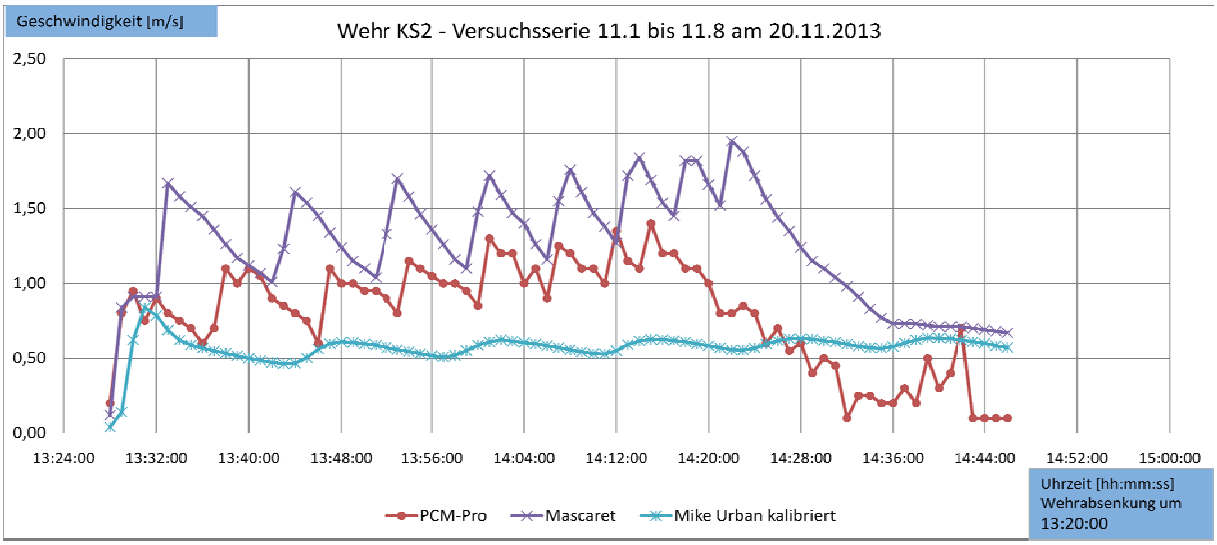


Abbildung 5-10: Vergleich Serienspülversuch 11 am 20.11.2013 - Fließgeschwindigkeit

Die zeitlich etwas versetzten Wellenpeaks (Abb. 5-9 und 5-10) sind nicht besser reproduzierbar. Sie sind bereits das optimale Produkt einer rein gezielten Wellenabbildung. Das Ergebnis der Fließgeschwindigkeits-Ganglinie „Mike Urban kalibriert“ zeigt, dass dieses Modell nicht gut zur Abbildung von Versuchsserien geeignet ist.

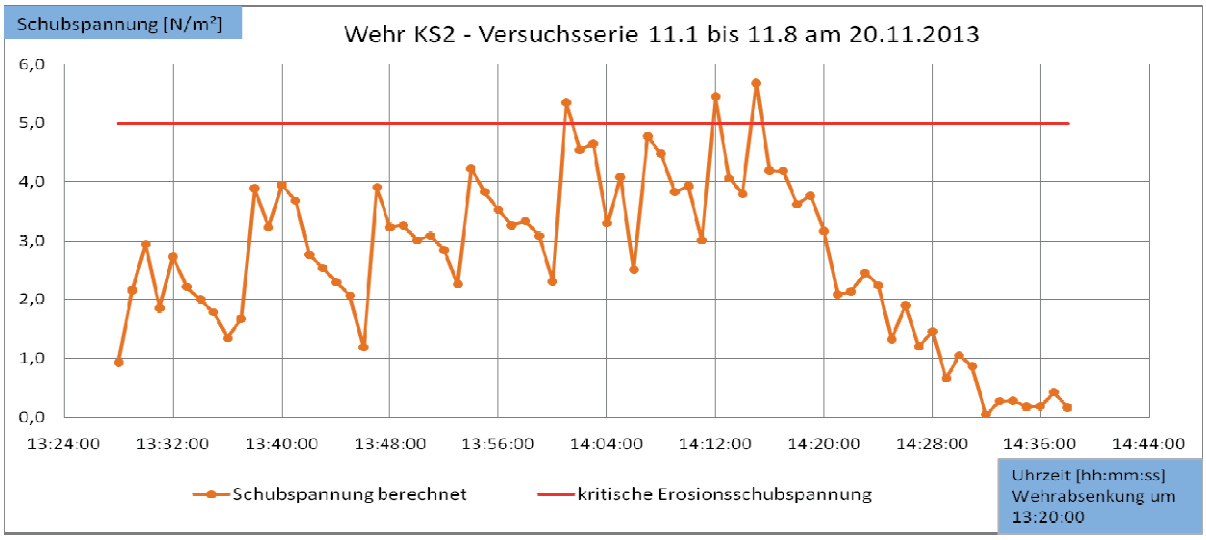


Abbildung 5-11: Vergleich Serienspülversuch 11 am 20.11.2013 – Sohlschubspannung

Aufgrund der Überlagerung von Spülwellen konnte als Berechnungsergebnis die erforderliche Schubspannung in der Größenordnung der kritischen Erosionsschubspannung erreicht werden (siehe Abbildung 5-11). Dieses Ergebnis ist das Produkt aus der erhöhten Fließgeschwindigkeit und der vergrößerten Wassertiefe, welche sich durch die Überlagerungserscheinungen der Spülversuchsserien ergeben.

5.3 Ergebnisse des Einzelspülversuchs mit Sedimenteinbringung

Der durchgeführte Spülversuch mit Sedimenteinbringung ist in der statistischen Auswertung der Einzelspülversuche enthalten.

In Abbildung 5-12 und Abbildung 5-13 sind die Ergebnisse des Vergleichs von Mess- und Modelldaten dieses Spülversuches mit Sedimenteinbringung dargestellt.

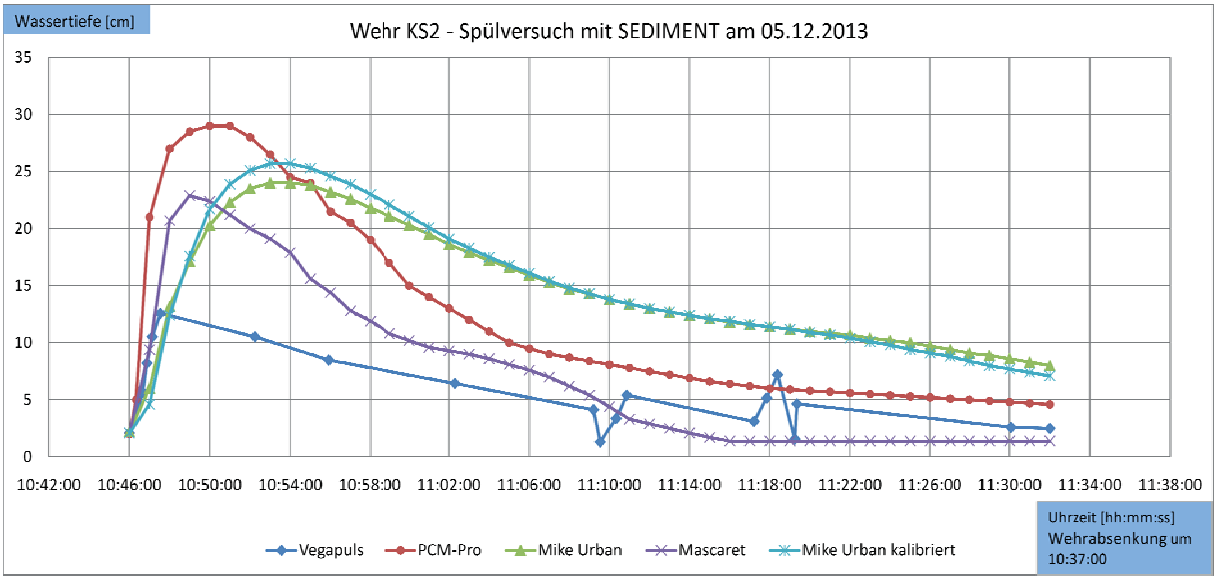


Abbildung 5-12: Einzelspülversuch XI (mit Sedimenteinbringung) am 05.12.2013 im Wehrbauwerk KS2 – Höhenstand

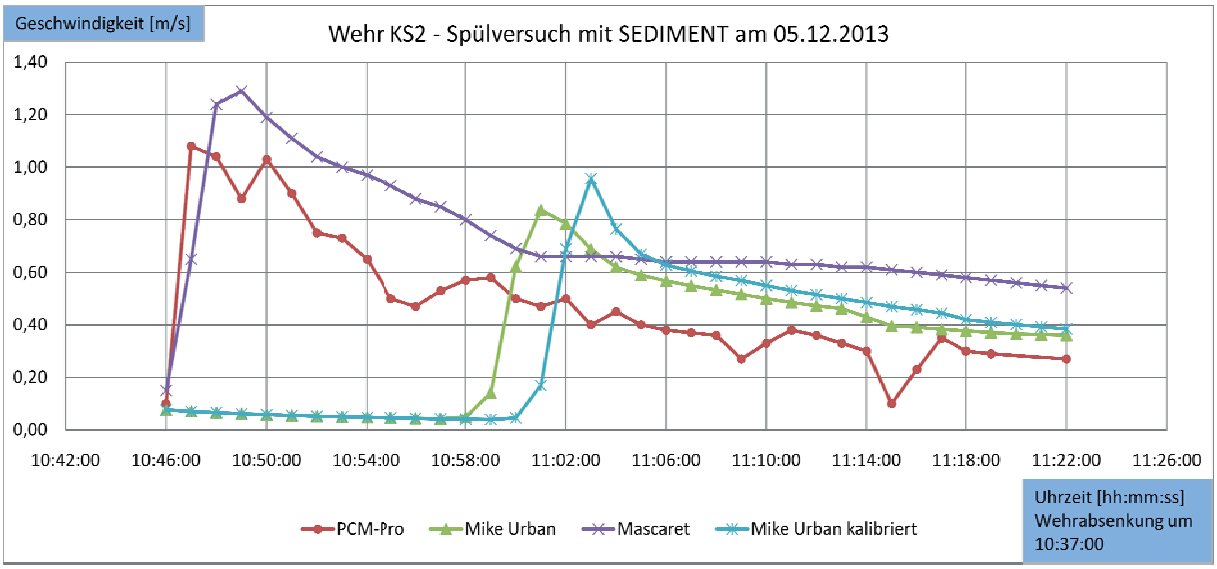


Abbildung 5-13: Einzelspülversuch XI (mit Sedimenteinbringung) am 05.12.2013 im Wehrbauwerk KS2 – Fließgeschwindigkeit

Als wichtigster Parameter, der zur Betrachtung des Sedimenttransports relevant ist, wird die Sohlschubspannung in Abbildung 5-14 dargestellt. In Tabelle 5-4 sind zusätzlich die Maximalwerte angegeben, die vom Ultraschallsensor „PCM-Pro“ beim Einzelspülversuch XI gemessen wurden.

Tabelle 5-4: Maximalwerte Sensor „PCM-Pro“ - Einzelspülversuch XI am 05.12.2013

Datum	Durchflussrate Q [m³/s]	Geschwindigkeit v [m/s]	Höhe H [m]
05.12.2013	0,7	1,08	0,29

In diesem Abschnitt wird ausschließlich das Verhalten der eingebrachten Sedimentsteine beschrieben (Einbringung und Durchführung sind in Abschnitt 4.3 erläutert).

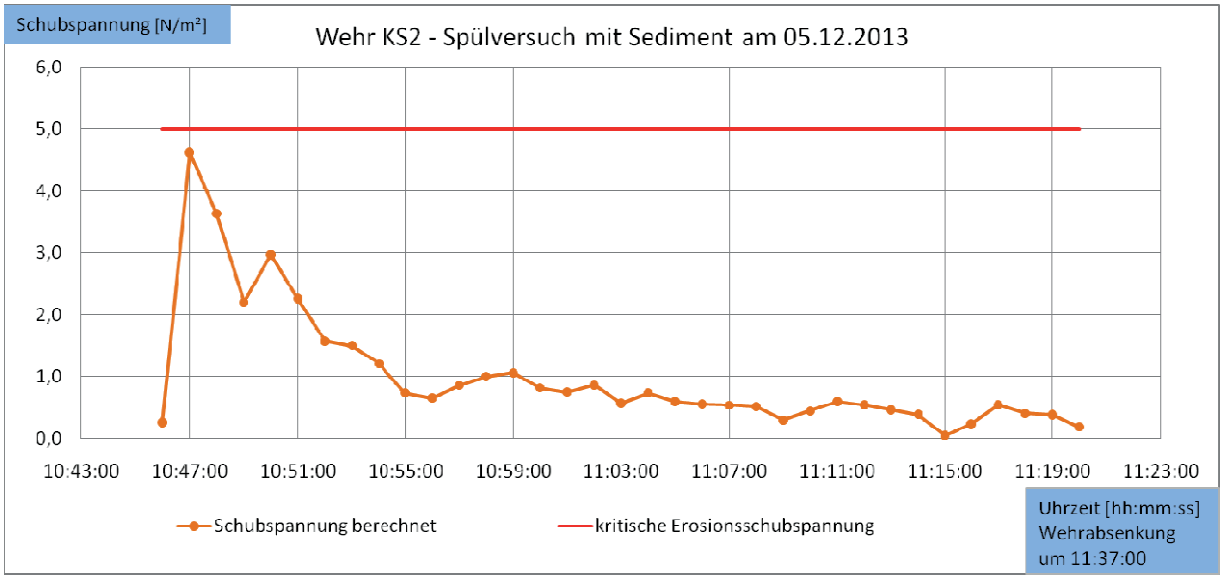


Abbildung 5-14: Vergleich Einzelspülversuch XI am 05.12.2013 – Sohlschubspannung

In Abbildung 5-15 sind die Sedimente vor Eintreffen der Einzelspülwelle (links) und nach der Einwirkung der Spülwelle (rechts) dargestellt. Auf diesem Bild ist auf den ersten Blick zu erkennen, dass die Spülwelle in der Mitte des Kanalquerschnitts eine höhere Kraftwirkung (aufgrund der Schubspannung) enthält als im Randbereich.



Abbildung 5-15: Einzelspülversuch XI (mit Sedimenteinbringung) am 05.12.2013 im Wehrbauwerk KS2 Position der Versuchssedimente vor / nach dem Spülversuch

Aufgrund der eindeutigen Markierung jedes einzelnen Granit-Steines war es einfach, den jeweiligen Verschiebeweg zu ermitteln. Dieser Abstand von der Ausgangsposition bis zur Endposition wurde mit einem Maßband entlang der Kanalsohle des ZSK gemessen. Für diesen Verschiebeweg ergaben sich Werte im Bereich von wenigen Zentimetern bis zu mehreren Metern (Maximum: 4,38 m). Diese Werte und die Position der Versuchssedimente sind in der folgenden Abbildung dargestellt.

In Abbildung 5-16 sind am linken Rand die Ausgangspositionen der Sedimente, mit ihrer eindeutigen Nummer versehen, dargestellt. Die bunt markierten Felder in der Mitte der Abbildung stellen die Endposition der Versuchssedimente dar. Am rechten Rand ist der Verschiebeweg der Sedimente in Zentimetern angegeben.

1																							0			
2	2																						17			
3	3																						4			
4		4													6								40			318
5				5																			81			
6																										
7																										
8						8																	115			
9															7	10							331	341		
10																										
11							12	11									9						150	160		360
12																				14			438			
13						13																	105			
14													15										290			
15																										
16				16																			73			
17				17																			80			
18					18																		95			
19												19											252			
20							20																143			
21								21															165			
22									22														190			
23																							0			
24								24															180			
25						25																	134			
26	26																						7			
27																							0			

Abbildung 5-16: Position der Versuchssedimente nach dem Spülversuch – Verschiebeweg in cm

Aufgrund dieser Verschiebewege kann die verwendete Sedimentgröße als Randbedingung für weitere Spülversuche mit Sedimenten herangezogen werden.

5.4 Wirtschaftlichkeitsbetrachtung – Kostenvergleich von Schwallspülung und händischer Reinigung innerhalb der Versuchsstrecke

Im Rahmen der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung wurden die Jahreskosten für die Reinigung des ZSK abgeschätzt. Die Jahreskosten wurden einmal unter Vorhandensein der Schwallspüleinrichtung und einmal ohne diese vorhandene Anlage (manuelle Reinigung) berechnet.

5.4.1 Kostenabschätzung der Schwallspüleinrichtung im ZSK

Die Investitionskosten für die anlagentechnische Ausstattung der vorhandenen Wehrbauwerke werden mit 300.000 Euro angenommen (siehe Tabelle 5-5). Diese werden mithilfe des Kapitalwiedergewinnungsfaktors (KFAKR) auf die Jahreskosten umgerechnet. Zusätzlich wurden die jährlichen Betriebskosten abgeschätzt, welche auch die notwendigen Inspektionen der Spülanlagen (Dauer 4 Tage) beinhalten. Au-

ßerdem ist vorgesehen, dass ein spezielles Reinigungsfahrzeug zweimal im Jahr den gesamten ZSK von Ablagerungen befreit.

Tabelle 5-5: Ermittlung der Jahreskosten für die untersuchte Schwallspülmethode

Spüleinrichtung	Investitionskosten	KFAKR	Jahreskosten [€]
Spülwehr	300.000	0,06722	20.166
Jährliche Investitionskosten			20.166
Betrieb und Instandhaltung			Jahreskosten [€]
Betriebsstrom			100
Inspektion, Wartung			2.660
Jährliche Betriebskosten			2.760
Reinigungsfahrzeug	30.000	0,06722	2.017
Betrieb Reinigungsfahrzeug			5.040
Jährliche Gesamtkosten			**29.983**

Details zur Ermittlung des Kapitalwiedergewinnungsfaktor nach LAWA (2005): Nutzungsdauer der Anlagentechnik = 20 Jahre, Zinssatz = 3 %

5.4.2 Kostenabschätzung der manuellen Reinigung im ZSK

Für die manuelle Reinigung wurde angenommen, dass drei Mitarbeiter der Holding Graz Services GmbH zweimal im Jahr für eine Dauer von zehn Arbeitstagen eine händische Reinigung des ZSK vornehmen (siehe Tabelle 5-6). Außerdem soll das erwähnte Reinigungsfahrzeug fünfmal im Jahr durch den ZSK fahren (gleiche Kalkulationsgrundlagen wie unter Kapitel 6.1, aber höhere Anzahl an Einsätzen).

Tabelle 5-6: Ermittlung der Jahreskosten bei manueller Reinigung

Manuelle Reinigung	Investitionskosten	KFAKR	Jahreskosten [€]
Händische Reinigung			16.800
Betrieb und Instandhaltung			Jahreskosten [€]
Betriebsstrom			100
Inspektion, Wartung			420
Jährliche Betriebskosten			520
Reinigungsfahrzeug	30.000	0,06722	2.017
Betrieb Reinigungsfahrzeug			12.600
Jährliche Gesamtkosten			**31.937**

Details zur Ermittlung des Kapitalwiedergewinnungsfaktor nach LAWA (2005): Nutzungsdauer der Anlagentechnik = 20 Jahre, Zinssatz = 3 %

5.4.3 Kostenvergleich von Schwallspülung und händischer Reinigung

Die Zusammensetzung der betrachteten Reinigungsmethoden zeigen auf den ersten Blick nur wenige Unterschiede. Die Kostenstrukturen der Schwallspülung und der Manuellen Reinigung unterscheiden sich jedoch deutlich. Die Investitions- und Betriebskosten bei der Schwallspülung verhalten sich abschnittsweise konstant und zeigen kaum Abhängigkeiten von der Häufigkeit der Durchführung. Die Aufwendun-

gen für Manuelle Reinigungsmaßnahmen steigen mit der Länge der Kanalstrecke als auch mit der Anzahl der erforderlichen Reinigungseinsätze beinahe linear an. Erwartungsgemäß wirken sich die betrachteten Reinigungsmethoden sehr unterschiedlich auf die Abwasserbehandlung und die Gewässerqualität aus. Denn bei der manuellen Reinigung liegt der Fokus auf dem Entfernen punktueller und diskontinuierlicher Beseitigung von Ablagerungen aus dem Kanal. Mit der Schwallspülmethode können ablagerungskritische Stellen im ZSK zeitnah gereinigt bzw. über längere Zeiträume beinahe ablagerungsfrei gehalten werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Anwendung der HD-Reinigung oder einer manuellen Reinigungsmethode ist auf eine punktuelle und diskontinuierliche Reinigung von einzelnen Kanalabschnitten ausgelegt. Meist wird nur ein räumlich und zeitlich begrenzter (wenige Tage bis zu einigen Wochen) ablagerungsfreier Zustand in den betroffenen Kanälen erreicht. Die Wirkungen der Schwallspülung gehen weit über die Grenzen dieser konventionellen Reinigungsmethoden hinaus. Bei entsprechendem Einsatz von Schwallspüleinrichtungen an ablagerungskritischen Stellen können Abwasser- oder Stauraumkanäle kontinuierlich bzw. quasi-kontinuierlich gereinigt werden. Durch den daraus resultierenden nahezu ablagerungsfreien Betrieb betroffener Kanalabschnitte kann die Situation hinsichtlich des übergeordneten Zieles Gewässerschutz bedeutend verbessert werden. Die in Mischsystemen infolge von Remobilisierung hervorgerufenen Schmutzfrachtstöße können bei der Abwasserbehandlung verhindert und Gewässerbelastungen reduziert werden. Die direkte Gewässerbelastung durch Schmutzfrachtstöße von Mischwasserentlastungen wird in der Stadt Graz durch die Einleitung in den zentralen Speicherkanal ZSK auf ein Minimum reduziert.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde eine sogenannte Kanalvolumen-aktivierende-Schwallspüleinrichtung in Form eines versenkbaren Spülwehres untersucht. Es wurden erste Untersuchungen zur Durchführung von Einzelspülversuchen, als auch zu Überlagerungen von Spülwellen durchgeführt. Zur Aufzeichnung dieser Spülversuche wurden Sensoren unterschiedlicher Hersteller und Messprinzipien verwendet. Während der Durchführung der ersten Spülversuche im August 2013 befand sich der ZSK gerade noch in der Fertigstellungsphase. Diese Spülversuche waren somit die ersten Versuche in diesem Bauwerk. Sie sollen in weiterer Folge als Grundlage für nachfolgende Versuche und Untersuchungen dienen.

6.1 Herausforderungen bei der praktischen Durchführung von Spülversuchen

Das Versuchsprogramm umfasste elf Einzelspülversuche, drei Spülversuchsserien sowie einen Spülversuch mit Sediment. Nach Analyse der Einzelspülversuche I bis VI stellte sich heraus, dass ein vorhandener Wasserfilm an der Sohle des ZSK Einfluss auf die Wellenausbildung einer Spülwelle hat. Dazu gab es keine detaillierten Untersuchungen. Es sollte allerdings in nachfolgenden Arbeiten die Größenordnung des Wasserpolsters ermittelt werden, der eine entscheidende Auswirkung auf die nachkommende Spülwelle haben kann.

Die Betrachtung der Einzelspülversuche VII und X lässt auf Folgendes schließen. Nach mehreren Spülungen lässt sich ein Trend einer sich verkürzenden Laufzeit der nachgeschickten Spülwelle erkennen. Dies bestätigt wiederum die Annahme, dass ein vorhandener Wasserpolster auf der Kanalsohle zu einem schnelleren Anstieg der

Fließgeschwindigkeit und zu einer Aufrechterhaltung der Wassertiefe beitragen kann. Nach mehreren durchgeführten Einzelspülversuchen ließ sich eine deutlich höhere Wassertiefe ermitteln, obwohl der Abstand zwischen den Wehrabsenkungen mit 20 Minuten noch als relativ groß angesehen wurde.

Bei den Serienspülversuchen ist eine Wellenüberlagerung (Anwachsen des Peaks) erst bei einem Auslöseintervall von weniger als 4 bis 5 min erkennbar. Da keine Information zum Abflussvolumen der Versuchsserien vorliegen, können zu diesen Versuchen der Wellenüberlagerung keine aussagekräftigen Behauptungen aufgestellt werden.

Untersuchung von Ablagerungen im ZSK

In dieser Arbeit wurden die Ablagerungen aus dem ZSK nicht untersucht, weshalb es keine Zuordnung zu Sedimenttypen bzw. zum Verschmutzungspotential gibt (vgl. Tabelle 2-2). Eine Untersuchung diesbezüglich sollte aber in nächster Zeit angestrebt werden, um die vorkommenden Sedimenttypen besser einschätzen zu können. Dies wäre eine wichtige Grundlage um ein sinnvolles Spülprogramm festzulegen, in dem die maximalen Spülintervalle definieren zu können. Durch die Kenntnis vorhandener Sedimente ist auch eine Abschätzung des Einflusses der Sedimente auf die Rauigkeitsentwicklung (ev. Verminderung des k_{st} -Werts) im Kanal möglich.

6.2 Einschränkungen in der eindimensionalen modelltechnischen Abbildung von Spülversuchen

In keinem Programm zur 1D-Modellierung werden die Turbulenzeffekte bzw. der Energieverlust des überfallenden Wasser, welches auf der Sohle auftrifft, mit einbezogen. Bis die Spülwelle in der Initialphase erst einmal Geschwindigkeit aufnimmt, dauert es in der Realität einige Zehntelsekunden bis zu wenigen Sekunden.

6.2.1 Einschränkungen in der Software „Fudaa-Mascaret“

Fudaa-Mascaret ist eines der wenigen 1D-Modelle welche hoch instationäre Abflussvorgänge bei einer Kanalspülung abbilden können. Es hatte aber Probleme die tatsächlich gemessene Wassertiefe im ZSK zu erreichen. Bei der Modellierung der Einzelspülversuche (Spülvolumen betrug ca. 400 m³) waren die Ausgabewerte von Fudaa-Mascaret stets einige Zentimeter (etwa 5 bis 6 cm) unterhalb der gemessenen Werte des Sensors PCM-Pro. Bei den Spülversuchen, bei denen das Spülvolumen nur etwa 300 m³ betrug, fielen die berechneten Ausgabewerte sogar um 13 bis 14 cm unter die gemessenen Werte ab. (vgl. Einzelspülversuch IX und X in Anhang C.1.3). Die Charakteristik der Spülwelle wurde von Mascaret jedoch sehr gut abgebildet, vor allem im Frontbereich der Abflusswelle.

6.2.2 Einschränkungen in der Software „Mike Urban“

Mike Urban ist zur Abbildung von Spülversuchen auf einem kurzen Versuchsbereich wie in dieser Arbeit nicht gut geeignet. Aufgrund der Effekte der numerischen Diffusion sind die Ergebnisse der modellierten Fließgeschwindigkeiten aus Mike Urban nahezu unbrauchbar. Die Ausgabewerte der Spülversuchsserien waren stets unterhalb der Messdaten, und die Charakteristik einer Wellenüberlagerung konnte fast gar nicht modelliert werden. Eine Überprüfung, ob die Modellabbildung einer längeren Versuchsstrecke bessere Ergebnisse liefert, wäre wünschenswert.

6.3 Herausforderungen und Defizite der Sensorik im ZSK

Messung der Wassertiefe

Das augenscheinliche Problem der Sensorkonstellation Vegapuls WL 61 zusammengeschalten mit NivuBar Plus, konnte nach den ersten Spülversuchen erkannt werden. Deshalb wurden angenommen, dass der Sensor PCM-Pro richtige Messergebnisse liefert. Dieser Standpunkt konnte aber durch keinen weiteren Sensor bestätigt werden. Es sollten nochmals alle Sensoren kalibriert werden, bevor weitere Spülversuche durchgeführt werden.

Messung der Fließgeschwindigkeit

Zur Messung der Fließgeschwindigkeit stand in dieser Arbeit nur ein Sensor zur Verfügung. Es zeigte sich, dass bei Durchführung mehrerer Spülversuche am 13.11.2013 bereits nach wenigen Spülungen ein Messproblem am Sensor PCM-Pro bestand. Es wurde angenommen, dass mögliche Sedimente eine Verlandung des Messfensters dieses Ultraschallsensors verschulden. Es wäre anzuraten einen weiteren Geschwindigkeitssensor - anderer Bauart - im Bereich des bestehenden Sensors zu installieren. Es ist darauf zu achten, dass dieser nicht von ähnlichen Problemen verfälscht wird. Es stellte sich heraus, dass der Ultraschallsensor ungünstig (Ansammlung von Sedimenten an der Kanalsohle) positioniert war, wodurch er in seinen Messungen negativ beeinflusst wurde.

Messung des Durchflusswertes

Zur Berechnung des Spülvolumens im KS3 ist unbedingt ein Q-Sensor notwendig. Mit diesem könnte das berechnete Spülvolumen der Einzelspülversuche verifiziert werden und eine genauere Abflussganglinie (zur Modellierung) definiert werden. Dieser Durchflusssensor wäre außerdem für die Abbildung von Spülversuchsserien äußerst wichtig. Damit könnte das fehlende Spülvolumen ermittelt werden.

Im Wehrbauwerk KS2 ist auch eine Installation eines Q-Sensors anzuraten. Damit könnte festgestellt werden, wie sich die Abflusscharakteristik von einem Wehrbauwerk bis zum nächsten Wehrbauwerk verändert. Dies wäre für die Abschätzung des Überlagerungs- (Zeit-)Punktes von Wellenköpfen unbedingt erforderlich.

6.4 Ausblick

Das Kernstück dieser Arbeit, die Abschätzung der vorhandenen Sohlschubspannung, ist aufgrund dieser Probleme bei der Messung der Fließgeschwindigkeit mit Unsicherheiten behaftet. Diese Unsicherheiten könnten durch weitere Versuche im ZSK und Langzeiterfahrungen - wenn der Speicherkanal einige Zeit in Betrieb war – verringert werden. Es ist anzunehmen, dass die ermittelten Sohlschubspannungen nicht den tatsächlichen Wert der vorhandenen Schubspannungen im Wellenkopf erreichen. Eine Ermittlung des hoch instationären und turbulenten Strömungszustandes an der Wellenfront ist mit analytischen Methoden nicht möglich.

Um das gesamte Abflussgeschehen genauer zu betrachten, ist ein mehrdimensionales Abflussmodell notwendig. Diese genauere Abbildung von Spülversuchen in Form eines 2D-Simulationsmodells bedeutet extrem viel Aufwand, womit eine weitere Masterarbeit zu beschäftigen wäre. Diese vorliegende Arbeit soll als Grundlage für mögliche weitere Masterprojekte bzw. -arbeiten dienen.

Mit einem 2D-Modell könnte die Turbulenz der Spülwellen besser abgebildet werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass vor allem das Ergebnis der Fließgeschwindigkeit besser die realen Bedingungen abbilden würde, da die Wandrauigkeit - inklusive Ablöseeffekten - in einem Modell dieser Art mitberücksichtigt werden könnten.

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Rauigkeitsbeiwerte nach Manning-Strickler k_{st} (Jirka und Lang, 2009)..... 7
Tabelle 2-2: Eigenschaften von Sedimenttypen (Crabtree, 1988) 11
Tabelle 2-3: Kritische Sohlschubspannung τ_{crit}, kritische Fließgeschwindigkeit v_{crit} und Manning-Strickler Rauigkeitsbeiwert k_{st} für Gerinne (Bollrich, 2000)..... 13
Tabelle 2-4: Kritische Sohlschubspannungen für den Erosionsbeginn (Dettmar, 2005)..... 14
Tabelle 2-5: Verfahren der Kanalreinigung und ihre Einsatzbereiche (Dettmar, 2005)..... 16
Tabelle 2-6: Funktionen und Einsatzbereiche von Schwallspüleinrichtungen (Dettmar, 2005)..... 27
Tabelle 2-7: Parameter zur Beschreibung des Reinigungsvermögens einer Schwallwelle (Dettmar, 2005) 27
Tabelle 2-8: Übersicht wesentlicher Feldversuche zur Schwallspülung (Dettmar, 2005)..... 29
Tabelle 2-9: Übersicht wesentlicher Laborversuche zur Schwallspülung (Dettmar, 2005)..... 31
Tabelle 2-10: Übersicht wesentlicher theoretischer Untersuchungen zur Schwallspülung (Dettmar, 2005)..... 32
Tabelle 2-11: Vor- und Nachteile hydrologischer und hydrodynamischer Transportmodelle (Muschalla, 2008) 36
Tabelle 2-12: Vergleich der verwendeten Modellierungsprogramme..... 47
Tabelle 2-13: Reduzierung der entlasteten Schmutzfrachtmengen in den jeweiligen Projektabschnitten (Energie Steiermark, 2010, modifiert)..... 55
Tabelle 2-14: Längen und aktivierbare Volumina des ZSK im Bereich Radetzkybrücke bis Unterwasser MKW Gössendorf (Kainz et al., 2011, modifiziert)..... 56
Tabelle 2-15: Kennwerte zum Spülwehr der Firma ASA (wp.asatechnik.de/kaskadenwehre, Stand 2014-03-22) 62
Tabelle 2-16: Entlastungsabflüsse der MÜ für ein 100-jährliches Bemessungsereignis (Kainz et al., 2007)..... 65
Tabelle 2-17: Höhenkoten und Wasserspiegelhöhen – B25 (Kainz und Gruber, 2006) 65
Tabelle 2-18: Höhenkoten und Wasserspiegelhöhen – L01 (Kainz und Gruber, 2006) 66
Tabelle 2-19: Höhenkoten und Wasserspiegelhöhen – L02 (Kainz und Gruber, 2006) 67
Tabelle 3-1: Unsicherheiten bei der Modellierung des ZSK..... 86

Tabelle 3-2: Abschnitte der Versuchsstrecke des ZSK 90
Tabelle 4-1: Zeitabstände der Wehrabsenkung bei Serienspülversuchen 96
Tabelle 5-1: Übersicht aller durchgeführten Einzelspülversuche im Zeitraum von August bis Dezember 2013 99
Tabelle 5-2: Maximalwerte des Sensors „PCM-Pro“ - Einzelspülversuch I am 09.08.2013 102
Tabelle 5-3: Maximalwerte des Sensors „PCM-Pro“ – Serienspülversuch 11 am 20.11.2013 106
Tabelle 5-4: Maximalwerte Sensor „PCM-Pro“ - Einzelspülversuch XI am 05.12.2013 110
Tabelle 5-5: Ermittlung der Jahreskosten für die untersuchte Schwallspülmethode 112
Tabelle 5-6: Ermittlung der Jahreskosten bei manueller Reinigung 112

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Methodik zur Abschätzung der Sohlschubspannung aus praktisch durchgeführten Spülversuchen 4
Abbildung 2-1: Quer- und Längschnitt eines Gerinnes (Bollrich, 2000) 8
Abbildung 2-2: Verteilung der Sohlschubspannungen in einem Gerinnequerschnitt (Bollrich, 2000) 8
Abbildung 2-3: Bewegungsarten der Sedimentpartikel (Bollrich, 1989) 10
Abbildung 2-4: Kanalreinigung durch Windenzug mithilfe einer Bürste (Panse, 1915) 17
Abbildung 2-5: HD-Reinigungsfahrzeuge: linkes Foto aus den 60er Jahren (Frechen, 1960), mittleres Foto aus den 70er Jahren (ATV, 1982) und rechtes Foto aus den 90er Jahren (Dettmar, 2005). 18
Abbildung 2-6: Kanalreinigung mittels Hochdruckspülverfahren (URL: www.arbeitshilfen-abwasser.de) 19
Abbildung 2-7: Kräfte an einer Kanalreinigungsdüse (ÖWAV, 2003) 20
Abbildung 2-8: Spüleinrichtungen für Abwasserkanäle: Kippzisterne, Spülheber, Spülschieber und Spültür (Dettmar, 2005) 21
Abbildung 2-9: Schwallspülung des „Tiber Creek“ Kanals in Washington D.C. (Powell, 1894) 22
Abbildung 2-10: Phasen eines Spülvorganges (Dettmar, 2005) 23
Abbildung 2-11: Komponenten einer Schwallwelle in einem Abwasserkanal – Kreisquerschnitt (Dettmar, 2005) 24
Abbildung 2-12: Komponenten einer Schwallwelle im Speicherkanal ZSK – Rechteckquerschnitt (Dettmar, 2005, modifiziert) 24
Abbildung 2-13: Schematische Darstellung verschiedener Schwallspüleinrichtungen (Dettmar, 2005) 25
Abbildung 2-14: Dammbruchwelle nach Ritter (Martin, 1983) 28
Abbildung 2-15: Sekundärströmung in einer Welle (Brombach, 1982) 30
Abbildung 2-16: Modellkonzept abzubildender Prozesse (Muschalla, 2008) 35
Abbildung 2-17: Darstellung der Abflusstransformation (Muschalla, 2008) 36
Abbildung 2-18: Grafische Darstellung der Komponenten der Energiegleichung (Maniak, 2005, modifiziert) 40
Abbildung 2-19: Darstellung der Volumsänderung über den Weg und die Zeit (Maniak, 2005) 41
Abbildung 2-20: De Saint Venant´sches Gleichungssystem (Dyck et al., 1995) 42
Abbildung 2-21: Box-Schema nach Preismann (Zielke und Ratke, 2006) 43
Abbildung 2-22: Fudaa-Mascaret im Detail (www.opentelemac.org, Stand 2013-09-11) 46
Abbildung 2-23: Kanalisationssysteme der Stadt Graz – Stand 2011 (Kainz et al., 2011, modifiziert) 48

Abbildung 2-24: Mischwasserüberlaufbauwerke in die Mur (Kainz et al., 2011)..... 49
Abbildung 2-25: Mindestwirkungsgrad der Weiterleitung (Kainz et al., 2011, modifiziert) 50
Abbildung 2-26: Situierung des ZSK im Stadtgebiet von Graz und Position der Murkraftwerke (Holding Graz Services, 2013, modifiziert)..... 53
Abbildung 2-27: Regelprofil "ZSK Standard" (Energie Steiermark, 2010) 55
Abbildung 2-28: Querschnitte zur MW-Bewirtschaftung im zentralen Speicherkanal ZSK ()..... 56
Abbildung 2-29: Betroffene Mischwasserüberlaufbauwerke im Rückstaubereich des MKW Gössendorf (Kainz et al., 2007) 57
Abbildung 2-30: Anschluss eines Entlastungsbauwerks an den ZSK (Holding Graz Services, 2013)..... 58
Abbildung 2-31: Schema ZSK inklusive bestehender Bauwerke (maps.google.at, Stand 2014-03-22) 59
Abbildung 2-32: Konzept zur Anbindung des ZSK an die ARA (Kainz et al., 2011)..... 60
Abbildung 2-33: Kaskadenbauwerk mit Wehranlage, Fa. ASA Technik GmbH (Kainz et al., 2011) 61
Abbildung 2-34: Kanalspülung durch Kaskadenwehr (wp.asatechnik.de/kaskadenwehre, Stand 2014-03-22) 62
Abbildung 2-35: Bau des ZSK und Montage eines Kaskadenwehres (Kainz et al., 2011)..... 63
Abbildung 2-36: Längenschnitt ZSK Puntigamer Brücke – ARA Graz-Gössendorf (Kainz et al., 2007, modifiziert)..... 64
Abbildung 2-37: Zulaufkanal zum „B25“ (Bild links) und Überlaufschwelle (Kainz und Gruber, 2006) 65
Abbildung 2-38: Einmündung des Entlastungskanals „B25“ in den bestehenden Teil des ZSK..... 66
Abbildung 2-39: Ende des Entlastungskanals des „L01“ mit starken Verlandungen im Auslaufbereich, welche von den Sommer-Hochwässern des Jahres 2005 resultierten (Kainz und Gruber, 2006) 66
Abbildung 2-40: Extrem hohe Verlandungen (ca. 2/3 der Profilhöhe) am Ende des Entlastungskanals des Entlastungsbauwerkes „L02“ (Kainz und Gruber, 2006) 67
Abbildung 2-41: Hydraulisches Konzept des ZSK – Bauabschnitt BA 70 (Kainz et al., 2011, modifiziert) 68
Abbildung 2-42: Verteilbauwerk KS0 - Horizontalschnitt 69
Abbildung 2-43: Längsschnitt des Verbindungskanal zwischen ZSK und Zulaufkanal zur ARA Graz-Gössendorf (Kainz et al., 2007, modifiziert) 69

Abbildung 2-44: Verteilbauwerk KS1 – Horizontalschnitt (Holding Graz Services, 2011) 70
Abbildung 2-45: Schematische Darstellung von Wehrbauwerk KS2 und Bild einer Spülwelle (Kainz et al., 2011) 71
Abbildung 2-46: Wehrbauwerk KS2 – Längsschnitt (Holding Graz Services, 2011) 72
Abbildung 2-47: Wehrbauwerk KS2 - Querschnitt (Holding Graz Services, 2011) 72
Abbildung 2-48: Nahaufnahme des Wehres KS2 73
Abbildung 2-49: Bewirtschaftung des ZSK ohne Unterteilung/mit Unterteilung in Kaskaden 74
Abbildung 3-1: Messprinzip des Radar-Höhenstandssensors Vegapuls (www.vega.com, Stand 2013-08-21) 76
Abbildung 3-2: Messprinzip des mobilen Durchflussmesssystems PCM-Pro (www.nivus.de, Stand 2014-03-22) 77
Abbildung 3-3: Methode der Ultraschall-Kreuzkorrelation durch Doppelscan der Partikel (www.nivus.de, Stand 2014-03-22) 77
Abbildung 3-4: Ermitteltes Strömungsprofil des mobilen Durchflussmesssystems PCM-Pro (www.nivus.de, Stand 2014-03-22) 78
Abbildung 3-5: Installationsort des mobilen Durchflussmesssystems PCM-Pro an der Sohle des ZSK am Wehrbauwerk KS2 78
Abbildung 3-6: Spülkammer mit Schieber KSZ und Wehr KS3 79
Abbildung 3-7: Blick von oben in das Schieberbauwerk KSZ – am Beginn des Füllvorgangs der Spülkammer 79
Abbildung 3-8: Wehrbauwerk KS3 mit Sensorik 80
Abbildung 3-9: Wehrbauwerk KS2 mit Sensorik 81
Abbildung 3-10: Steuerungskasten am Wehrbauwerk KS3 82
Abbildung 3-11: Bedienpanel im PLS – Fernsteuerung des Schiebers KSZ 83
Abbildung 3-12: Bedienpanel im PLS – Steuerung des Wehres 83
Abbildung 3-13: Steuerung des Spülschiebers direkt am Schieberbauwerk KSZ 84
Abbildung 3-14: Saugstrudel während der Befüllung der Spülkammer (links); Einströmen der Murwassers in die Spülkammer (rechts) 85
Abbildung 3-15: Modellbereich (Versuchsstrecke) für Simulationsberechnungen (maps.google.org, Stand 2014-03-22) 87
Abbildung 3-16: Einzelspülversuche - Definition des Abflussvolumens in Mike Urban 88
Abbildung 3-17: Spülversuchsserie - Definition des Abflussvolumens in Mike Urban 89

Abbildung 3-18: Einzelspülversuch - Definition der Abflusscharakteristik in Fudaa-Mascaret 90
Abbildung 3-19: Einzelspülversuch - Definition des Abflussvolumens in Fudaa-Mascaret 91
Abbildung 3-20: Serienspülversuch - Definition der Abflusscharakteristik in Fudaa-Mascaret 91
Abbildung 3-21: Serienspülversuch - Definition des Abflussvolumens in Fudaa-Mascaret 92
Abbildung 4-1: Vorlage eines Protokolls zur Dokumentation eines Spülversuchs am ZSK 94
Abbildung 4-2: Kameraaufzeichnung am Wehrbauwerk KS2 vor (links) bzw. beim Eintreffen (rechts) einer Spülwelle (Holding Graz, 2011) 95
Abbildung 4-3: Wehrbauwerk KS2 mit eingebrachten Sedimentsteinen – dreifärbig markiert 97
Abbildung 4-4: Versuchsprotokoll ausgefüllt – Einzelspülversuch XI 98
Abbildung 5-1: Gegenüberstellung Spülvolumen zu Wassertiefe der durchgeführten Einzelspülversuche im Zeitraum von August bis Dezember 2013 100
Abbildung 5-2: Mittelwert aller gemessenen Datenreihen im Wehrbauwerk KS2 – Höhenstand 101
Abbildung 5-3: Mittelwert aller gemessenen Datenreihen im Wehrbauwerk KS2 – Fließgeschwindigkeit 101
Abbildung 5-4: Vergleich Einzelspülversuch I am 09.08.2013 – Wassertiefe 102
Abbildung 5-5: Vergleich Einzelspülversuch I am 09.08.2013 – Fließgeschwindigkeit 103
Abbildung 5-6: Vergleich Einzelspülversuch I am 09.08.2013 – Sohlschubspannung 104
Abbildung 5-7: Mittelwert aller Versuchsserien im Wehrbauwerk KS2 – Höhenstand 105
Abbildung 5-8: Mittelwert aller Versuchsserien im Wehrbauwerk KS2 – Fließgeschwindigkeit 106
Abbildung 5-9: Vergleich Serienspülversuch 11 am 20.11.2013 – Höhenstand 107
Abbildung 5-10: Vergleich Serienspülversuch 11 am 20.11.2013 - Fließgeschwindigkeit 108
Abbildung 5-11: Vergleich Serienspülversuch 11 am 20.11.2013 – Sohlschubspannung 108
Abbildung 5-12: Einzelspülversuch XI (mit Sedimenteinbringung) am 05.12.2013 im Wehrbauwerk KS2 – Höhenstand 109
Abbildung 5-13: Einzelspülversuch XI (mit Sedimenteinbringung) am 05.12.2013 im Wehrbauwerk KS2 – Fließgeschwindigkeit 109

Abbildung 5-14: Vergleich Einzelspülversuch XI am 05.12.2013 – Sohlschubspannung 110
Abbildung 5-15: Einzelspülversuch XI (mit Sedimenteinbringung) am 05.12.2013 im Wehrbauwerk KS2 Position der Versuchssedimente vor / nach dem Spülversuch 110
Abbildung 5-16: Position der Versuchssedimente nach dem Spülversuch – Verschiebeweg in cm 111

Literaturverzeichnis

Aigner, D. (1994): Hydromechanische Grundlagen der Schwallspülung, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden

Artières, O. (1988): Bildung und Remobilisierung von Ablagerungen in Mischkanalisationen, Korrespondenz Abwasser, 35. Jahrgang, 10/88

ATV (1997): Kanalreinigung mit dem Hochdruckspülverfahren, Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 1.7.3 – Regeln für den Kanalbetrieb (TC 165/ WG 22) im ATV-Fachausschuss 1.7 – Betrieb und Unterhalt, Korrespondenz Abwasser 4/97

ATV (1982): Lehrbuch und Handbuch der Abwassertechnik, 3. Auflage, Band II: Entwurf und Bau von Kanalisationen und Abwasserpumpwerken, Herausgeber: Abwassertechnische Vereinigung e. V., Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin

Bollrich, G. und Preissler, G. (2000). Technische Hydromechanik, Band 1, Grundlagen. Berlin : Verlag für Bauwesen, (2000).

Bollrich, G., Martin H., Preissler, G. (1989). Technische Hydromechanik, Band 2, Spezielle Probleme. Berlin : Verlag für Bauwesen, (1989).

Brombach, H. (1982): Zwei Experimente zum Stofftransport im Mischwasserkanal, Korrespondenz Abwasser, 29. Jahrgang, 5/82

Crabtree, R. (1988): A classification of combined sewer sediment types and characteristics, WRc Engineering, Report ER 324 E

Dettmar, J. (2005): Beitrag zur Verbesserung der Reinigung von Abwasserkanälen, Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Aachen.

Dettmar, J. und Staufer P. (2005): Behavior of the Activated Storage-Volume of Flushing Waves on Cleaning Performance, 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen/Denmark, 21-26 August 2005

Dorfmann, C. (2006): Optimierung der Ab- und Aufstauvorgänge bei Stauraumspülungen an der Oberen Mur, Diplomarbeit, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz

Dyck, S. und Peschke, G. (1995): Grundlagen der Hydrologie, Verlag für Bauwesen, Berlin

Energie Steiermark (2010): Zentraler Speicherkanal - Wasserrechtliche Einreichung - BA71 Puntigamer Brücke bis Hortgasse, Energie Steiermark, Graz

Frechen, B. (1960): Erste Erfahrungen bei der Kanalreinigung mit HD-Strahlwasser, Abwassertechnische Vereinigung e. V., Münchener Tagung, ZfGW-Verlag GmbH, Frankfurt/Main

European-Commission (2000). Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2000 establishing a framework for Community action in the field of water policy. Official Journal of the European Communities 43(L327), 1- 71.

Gatke, D. und Borcherding, H. (1996): Cso-tunnel cleaning by a long-distance flushing wave – simulation and experiments, 7th Int. Conference on Urban Storm Drainage, 9-13 September 1996, Hannover, Germany

Geib, M,, Wielenberg, M., Heyer, M. (2007): Reinigung von Abwasserkanälen durch Hochdruckspülung, Schriftenreihe aus dem Institut für Rohrleitungsbau – Band 11, Oldenburg, Germany

Gendreau, N., Le Guennec, B., Poinot-Chazel, J.P., Sechet, P. (1993): Sediment motion under flood wave use of partial release of stored water by a weir, 6th Int. Conference on Urban Storm Drainage, 12-17 September 1993, Niagara Falls, Ontario, Canada

Hofer, T. (2012): Validierung, Charakterisierung und Klassifizierung von Mischwasserereignissen für das Einzugsgebiet Graz-West R05, Diplomarbeit, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Graz

Holding Graz Services (2011): Ausführungspläne zum Bau des ZSK – BA 70, Holding Graz Services GmbH, Graz

Holding Graz Services (2013): Präsentation zum Projekt iZSK – Mischwasserbewirtschaftung der Stadt Graz, Holding Graz Services GmbH, Graz

Illi, M. (1987): Von der Schissgruob zur modernen Stadtentwässerung, Verlag Neue Züricher Zeitung

Jirka, G. H. und Lang, C. (2009): Einführung in die Gerinnehydraulik, Universitätsverlag Karlsruhe

Kainz, H. und Gruber, G. (2006): Mischwasserentlastungen der Stadt Graz in den Rückstaubereich des geplanten Murkraftwerks Gössendorf - Strategien und Lösungsansätze, Graz : Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Graz, (2006)

Kainz, H., Gamerith, V., Gruber, G. (2010): Murkraftwerk Graz - Einreichprojekt zum UVP Verfahren, Graz : Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Graz, (2010)

Kainz, H., Soleiman, A., Sprung, W. (2007): Mischwasserbewirtschaftung Graz - Konzept - Mischwasserbewirtschaftung Puntigamer Brücke bis Kläranlage Graz, Graz : Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Graz, (2007)

Kainz, H., Sprung, W., Maurer, G., Pirkner, W., Gamerith, V., Gruber, G. (2011): Speicherkanäle für die Mischwasserbewirtschaftung in Graz, Aqua Urbanica 2011. 01.-03.05.2011, Graz, Niederschlags- und Mischwasserbewirtschaftung im urbanen Bereich, Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, Band 62, Graz: Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Graz, (2011)

LAWA (2005). Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinien), Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), LAWA-Unterausschuss Wirtschaftlichkeitsfragen in der Wasserwirtschaft

Lorenzen, A., Ristenpart, E., Pfuhl, W. (1996): Reinigung von Abwasserkanälen durch Schwallspülung, Korrespondenz Abwasser, 44. Jahrgang, 11/97, Berlin

Martin, H. und Bollrich, G. (1983): Berechnungsgrundlagen für Schwall- und Sunkwellen sowie Dammbruchprobleme, Symposium: Hydraulik offener Gerinne, Wiener Mitteilungen Wasser, Abwasser, Gewässer

Maniak, U. (2005): Hydrologie und Wasserwirtschaft (Hydrology and Water Management). Springer Verlag, Berlin - Heidelberg

Muschalla, D. (2008): Vorlesungsunterlagen "Modellierung in der Siedlungswasserwirtschaft", Institut für SWW, TU Graz

Mtalo, F. (1988): Geschiebeabzug aus Kanälen mit Hilfe von Wirbelröhren, Dissertation, Institut für Bauingenieurwesen, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

ÖWAV (2007): ÖWAV - Regelblatt 19 - Richtlinien für die Bemessung von Mischwasserentlastungen, Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband, Wien, Österreich, (2007)

ÖWAV (1989): ÖWAV - Regelblatt 22 - Richtlinien für die Kanalwartung und Kanalerhaltung, Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband, Wien, Österreich, (1989)

ÖWAV (2003): ÖWAV - Regelblatt 34 - Hochdruckreinigung von Kanälen, Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband, Wien, Österreich, (2003)

Panse, C. (1915): Spezialfabrikation von Kanalreinigungsgeräten, Katalog B, Fabrik für Städtebedarf, Wetzlar

Pirkner, W. (2009): Anschluss des Hauptsammlerentlastungskanals an die Kläranlage Gössendorf - Hydraulische Nachweise, Graz : s.n., (2009)

Powell, F. (1894): The tiber creek sewer flush gates, Engineering News and American Railway Journal, Washington D. C.

Raudviki, A. (1990): Loose boundary hydraulics, Third, Pergamon Press, Oxford

Ristenpart, E. (1995): Feststoffe in der Mischwasserkanalisation – Vorkommen, Bewegung und Verschmutzungspotential, Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz, Hannover

Schaffner, J. (2008): Numerical Investigations on the Function of Flush Waves in a Reservoir Sewer, Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie, TU Darmstadt

Staufer, P. (2010): Ein probabilistisches Verfahren für die Bestimmung ablagerungskritischer Teilbereiche einer Mischkanalisation, Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, RWTH Aachen

Stotz, G. und Krauth, K. (1986): Depositions in combined sewer and their flushing behaviour, Int. Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data, Dubrovnik

Strell, M. (1913): Die Abwasserfrage ihrer geschichtlichen Entwicklung von den ältesten Zeiten bis zur Gegenwart, Verlag von F. Leineweber, Leipzig

Ulrich, H. (1929): Über die Reinhaltung der Stadtkanäle, Eine technische Studie als Beitrag zur Kanalisationsliteratur, Dissertation, TH Berlin, Buchdruckerei Julius Abel GmbH, Greifswald

WRG (1959). Wasserrechtsgesetz. In: idF. BGBl. I Nr. 14/2011, Republik Österreich, Wien.

Zielke, W.; Ratke, R.: „Prozesssimulation“, Vorlesungsskript, Institut für Strömungsmechanik und elektronisches Rechnen im Bauwesen, Universität Hannover, 2006 Bollrich G. (2007). Technische Hydromechanik 1 - Grundlagen. Huss Verlag, Berlin, Germany.