

Universität Stuttgart



Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung
Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft

Masterarbeit

3-D morphodynamische Modellierung der Schwarzenbachtalsperre -

Modellerstellung, Sensitivitätsanalyse und Plausibilisierung

Kilian Mouris
Däumlingweg 13
70567 Stuttgart

Matrikelnummer: 2724533

Betreuer: Dipl.-Ing. Felix Beckers und Stefan Haun, Ph.D.
Prüfer: Prof. Dr.-Ing. Silke Wiprecht
Tag der Einreichung: 06.11.2017

Selbstständigkeits- und Bibliothekserklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die vorgelegte Masterarbeit eigenständig verfasst und keine anderen als die im Literaturverzeichnis angegebenen Quellen, Darstellungen und Hilfsmittel benutzt habe. Dies trifft insbesondere auch auf Quellen aus dem Internet zu. Alle Textstellen, die wortwörtlich oder sinngemäß anderen Werken oder sonstigen Quellen entnommen sind, habe ich in jedem einzelnen Fall unter genauer Angabe der jeweiligen Quelle, auch der Sekundärliteratur, als Entlehnung gekennzeichnet.

Ich habe diese Arbeit in gleicher oder ähnlicher Form noch keiner Prüfungsbehörde vorgelegt.

Ich stimme ausdrücklich zu, dass meine Masterarbeit mit dem Titel „3-D morphodynamische Modellierung der Schwarzenbachtalsperre – Modellerstellung, Sensitivitätsanalyse und Plausibilisierung“ nach Beendigung der Prüfung zu wissenschaftlichen Zwecken in den Bibliotheken des Instituts für Wasser- und Umweltsystemmodellierung der Universität Stuttgart aufgestellt und zugänglich gemacht wird (Veröffentlichung nach § 6 Abs.1 UrhG).

Stuttgart, 6.November 2017

Kilian Mouris

Kurzfassung

Die Anwendung dreidimensionaler numerischer Modelle hat im vergangenen Jahrzehnt besonders in der Wasserbaupraxis an Bedeutung gewonnen. Ein Grund dafür ist die unzureichende Abbildung komplexer dreidimensionaler Strömungsverhältnisse durch die standardmäßig verwendeten ein- und zweidimensionalen Modelle. Insbesondere bei der Durchführung morphodynamischer Simulationen, beispielsweise zur Prognose von Sedimentationsvorgängen in Stauräumen, ist es notwendig, diese dreidimensionalen Strömungsverhältnisse zu berücksichtigen. Infolgedessen wird im Rahmen der vorliegenden Masterarbeit das 3-D numerische Modell SSIIM 2 zur Simulation der Strömungs- und Sedimentationsvorgänge innerhalb der Schwarzenbachtalsperre eingesetzt und verwendet.

Die Schwarzenbachtalsperre befindet sich im Nordschwarzwald und wurde 1926 als Oberbecken eines Pumpspeicherwerkwerkes erbaut. Der Stauraum hat ein Fassungsvermögen von 14,4 Mio. m³ und wird durch das zugepumpte Wasser sowie durch drei natürliche Zuflüsse gespeist. Zwei der natürlichen Zuflüsse befinden sich im Bereich der Stauwurzel, wohingegen ein Überleitungsstollen lateral in den Stauraum mündet.

Nach der Erstellung des Berechnungsgitters werden hydrodynamische Modelltests, zur Untersuchung des Einflusses verschiedener Algorithmen und Parameter auf die Lösungen des numerischen Modells, durchgeführt. Im Zuge dessen werden unter anderem verschiedene Sohlrauheiten, Interpolationsverfahren, Turbulenzmodelle sowie der Einfluss des Windes untersucht. Dabei ergibt sich, bedingt durch den Überleitungsstollen, in allen Simulationen ein komplexes Strömungsfeld mit zwei großen Zirkulationszonen im mittleren Bereich des Stauräumes. Anhand der Untersuchungsergebnisse lässt sich erkennen, dass das Strömungsfeld primär durch die Wahl des Interpolationsverfahrens und die Implementierung des Windes beeinflusst wird. Eine hydrodynamische Plausibilisierung des erstellten numerischen Modells erfolgt auf Grundlage von stationären ADCP-Messungen aus dem Jahre 2016. Die Ergebnisse zeigen, dass die simulierten und gemessenen Geschwindigkeiten eine vergleichbare Charakteristik aufweisen und das Modell nachvollziehbar auf veränderte hydraulische Randbedingungen reagiert. Allerdings werden die Strömungsgeschwindigkeiten während des Pump- und Turbinenbetriebes unterschätzt.

Abschließend werden morphodynamische Simulationen zur Untersuchung der Sedimentationsvorgänge durchgeführt. Dazu werden verschiedene Szenarien simuliert, welche sich hinsichtlich des Wasserstandes, der natürlich zufließenden Wassermenge, des Interpolationsverfahrens und der Berücksichtigung des Windes unterscheiden. Die Ergebnisse demonstrieren, dass der Verlauf der Schwebstoffkonzentration und das Depositionsmuster primär durch die natürlich zuströmende Wassermenge und den Wasserstand beeinflusst werden. Der Einfluss des Windes oder des Interpolationsverfahrens ist vergleichsweise gering. Da der Wasserstand ein Betriebsparameter der Talsperre ist, kann durch dessen Steuerung auf die Sedimentabagerungen im Stauraum Einfluss genommen werden.

Abstract

Three-dimensional numerical modelling has become particularly important in hydraulic engineering during the last decade. One reason is that the application of one- or two-dimensional numerical models is in many cases, for instance in modelling reservoirs, not adequate due to complex occurring three-dimensional flow fields. Especially in morphodynamic modelling, e.g. to predict sedimentation processes, it is essential to take these three-dimensional effects into account. Therefore, in this master thesis the fully three-dimensional numerical model SSIIM 2 is applied to simulate the flow situation, the suspended sediment transport and the sedimentation processes within the Schwarzenbach Reservoir in Germany.

The Schwarzenbach Reservoir is located in the northern Black Forest and was built in 1926 to serve as an upper reservoir in a hydro-electric pump storage system. The reservoir has a total storage capacity of 14.4 million m³ and is fed by three natural tributaries as well as the additional pumped water. Two surface inflows are located at the head and one transition mouths laterally into the reservoir.

Hydrodynamic simulations are carried out in a first step to assess the influence of different algorithms and parameters on the calculated flow field. Among these are simulations to test the effect of wind, different turbulence models, different roughness values and different discretization schemes. All simulations show a complex flow field with two large (re-)circulation zones in the middle of the reservoir, mainly as a result of the lateral inflow from the transition tunnel. Thereby, the influence of wind and the different discretization schemes on the flow field can be seen. To assess the performance of the model, a plausibility check is performed based on stationary ADCP measurements from 2016. Comparisons illustrate comparable patterns and characteristics. However, the numerical model underestimates the velocity magnitude during pumping and turbine operation.

Morphodynamic simulations are carried out in a second step to compute the suspended sediment distribution and to investigate deposition patterns within the reservoir. Nine scenarios are simulated, which differ in terms of water level and inflow conditions as well as in the applied upwind schemes and whether the wind is considered. The results of the morphodynamic simulations demonstrate that the suspended sediment distribution and the deposition pattern are mainly influenced by the inflow discharge and the operation level of the reservoir. Modified discretization schemes or a consideration of wind has a minor influence on the suspended sediment concentration pattern and the sediment depositions. Since the water level can be managed by the operator, its regulation can influence the sediment depositions within the reservoir.

Inhalt

Abbildungsverzeichnis.....	VIII
Tabellenverzeichnis.....	XI
Abkürzungsverzeichnis.....	XII
Symbolverzeichnis	XIII
1 Einleitung	1
1.1 Motivation	1
1.2 Aufgabenstellung & Zielsetzung.....	2
2 Die Schwarzenbachtalsperre	3
2.1 Das Rudolf-Fettweis-Werk	3
2.1.1 Das Murgwerk	4
2.1.2 Das Niederdruckwerk in Forbach.....	4
2.1.3 Das Raumünzachwerk.....	4
2.1.4 Das Schwarzenbachwerk	5
2.2 Der Schwarzenbachstausee	6
2.2.1 Hydrologie	7
2.2.2 Pumpspeicherbetrieb.....	10
2.2.3 Morphologie.....	12
3 Dreidimensionale numerische Modellierung	14
3.1 Numerische Berechnungsverfahren.....	14
3.1.1 Räumliche Diskretisierung	14
3.1.2 Zeitliche Diskretisierung.....	15
3.1.3 Stabilität und Konvergenz.....	15
3.1.4 Relaxationskoeffizienten	17
3.1.5 Mehrgitterverfahren (Multigrid Method).....	17
3.1.6 Interpolationsmethoden	18
3.2 Berechnungsgitter.....	21
3.2.1 Klassifizierung	22
3.2.2 Qualitätskriterien.....	23
3.2.3 Erstellung des Berechnungsgitters in SSIIM 2	24
3.3 Hydrodynamische Modellierung.....	25
3.3.1 Reynolds-gemittelte Navier-Stokes-Gleichungen.....	25

3.3.2	Turbulenzmodelle	26
3.3.3	Wasserspiegel und Druckverteilung.....	28
3.3.4	Randbedingungen	28
3.3.5	Wind	30
3.4	Morphodynamische Modellierung	31
3.4.1	Allgemeines zum Sedimenttransport	31
3.4.2	Schwebstofftransport	32
3.4.3	Geschiebetransport	33
3.4.4	Berechnung der Sinkgeschwindigkeit	33
3.4.5	Sohlschubspannungen	35
4	Erstellung des Berechnungsgitters.....	36
4.1	Geländedaten.....	36
4.2	Möglichkeiten zur Erstellung des Berechnungsgitters	38
4.3	Gittererstellung aus einem Block mittels „Wetting and Drying“-Algorithmus	38
4.4	Bewertung hinsichtlich der Qualitätskriterien.....	41
5	Stationäre Modelltests.....	42
5.1	Untersuchung zum Einfluss der Rauheit	44
5.1.1	Durchführung	44
5.1.2	Ergebnis	44
5.2	Untersuchung zum Einfluss des Turbulenzmodells.....	46
5.2.1	Durchführung	46
5.2.2	Ergebnis	46
5.3	Untersuchung zum Einfluss des Interpolationsverfahrens.....	47
5.3.1	Durchführung	47
5.3.2	Ergebnis	48
5.4	Untersuchung zum Einfluss der Wandgesetze.....	49
5.4.1	Durchführung	49
5.4.2	Ergebnis	49
5.5	Untersuchungen zum Einfluss des Windes	50
5.5.1	Durchführung	50
5.5.2	Ergebnis	51
5.6	Gewonnene Erkenntnisse	52
6	Instationärer Modelltest	54

6.1	Untersuchungen zum Absenken des Wasserspiegels	54
6.1.1	Durchführung	54
6.1.2	Konvergenzverhalten	56
6.1.3	Berechnung des freien Wasserspiegels	58
6.1.4	Implementierung der Randbedingungen	59
6.2	Gewonnene Erkenntnisse	62
7	Hydrodynamische Plausibilisierung	63
7.1	Datengrundlage	63
7.1.1	Unsicherheiten der Messung	64
7.1.2	Bearbeitung der Messwerte	65
7.2	Durchführung	66
7.2.1	Initiale Strömungsfelder	66
7.2.2	Plausibilisierungssimulationen	68
7.3	Ergebnis	71
7.3.1	Simulierte Geschwindigkeiten	71
7.3.2	Verlauf der Residuen	73
7.3.3	Vergleich der simulierten mit den gemessenen Geschwindigkeiten	75
7.4	Diskussion	80
8	Untersuchung der Sedimentationsvorgänge	84
8.1	Durchführung	84
8.2	Ergebnis	87
8.2.1	Schwebstoffkonzentration	87
8.2.2	Korngrößenverteilung an der Sohle	92
8.3	Diskussion	94
9	Zusammenfassung und Ausblick	97
Literaturverzeichnis	101	
Anhang	107	
Anhang A: Erstellung des Berechnungsgitters	107	
Anhang B: Stationäre Modelltests	108	
Anhang C: Hydrodynamische Plausibilisierung	109	
Anhang D: Untersuchung der Sedimentationsvorgänge	110	
Anhang E: Daten CD	113	

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Räumliche Übersicht über die Anlagen des Rudolf-Fettweis-Werkes (nach Deutsches TalsperrenKomitee e.V. (Hrsg.) 2013, S. 23).....	3
Abbildung 2-2: Schematische Schnittdarstellung des Rudolf-Fettweis-Werkes (nach Übersichtstafel der EnBW Kraftwerke AG)	5
Abbildung 2-3: Luftbild des Schwarzenbachstausees mit gekennzeichneten Zuflüssen und Entnahmeturm (nach BGL Boos 2008)	6
Abbildung 2-4: Mittlere natürliche Monatszuflüsse in den Schwarzenbachstausee für den Zeitraum von 2005 bis 2015.....	7
Abbildung 2-5: Prozentualer Anteil der natürlichen Zuflüsse am mittleren natürlichen Gesamzufluss und mittlerer Zufluss der einzelnen Zubringer für den Zeitraum von 2005 bis 2015	8
Abbildung 2-6: Boxplot-Diagramm zur Visualisierung der Wasserstände für den Zeitraum von 2005 bis 2015 und Darstellung des minimalen und maximalen Betriebswasserspiegels	10
Abbildung 2-7: Prozentualer Anteil der verschiedenen Zuflüsse und des Pumpwassers am zugeflossenen Gesamtvolumen für den Zeitraum von 2005 bis 2015	11
Abbildung 2-8: Perzentilwerte d10, d50 und d90 der entnommenen Oberflächenproben in Abhängigkeit zum Abstand zur Staumauer	13
Abbildung 3-1: Instabiler Verlauf eines iterativen Berechnungsverfahrens (nach Olsen 2012, S. 75)	16
Abbildung 3-2: Schematische Darstellung des Mehrgitterverfahrens an einem zweidimensionalen Beispiel mit drei Gittern (nach Olsen 2012, S. 76)	17
Abbildung 3-3: Visualisierung verschiedener Interpolationsmethoden zur Ermittlung der Variablenwerte an der Seitenfläche f in einem eindimensionalen äquidistanten Berechnungsgitter.....	20
Abbildung 3-4: Beispiel für ein strukturiertes (links) und unstrukturiertes (rechts) zweidimensionales Berechnungsgitter.....	22
Abbildung 3-5: Zellen A und B als Beispiel zur Erläuterung der Qualitätskriterien (nach Olsen 2012, S. 51).....	23
Abbildung 3-6: Schnitt durch ein dreidimensionales Berechnungsgitter am Beispiel der Schwarzenbachtalsperre	24
Abbildung 3-7: Geschwindigkeitsverlauf einer turbulenten Strömung (nach Olsen 1999, S. 24).....	25
Abbildung 4-1: Vermessene Sohllagen des Schwarzenbachstausees am 29.3.2012 mit Uferlinie nach LUBW.....	36

Abbildung 4-2: Zur Erstellung des Berechnungsgitters angepasste Sohllagen des Schwarzenbachstausees	37
Abbildung 4-3: Darstellung des strukturierten zweidimensionalen Berechnungsgitters und der in SSIIM 2 eingelesenen Geländedaten	39
Abbildung 4-4: Draufsicht des erstellten dreidimensionalen Berechnungsgitters bei einem Wasserstand von 668,5 m ü. NN	40
Abbildung 5-1: Darstellung der tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeit und Strömungsrichtung unter Anwendung der Standard-Konfiguration	43
Abbildung 5-2: Räumliche Verteilung der Sohlschubspannungen für vier verschiedene Rauheiten	45
Abbildung 5-3: Räumliche Verteilung der Sohlschubspannungen für einen Wasserstand von 668 m ü. NN (links) und 659,4 m ü. NN (rechts)	46
Abbildung 5-4: Vergleich des Strömungsfeldes im nordwestlichen Bereich des Stauraumes unter Anwendung des POW-Verfahrens (links) und SOU-Verfahrens (rechts)	48
Abbildung 5-5: Oberflächennahes Strömungsfeld ohne Berücksichtigung des Windes (links) und mit einer implementierten Windstärke von 1,57 m/s (rechts)	51
Abbildung 6-1: Zeitlicher Verlauf der Residuen mit initialem Strömungsfeld/Simulation 1 (links) und ohne initiales Strömungsfeld/Simulation 2 (rechts)	56
Abbildung 6-2: Zeitlicher Verlauf der Residuen mit innerem Zeitschritt/Simulation 5 (links) und ohne inneren Zeitschritt/Simulation 6 (rechts)	57
Abbildung 6-3: Physikalisch nicht plausibler Wasserspiegel nach 580 Iterationen am Beispiel der Simulation 1	59
Abbildung 6-4: Lage des sohnahen Abflusses (grünes Rechteck) und Darstellung der Strömungsgeschwindigkeiten während verschiedener Wasserstände in Simulation 3	60
Abbildung 7-1: Lage des ADCP-Gerätes während der Messkampagne im Schwarzenbachstausee	63
Abbildung 7-2: Zeitlicher Verlauf der hydraulischen Randbedingungen für den Plausibilisierungszeitraum 1 vom 23.07.2016 bis zum 27.07.2016	69
Abbildung 7-3: Zeitlicher Verlauf der hydraulischen Randbedingungen für den Plausibilisierungszeitraum 2 vom 01.08.2016 bis zum 06.08.2016	70
Abbildung 7-4: Zeitlicher Verlauf der simulierten Geschwindigkeiten in Richtung Norden und Osten während der Plausibilisierungssimulation 1	71
Abbildung 7-5: Zeitlicher Verlauf der simulierten Geschwindigkeiten in Richtung Norden und Osten während der Plausibilisierungssimulation 2	72
Abbildung 7-6: Zeitlicher Verlauf der Residuen für die Kontinuitätsgleichung während der Plausibilisierungssimulation 1	73

Abbildung 7-7: Zeitlicher Verlauf der Residuen für die Geschwindigkeits- und Turbulenzgleichungen während der Plausibilisierungssimulation 1.....	74
Abbildung 7-8: Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeit in Richtung Osten für den Plausibilisierungszeitraum 1	75
Abbildung 7-9: Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeit in Richtung Norden für den Plausibilisierungszeitraum 1	76
Abbildung 7-10: Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeit in Richtung Osten für den Plausibilisierungszeitraum 2	77
Abbildung 7-11: Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeit in Richtung Norden für den Plausibilisierungszeitraum 2	78
Abbildung 7-12: Vergleich der mittleren simulierten und mittleren gemessenen Geschwindigkeit im Bereich der ADCP-Messung	79
Abbildung 7-13: Einfluss der Zirkulationszone auf die Geschwindigkeit im Bereich der ADCP-Messung	80
Abbildung 8-1: Verlauf der Gesamtschwebstoffkonzentration (links) und Verlauf der Schwebstoffkonzentration für $d = 5,09 \mu\text{m}$ (rechts) in Szenario 3.....	87
Abbildung 8-2: Verlauf der Schwebstoffkonzentration für $d = 5,09 \mu\text{m}$ in den Szenarien 1 bis 9	88
Abbildung 8-3: Verlauf der Schwebstoffkonzentration ($d = 5,09 \mu\text{m}$) unter Anwendung des SOU-Verfahrens (links) und POW-Verfahrens (rechts) für das Szenario 2.....	90
Abbildung 8-4: Verlauf der Schwebstoffkonzentration ($d = 5,09 \mu\text{m}$) mit (links) und ohne (rechts) Implementierung des Windes.....	90
Abbildung 8-5: Korngrößenverteilung über die Geometrie des Schwarzenbachstausees nach Simulation der Szenarien 1, 2 und 3.....	92

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Statistische Auswertung der natürlichen Zuflüsse des Schwarzenbachstausees für den Zeitraum von 2005 bis 2015.....	9
Tabelle 3-1: Empirische Konstanten zur Lösung des Standard $k-\epsilon$ Turbulenzmodells.....	27
Tabelle 4-1: Gesamtzahl der Zellen und maximale Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung in Abhängigkeit zum Wasserstand	41
Tabelle 5-1: Im Rahmen der stationären Modelltests verwendete Durchflüsse	42
Tabelle 5-2: Zur stationären Simulation verwendete Relaxationskoeffizienten	42
Tabelle 5-3: Zur instationären Simulation unter stationären Bedingungen verwendete Relaxationskoeffizienten	43
Tabelle 5-4: Im Rahmen der stationären Modelltests untersuchte Rauheiten.....	44
Tabelle 6-1: Im Rahmen des instationären Modelltests untersuchte numerische Parameter, Anfangs- und Randbedingungen	55
Tabelle 7-1: Zu- und Abflüsse zur Simulation des initialen Strömungsfeldes.....	67
Tabelle 7-2: Relaxationskoeffizienten zur Erstellung des initialen Strömungsfeldes	67
Tabelle 7-3: Zur stationären Plausibilisierung implementierte Durchflüsse der Zu- und Abflussrandbedingungen	70
Tabelle 8-1: Sinkgeschwindigkeit und charakteristischer Durchmesser der einzelnen Kornfraktionen	84
Tabelle 8-2: Morphodynamisch simulierte Szenarien zur Untersuchung der Sedimentationsvorgänge.....	85

Abkürzungsverzeichnis

ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler
CFD	Computational Fluid Dynamics
EnBW	Energie Baden-Württemberg AG
NTNU	Technisch-Naturwissenschaftliche Universität Norwegens
POW	Power-Law(-Verfahren)
QUICK	Quadratic Interpolation for Convective Kinematics(-Verfahren)
RNG	Renormalization-Group
SD	Standardabweichung
SOU	Second-Order-Upstream(-Verfahren)
SSIIM	Sediment Simulation in Intakes with Multiblock option
TVD	Total-Variation-Diminishing(-Verfahren)

Symbolverzeichnis

a	Referenzhöhe zur Berechnung der sohlnahen Schwebstoffkonzentration	m
Ar	Archimedes-Zahl	-
c	Schwebstoffkonzentration	-
c_{1e}	empirische Konstante Standard κ - ϵ Turbulenzmodell	-
c_{2e}	empirische Konstante Standard κ - ϵ Turbulenzmodell	-
c_D	Reibungskoeffizient	-
CFL	Courant-Friedrichs-Lowy-Zahl	-
C_l	Koeffizient zur Berechnung der Sinkgeschwindigkeit nach Ahrens	-
C_t	Koeffizient zur Berechnung der Sinkgeschwindigkeit nach Ahrens	-
$c_{Sohle,i}$	sohlnahe Schwebstoffkonzentration der i-ten Kornfraktion	-
c_μ	empirische Konstante Standard κ - ϵ Turbulenzmodell	-
d	Korndurchmesser	m
d_i	Durchmesser der i-ten Kornfraktion	m
f	Reduktionsfaktor bei Anwendung des Power-Law-Verfahrens	-
g	Schwerebeschleunigung	m/s^2
h	Wassertiefe	m
h_1	min. Wassertiefe zur Generierung einer Zelle	m
h_2	min. Wassertiefe zur Generierung einer zweiten Zelle in vertikaler Richtung	m
h_{max}	max. Wassertiefe	m
K	Korrekturfaktor nach Brooks (1963)	-
k_s	äquivalente Sandrauheit	m
k_{st}	Rauheitsbeiwert nach Strickler	$m^{1/3}/s$

n	Anzahl der Gitterzellen in vertikaler Richtung	-
n_{\max}	max. Anzahl der Gitterzellen in vertikaler Richtung	-
P	Druck	N/m ²
p	Parameter zur Beeinflussung der Zellanzahl in vertikaler Richtung	-
Pe	Péclet-Zahl	-
P_k	Produktion der turbulenten kinetischen Energie	m ² /s ³
$q_{b,i}$	Transportrate der i-ten Kornfraktion	m ² /s
r	Relaxationskoeffizient	-
Re	Reynolds-Zahl	-
Sc	Schmidt-Zahl	-
t	Zeit	s
U_i, U_j	Komponenten der mittleren Geschwindigkeit	m/s
u_i, u_i	Komponenten der Geschwindigkeitsschwankungen	m/s
$U_{L,10}$	Windgeschwindigkeit 10 m über dem Wasserspiegel	m/s
U_x, U_y, U_z	Geschwindigkeit in x-, y-, z-Richtung	m/s
u_x	Schubspannungsgeschwindigkeit	m/s
x_i	räumliche Dimension i=1,2,3	m
x, y, z	Ortskoordinaten in die drei Raumrichtungen	m
Z	Rouse-Zahl	-
z_w	Wasserspiegelhöhe	m
α	Winkel zwischen der Richtung der Sohlschubspannung und der Stromlinie	°
Γ	Diffusionskoeffizient	m ² /s
δ_{ij}	Kronecker-Delta	-
ϵ	Dissipation der turbulenten kinetischen Energie	m ² /s ³

θ	Reibungswinkel der Sedimente unter Wasser	$^{\circ}$
K	turbulente kinetische Energie	J/kg
K^*	Kármán-Konstante	-
v	kinematische Viskosität	m^2/s
v_t	turbulente Wirbelviskosität	m^2/s
ρ_L	Dichte von Luft	kg/m^3
ρ_s	Dichte des Sediments	kg/m^3
ρ_w	Dichte von Wasser	kg/m^3
σ_k	empirische Konstante Standard κ - ϵ Turbulenzmodell	-
σ_z	empirische Konstante Standard κ - ϵ Turbulenzmodell	-
T	Sohlschubspannung	N/m^2
$T_{c,i}$	kritische Sohlschubspannung der i-ten Kornfraktion	N/m^2
T_w	durch den Wind auf die Wasseroberfläche induzierte Schubspannung	N/m^2
Φ_x	Variablenwert am Ort x	-
Ψ	Neigungswinkel der Sohle	$^{\circ}$
ω	Sinkgeschwindigkeit	m/s

1 Einleitung

1.1 Motivation

Das Speichervolumen von Talsperren ist mit weltweit ca. 6800 km³ etwa fünfmal so groß wie das Volumen aller Flüsse der Erde (Uhlmann et al. 2014, S. 1). Sie sind damit global ein unentbehrlicher Teil der wasserwirtschaftlichen Infrastruktur. Der Nutzen sowie die Betriebsweise einer Talsperre variiert dabei je nach spezifischem Anforderungsprofil. Zu den häufigsten Zweckbestimmungen zählen die Wasser- und Energieversorgung, der Hochwasserschutz, die Bewässerung und die Naherholung (Strobl und Zunic 2006, S. 177). Infolge der zunehmenden Weltbevölkerung steigt der globale Wasser- und Energiebedarf. Weiterhin führt der Klimawandel zum vermehrten Auftreten von Hochwasser sowie zu lokalem Wassermangel (Cooney 2012). Im Zuge dessen wird die Bedeutung von Stauräumen zur nachhaltigen Bewirtschaftung der Ressource Wasser weiter zunehmen (ICOLD 2007, S. 3).

Allerdings sind der Betrieb und das Management von Stauräumen mit spezifischen Herausforderungen verbunden. Als Folge der verringerten Fließgeschwindigkeiten und Turbulenzen setzen sich die zuvor im Fluss transportierten Feststoffe ab. Der Sedimentrückhalt reduziert das Speichervolumen und die geplante Nutzung des Stauraumes wird beeinflusst und schlimmstenfalls beeinträchtigt. Problematisch sind ebenfalls die häufig an Feinsedimente gebundenen Nähr- und Schadstoffe (Breitung und Keller 2010). Eine Resuspension der angelandeten Sedimente kann zur Freisetzung der zuvor gebundenen Stoffe sowie zur Freisetzung von Treibhausgasen führen (Deemer et al. 2016; Bussmann 2005). Dies unterstreicht die Wichtigkeit einer verantwortungsvollen und nachhaltigen Bewirtschaftung von Talsperren. Voraussetzung dafür ist ein Verständnis der hydro- und morphodynamischen Prozesse innerhalb des Stauraumes.

Eine Möglichkeit zur Prognose von Sedimentations-, Erosions- und Strömungsvorgängen in Stauräumen ist die Anwendung dreidimensionaler numerischer Modelle. Ihr Einsatz gewinnt trotz des oft hohen Rechenaufwandes und des teilweise gegebenen Forschungsbedarfs an Bedeutung, weil die in der Wasserbaupraxis standardmäßig verwendeten ein- und zweidimensionalen Modelle die komplexen Strömungsverhältnisse in Stauräumen nicht hinreichend genau abbilden können. Der Vorteil des numerischen Modells gegenüber dem physikalischen Modellversuch besteht primär in der Zeit- und Kostenersparnis, sowie der Möglichkeit, morphodynamische Entwicklungen über lange Simulationszeiträume untersuchen zu können (Strobl und Zunic 2006, S. 545–546). Die mittels validiertem 3-D numerischen Modell berechneten Ergebnisse unterstützen die Entscheidungsträger bei der Zielerreichung eines optimierten und nachhaltigen Stauraummanagements.

1.2 Aufgabenstellung & Zielsetzung

Das grundlegende Ziel der vorliegenden Masterarbeit ist die Erstellung und Plausibilisierung eines 3-D morphodynamischen Modells der Schwarzenbachstalsperre. Basierend auf den Simulationsergebnissen sollen Erkenntnisse hinsichtlich der Strömungs- und Sedimentationsvorgänge innerhalb des Stauraumes gewonnen werden. Zusätzlich ist anhand von Testsimulationen der Einfluss verschiedener Algorithmen und Parameter auf die berechneten Lösungen zu untersuchen. Dabei wird sowohl für die Erstellung des Berechnungsgitters als auch für die numerischen Simulationen das Programm SSIIM 2 (Sediment Simulation in Intakes with Multi-block option) verwendet.

SSIIM 2 wurde von Professor Nils R. B. Olsen an der Technisch-Naturwissenschaftlichen Universität Norwegens (NTNU) zur Simulation von Sedimenttransportprozessen entwickelt (Olsen 2014, S. 2). Das Programm wurde bereits erfolgreich zur Analyse verschiedener morphodynamischer Fragestellungen in Stauräumen eingesetzt (vgl. Haun und Olsen 2012; Haun et al. 2013; Harb et al. 2014). Die zum Verständnis der Arbeit notwendigen numerischen Grundlagen sowie die vom Programm verwendeten Gleichungen zur Beschreibung der verschiedenen physikalischen Prozesse werden in Kapitel 3 erläutert. Das vorangestellte Kapitel 2 enthält die Funktionsweise des Kraftwerkskomplexes und die Analyse der zur Verfügung stehenden wasserwirtschaftlichen, hydrologischen und morphologischen Daten des Schwarzenbachstausees. Die Vorgehensweise zur Erreichung der Ziele ist im Folgenden beschrieben.

Im ersten Schritt wird ein Berechnungsgitter auf Grundlage der zur Verfügung stehenden Bathymetriedaten erstellt. Dieses soll die Qualitätskriterien bestmöglich erfüllen und eine stabile Simulation verschiedener Betriebszustände ermöglichen. Anschließend wird unter Durchführung stationärer Testsimulationen der Einfluss verschiedener Algorithmen und Parameter auf das simulierte Strömungsfeld analysiert. Im Rahmen einer instationären Testsimulation wird nachfolgend das Absenken des Wasserspiegels simuliert. Dieser Vorgang ist hinsichtlich des Konvergenzverhaltens und der Lage der hydraulischen Randbedingungen von hohem Interesse, weil sich die Gesamtzahl der Zellen im Modell kontinuierlich verringert und zuvor benetzte Randbereiche trockenfallen. Zur Beurteilung der Belastbarkeit des numerischen Modells wird eine hydrodynamische Plausibilisierung durchgeführt. Dazu werden zwei Zeiträume in hoher zeitlicher Auflösung instationär simuliert. Zusätzlich wird eine Simulation unter stationären Bedingungen durchgeführt. Als Datengrundlage dient eine von der Universität Konstanz, mittels stationärem ADCP, durchgeführte Strömungsmessung aus dem Jahr 2016. Dementsprechend erfolgt die Plausibilisierung durch einen Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeiten. Abschließend wird anhand von morphodynamischen Simulationen der Verlauf der Schwebstoffkonzentration und die Entwicklung der Korngrößenverteilung an der Sohle des Stauraumes numerisch untersucht. Zu diesem Zweck werden neun verschiedene Szenarien simuliert. Diese unterscheiden sich hinsichtlich des Wasserstandes und der zufließenden Wassermenge. Zusätzlich werden der Einfluss des Windes und des Interpolationsverfahrens auf die Sedimentationsvorgänge innerhalb des Stauraumes simuliert und diskutiert.

2 Die Schwarzenbachtalsperre

Allgemein bezeichnet der Begriff Talsperre eine bauliche Anlage, welche Flüsse und Bäche in Speicherbecken aufstaut. Im Unterschied zu Wehren schließen Talsperren den gesamten Querschnitt eines Tales ab, sodass der Fluss oder Bach bis zu den Talflanken hin aufgestaut wird (Strobl und Zunic 2006, S. 175). Im Rahmen dieser Arbeit wird der See, in welchem das Wasser gespeichert wird, als Stauraum bezeichnet. Jedoch werden insbesondere bei der Beschreibung des Gesamtsystems die Eigennamen der einzelnen Stauräume (z.B. Schwarzenbachstausee, Sammelbecken Kirschbaumwasen) verwendet.

Die Schwarzenbachtalsperre befindet sich 3,5 km südwestlich von Forbach im Nordschwarzwald. Sie ist das wichtigste Bauwerk des aus mehreren Kraftwerken und Anlagen bestehenden Rudolf-Fettweis-Werkes, welches von der EnBW Kraftwerke AG zur Energieerzeugung betrieben wird. In Kapitel 2 wird zunächst der gesamte Komplex des Rudolf-Fettweis-Werkes bezüglich seiner Funktionsweise erläutert. Anschließend liegt der Fokus ausschließlich auf dem Schwarzenbachstausee.

2.1 Das Rudolf-Fettweis-Werk

Die Gesamtanlage des Rudolf-Fettweis-Werkes besteht aus dem Murgwerk, dem Schwarzenbachwerk, dem Raumünzachwerk sowie dem Niederdruckwerk an der Murg in Forbach. Abbildung 2-1 zeigt den Gesamtkomplex des Rudolf-Fettweis-Werkes in einer räumlichen Übersicht. In den folgenden Abschnitten wird die Funktionsweise der einzelnen Kraftwerke kurz erläutert.



Abbildung 2-1: Räumliche Übersicht über die Anlagen des Rudolf-Fettweis-Werkes (nach Deutsches TalsperrenKomitee e.V. (Hrsg.) 2013, S. 23)

2.1.1 Das Murgwerk

Als erste Ausbaustufe des Rudolf-Fettweis-Werkes wurde in den Jahren 1914 bis 1918 das Murgwerk errichtet. Das Wasser der Murg wird im Sammelbecken Kirschbaumwasen, etwa 6 km oberstrom von Forbach, durch ein Schützenwehr aufgestaut. Aus dem Sammelbecken fließt das Wasser durch den etwa 5,6 km langen Murgstollen bis zum Wasserschloss 2 oberhalb des Krafthauses Forbach (Keller 2014, S. 154) (vgl. Abbildung 2-1). Dabei unterquert der Murgstollen das Bett der Raumünzach. Insofern der Durchfluss unter dem Ausbaudurchfluss von 22 m³/s liegt, wird dem Murgstollen durch einen senkrecht angeordneten Einfallschacht ergänzend das Wasser der Raumünzach zugeleitet (Urban et al. 2006, S. 18). Ausgehend vom Wasserschloss 2 wird das Wasser über zwei Druckrohrleitungen den fünf Francis-Turbinen im Krafthaus Forbach zugeführt. Die mittlere Nutzfallhöhe beträgt dabei 145 m, wodurch sich eine maximale Wirkleistung von 22 MW ergibt (Urban et al. 2006, S. 19).

2.1.2 Das Niederdruckwerk in Forbach

Das Niederdruckwerk wurde, wie das Murgwerk im Rahmen des ersten Ausbauzeitraumes im Jahre 1918 fertiggestellt. Anhand von Abbildung 2-1 lässt sich erkennen, dass die Murg durch die Wehranlage des Niederdruckwerkes aufgestaut wird. Zusätzlich fließt das in den Turbinen des Schwarzenbach- und Murgwerks energetisch abgearbeitete Wasser in den Stauraum des Niederdruckwerkes (Ausgleichsbecken Forbach). Durch das Speichervolumen des Stauraumes werden diese unregelmäßig anfallenden Wassermengen ausgeglichen und der Murg, angepasst an ihren natürlichen Zufluss, zurückgeführt (Urban et al. 2006, S. 23).

Die Stauhöhe des Ausgleichsbeckens wird durch zwei Kaplanturbinen zur Energieerzeugung genutzt. Bei einer Fallhöhe von 10 m ergibt sich für den maximalen Wasserdurchlass von 23 m³/s eine Wirkleistung von 2,2 MW (Urban et al. 2006, S. 23). Allerdings schwankt die Fallhöhe des Niederdruckwerkes aufgrund der Ausgleichsfunktion des Stauraumes relativ stark zwischen 3,5 m und 10 m.

2.1.3 Das Raumünzachwerk

Das Raumünzachwerk ist das kleinste Kraftwerk im Komplex des Rudolf-Fettweis-Werkes. Es wurde im Jahre 1921 zur Lieferung von Baustrom für den Bau der Schwarzenbachtalsperre in Betrieb genommen (Keller 2014, S. 155). Das Wasser der Raumünzach wird durch ein Stauklappenwehr im Sammelbecken Ebersbronn aufgestaut und gesammelt (vgl. Abbildung 2-1). Anschließend fließt das Triebwasser durch einen 1,2 km langen Hangstollen zum Wasserschloss des Raumünzachwerkes. Von dort wird es mittels einer 125 m langen Druckrohrleitung der Francis-Turbine im Krafthaus des Raumünzachwerkes zugeführt (Keller 2014, S. 155). Das mittlere Nutzgefälle beträgt dabei 68 m. Daraus ergibt sich für den Ausbaudurchfluss von 1 m³/s eine maximale Wirkleistung von 0,55 MW (Urban et al. 2006, S. 24). Wie bereits in Kapitel 2.1.1 beschrieben wird das abgearbeitete Wasser über die Raumünzachfassung dem

Murgstollen zugeführt und kann dadurch im Murgwerk nochmals zur Energieerzeugung genutzt werden (Urban et al. 2006, S. 24).

2.1.4 Das Schwarzenbachwerk

Im letzten Bauabschnitt des Rudolf-Fettweis-Kraftwerkkomplexes wurde im Jahre 1926 das Schwarzenbachwerk fertiggestellt. Der Stausee im Schwarzenbachtal ermöglicht die Nutzung einer im Vergleich zum Murgwerk mehr als verdoppelten Fallhöhe von ca. 360 m (Keller 2014, S. 155).

Durch die 60 m hohe Gewichtsstaudamm werden der Schwarzen- und der Seebach direkt gestaut. Wie man anhand von Abbildung 2-1 erkennen kann, werden dem Stauraum zusätzlich die beiden Quellbäche des Raumünzach, Hundsbach und Biberach, über einen 5,2 km langen Freispiegelstollen zugeleitet. Dieser Stollen wird im Folgenden als Raumünzachüberleitung bezeichnet. Das Wasser der Talsperre wird über einen 1,6 km langen Druckstollen dem Wasserschloss 1 zugeführt. Von dort fällt das Wasser durch eine stählerne Druckrohrleitung zum Krafthaus Forbach hinab. Das mittlere Nutzgefälle beträgt 357 m. Zur Erzeugung der elektrischen Energie dienen zwei Pelton-Turbinen mit einer maximalen Schluckfähigkeit von insgesamt 16,8 m³/s. Die Maximalleistung beträgt 43 MW (Urban et al. 2006, S. 20–21).

Neben den beiden Pelton-Turbinen ist eine Speicherpumpe Bestandteil der Maschinenanlage des Schwarzenbachwerkes. Die Förderhöhe der drehzahlgeregelten Pumpe mit einem Ausbaudurchfluss von 7,8 m³/s beträgt 230 m. Es ist zu beachten, dass das Wasser im Pumpbetrieb nicht aus dem Ausgleichsbecken Forbach, sondern aus dem Sammelbecken Kirschbaumwasen, entnommen wird. Die durch die Pumpe zu überwindende Höhendifferenz verringert sich dadurch um knapp 150 m (Urban et al. 2006, S. 21–23). Anhand von Abbildung 2-2 ist der gesamte Komplex des Rudolf-Fettweis-Werkes im Schnitt zu erkennen. Im Unterschied zu Abbildung 2-1 enthält die Abbildung 2-2 die Höhen der einzelnen Kraftwerkskomponenten sowie die Längen der verschiedenen Stollen.

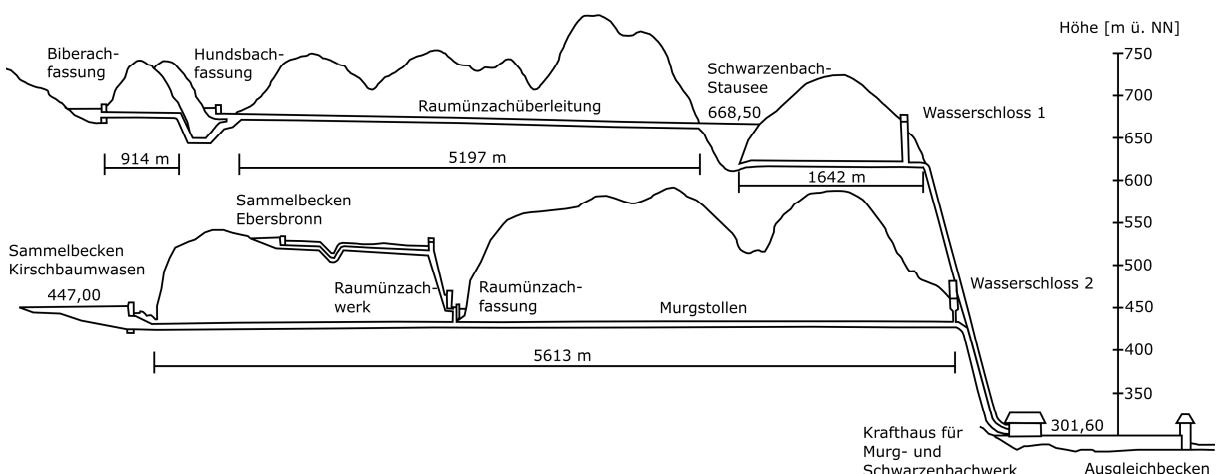


Abbildung 2-2: Schematische Schnittdarstellung des Rudolf-Fettweis-Werkes (nach Übersichtstafel der EnBW Kraftwerke AG)

2.2 Der Schwarzenbachstausee

Der Schwarzenbachstausee ist mit einem maximalen Fassungsvermögen von 14,4 Millionen m³ der größte Stauraum des Nord- und Mittelschwarzwaldes (Deutsches TalsperrenKomitee e.V. (Hrsg.) 2013, S. 122). Er erstreckt sich in nordwestlicher Richtung über eine Länge von 2,2 km. Dabei beträgt die maximale Breite des Stauraumes 600 m (Urban et al. 2006, S. 22). Entsprechend der Klassifizierung deutscher Seentypen lässt sich der Schwarzenbachstausee dem Typ 8 „Geschichteter, calciumarmer Mittelgebirgssee mit relativ großem Einzugsgebiet“ zuordnen (Riedmüller et al. 2013). Dementsprechend ist in den Sommermonaten eine thermische Schichtung des Stauraumes zu erwarten.

Abbildung 2-3 zeigt den Schwarzenbachstausee in einer Luftbildaufnahme. Anhand dieser lässt sich der Verlauf der Uferlinie gut erkennen. Zusätzlich sind die verschiedenen Zuflüsse sowie der Entnahmeturm in der Abbildung gekennzeichnet.



Abbildung 2-3: Luftbild des Schwarzenbachstausees mit gekennzeichneten Zuflüssen und Entnahmeturm (nach BGL Boos 2008)

Im Regelbetrieb führt der einzige Abfluss des Schwarzenbachstausees über den Betriebsauslass. Dieser befindet sich auf einer Höhe von 626 m ü. NN am Fuße des Entnahmeturms (Urban et al. 2006, S. 33). Es verbleibt keine Restwassermenge im natürlichen Bett des Schwarzenbaches. Ausschließlich im Falle eines gefüllten Stauraumes bei gleichzeitigem Auftreten von Hochwasser, dessen Wassermenge durch Betriebs- und Grundablass nicht abgeführt

werden kann, fließt das Wasser durch die 24 Hochwasserentlastungsöffnungen (vgl. Abbildung 2-3) in das ehemalige Bachbett. Neben der Wasserentnahme, erfolgt auch die Zufuhr des aus dem Sammelbecken Kirschbaumwasen gepumpten Wassers, am Fuße des Entnahmeturms.

2.2.1 Hydrologie

Das Einzugsgebiet des Schwarzenbachstausees ist 50 km^2 groß und liegt in der montanen Stufe des Schwarzwaldes. Dementsprechend ist das Abflussregime der natürlichen Zuflüsse pluvial-nival. Dies bedeutet, dass der natürliche Zufluss zur Talsperre, sowohl durch Schneeschmelzvorgänge als auch durch Niederschlag in Form von Regen, beeinflusst wird. Abbildung 2-4 zeigt die mittleren Monatszuflüsse, welche aus den wasserwirtschaftlichen Daten der Jahre 2005 bis 2015 berechnet wurden. Es lässt sich erkennen, dass die natürlichen Zuflüsse im Winter und Frühling deutlich größer als in den Sommermonaten sind. Beispielsweise ist der mittlere Zufluss im Dezember mit $3,33 \text{ m}^3/\text{s}$ fast dreifach so groß wie der mittlere Zufluss im September oder August.

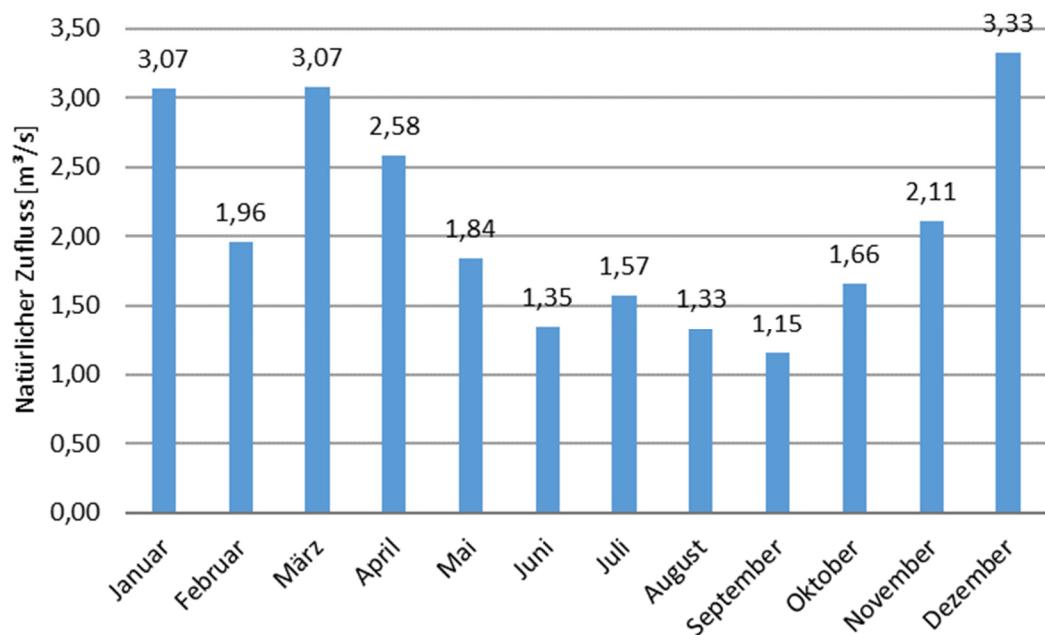


Abbildung 2-4: Mittlere natürliche Monatszuflüsse in den Schwarzenbachstausee für den Zeitraum von 2005 bis 2015

Neben dem jahreszeitlichen Verlauf des natürlichen Zuflusses, ist für die Modellerstellung auch der Durchfluss der einzelnen Zubringer von Bedeutung. Abbildung 2-5 zeigt den prozentualen Anteil der verschiedenen Zuflüsse am mittleren natürlichen Gesamzufluss von $2,09 \text{ m}^3/\text{s}$. Zusätzlich enthält die Grafik die mittleren Zuflüsse für den Zeitraum von 2005 bis 2015. Es ist zu erkennen, dass mit $1,16 \text{ m}^3/\text{s}$ mehr als die Hälfte des mittleren natürlichen Zuflusses über die Raumünzachüberleitung in den Stauraum gelangt. Der Zufluss des namensgebenden Schwarzenbaches hat mit $0,72 \text{ m}^3/\text{s}$ einen Anteil von 34 % am gesamten natürlichen Zufluss. Der mittlere Zufluss des Seebachs in den Stauraum, ist mit $0,21 \text{ m}^3/\text{s}$ am geringsten und hat lediglich einen Anteil von 10 %.

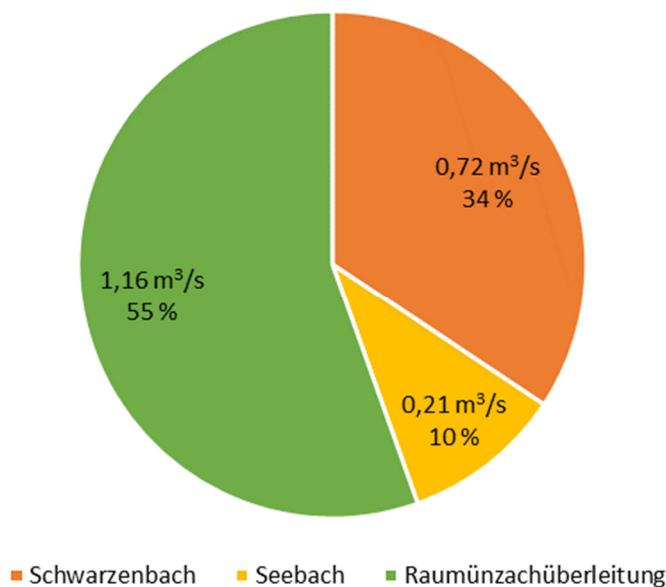


Abbildung 2-5: Prozentualer Anteil der natürlichen Zuflüsse am mittleren natürlichen Gesamtzufluss und mittlerer Zufluss der einzelnen Zubringer für den Zeitraum von 2005 bis 2015

Tabelle 2-1 enthält neben den mittleren natürlichen Zuflüssen auch die Mittelwerte der Jahresmaxima, der Jahresminima sowie die jeweils dazugehörigen Standardabweichungen (SD). Anhand der Standardabweichungen sind die jährlichen Schwankungen zu erkennen. Es ist ersichtlich, dass der Mittelwert der Jahresmaxima im Unterschied zu den Jahresmittelwerten, beim Zufluss des Schwarzenbaches größer als beim Zufluss der Raumünzachüberleitung ist. Weiterhin ist die Standardabweichung der Jahresmaxima beim Zufluss der Raumünzachüberleitung am geringsten. Beide Werte sind auf die begrenzte Abflusskapazität der Raumünzachüberleitung zurückzuführen. Infolge der begrenzten Kapazität wird die Hochwasserwelle gekappt und die überschüssige Wassermenge strömt über das Wehr in den Hundsbach (vgl. Abbildung 2-1).

Tabelle 2-1: Statistische Auswertung der natürlichen Zuflüsse des Schwarzenbachstausees für den Zeitraum von 2005 bis 2015

	Schwarzenbach	Seebach	Raumünzach-überleitung
Mittelwert der Jahresmittelwerte [m ³ /s]	0,72	0,21	1,16
SD der Jahresmittelwerte [m ³ /s]	0,11	0,03	0,19
Mittelwert der Jahresmaxima [m ³ /s]	15,75	4,00	12,69
SD der Jahresmaxima [m ³ /s]	6,14	1,63	0,25
Mittelwert der Jahresminima [m ³ /s]	0,16	0,07	0,16
SD der Jahresminima [m ³ /s]	0,04	0,03	0,09

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass im Jahresmittel und bei niedrigem Gesamtaufzufluss die größte Wassermenge über die Raumünzachüberleitung in den Schwarzenbachstausee strömt. Jedoch verändert sich das Verhältnis der Zuflüsse im Hochwasserfall. Infolge der begrenzten Abflusskapazität der Raumünzachüberleitung, hat der Schwarzenbach im Hochwasserfall den größten Anteil am Gesamtaufzufluss.

Bedingt durch den Kraftwerksbetrieb unterliegt der Wasserspiegel des Schwarzenbachstausees großen Schwankungen. Dabei liegt der zulässige Staubereich zwischen 628,00 m ü. NN und 668,50 m ü. NN (Urban et al. 2006, S. 22). Allerdings ist anhand der Antennen (Whisker) des Boxplot-Diagramms (vgl. Abbildung 2-6) zu erkennen, dass der Wasserstand bei der Bewirtschaftung des Stauraumes, innerhalb des betrachteten Zeitraumes von 2005 bis 2015, maximal 666,86 m ü. NN und minimal 647,63 m ü. NN beträgt. Obwohl es dazu keine behördliche Auflage gibt, ist die obere Lamelle des Stauraumes als Hochwasserschutzraum vorgesehen und wird im Regelbetrieb nicht genutzt (Urban et al. 2006, S. 20). Die abgebildete Box wird durch das obere und untere Quartil begrenzt. Dies bedeutet, dass 50 % der täglich gemessenen Wasserstände zwischen 662,75 m ü. NN und 656,37 m ü. NN liegen. Die durchgezogene Linie entspricht dem Median. Demnach beträgt der mittlere Wasserstand ungefähr 660,0 m ü. NN.

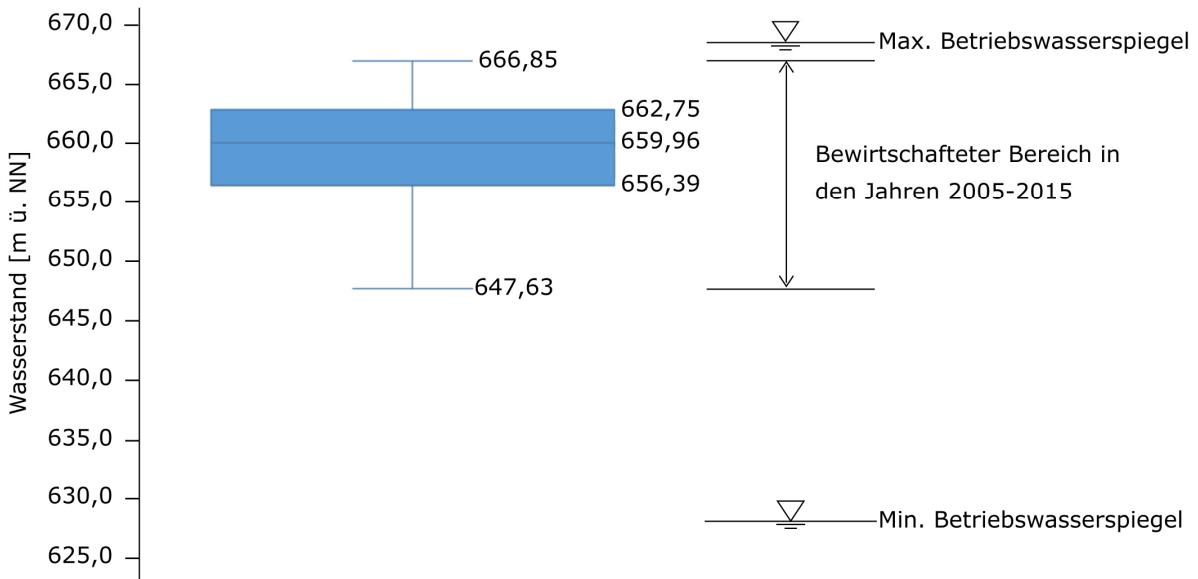


Abbildung 2-6: Boxplot-Diagramm zur Visualisierung der Wasserstände für den Zeitraum von 2005 bis 2015 und Darstellung des minimalen und maximalen Betriebswasserspiegels

2.2.2 Pumpspeicherbetrieb

Als Pumpspeicherwerk wird ein Kraftwerk bezeichnet, in dem in Zeiten geringen Strombedarfs bzw. beim Vorhandensein von Überschussstrom Wasser unter Aufwendung von elektrischer Energie in höher gelegene Reservoirs gepumpt wird. Die potentielle Energie des Wassers wird bei Bedarf mittels Turbinen wieder in elektrische Energie umgewandelt. Auf diese Weise stellen Pumpspeicherwerke die großtechnisch nutzbare Speichermöglichkeit für Energie mit dem besten Wirkungsgrad in Stromversorgungsnetzen dar (Giesecke et al. 2014, S. 124–125). In Europa wurde diese Möglichkeit zur Energiespeicherung im großtechnischen Maßstab erstmals im Murg- und Schwarzenbachwerk umgesetzt (Urban et al. 2006, S. 21).

Abbildung 2-7 zeigt den Anteil der verschiedenen natürlichen Zuflüsse und den Anteil des gepumpten Wassers am zugeflossenen Gesamtvolumen für die Jahre 2005 bis 2015. Dabei ist zu erkennen, dass der Anteil des gepumpten Wasservolumens 36,16 % beträgt. Demnach ist der natürliche Zufluss in den Stauraum größer als die gepumpte Wassermenge. Insofern der natürliche Zufluss im Mittel größer als die gepumpte Wassermenge ist, handelt es sich per Definition um ein kombiniertes Speicherwerk. Bei einem konventionellen Pumpspeicherwerk besteht der Turbinenzufluss zum Großteil aus dem gepumpten Wasser (Giesecke et al. 2014, S. 713).

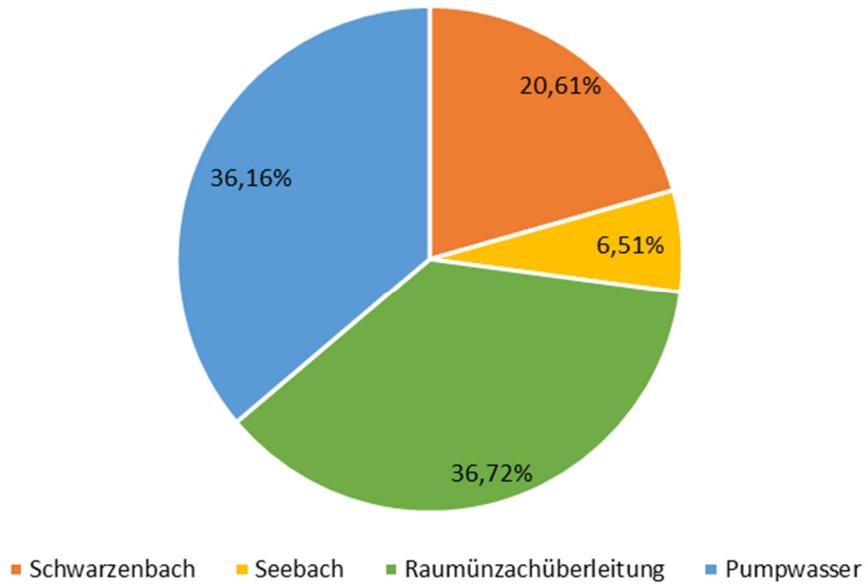


Abbildung 2-7: Prozentualer Anteil der verschiedenen Zuflüsse und des Pumpwassers am zugeflossenen Gesamtvolumen für den Zeitraum von 2005 bis 2015

In der Vergangenheit dienten Pumpspeicherwerke primär zur kurzfristigen Bereitstellung von teurer Spitzenlast zur Deckung der Bedarfsspitzen in der Energieversorgung. Gepumpt wurde dabei zumeist nachts, wenn die thermischen Kraftwerke mehr Energie erzeugen als von der Industrie benötigt wird (Strobl und Zunic 2006, S. 319). Heutzutage dienen Pumpspeicherwerke in Europa primär der Leistungsfrequenzregelung im Stromverbundnetz (Giesecke et al. 2014, S. 710). Durch den zunehmenden Anteil von Windkraftwerken an der Energieerzeugung wird der Strom unregelmäßiger produziert und die Netzbetreiber haben Probleme hinsichtlich der Frequenzregelung und Versorgungssicherheit. Da bei Pumpspeicherwerk innerhalb kurzer Zeit von Pumpbetrieb auf Turbinenbetrieb umgestellt werden kann, sind diese gut geeignet, um den Wechsel zwischen hoher Stromproduktion bei starkem Wind und niedriger Stromproduktion bei Flaute, auszugleichen (Strobl und Zunic 2006, S. 319).

Im Schwarzenbachwerk wurden die ursprünglichen Pumpensätze, aufgrund ihrer langen Anfahrtszeiten von bis zu einer halben Stunde, im Jahre 1992 durch eine neue Speicherpumpe ersetzt. Die neue Pumpe mit Frequenzumrichter ermöglicht die Regelfähigkeit der Pumpe sowie kurze Umschaltzeiten zwischen Generator- und Pumpbetrieb. Infolge dieser Erneuerungen kann das Schwarzenbachwerk zur Leistungsfrequenzregelung im Stromverbundnetz eingesetzt werden (Urban et al. 2006, S. 22–23).

2.2.3 Morphologie

In natürlichen Fließgewässern befinden sich Sedimentations- und Erosionsprozesse in einem dynamischen Gleichgewicht. Dieses Gleichgewicht wird durch die Konstruktion von Staudämmen und -mauern gestört. Infolge der geringeren Fließgeschwindigkeiten, Turbulenzen und Sohlschubspannungen kommt es zur Anlandung der transportierten Sedimente.

Die Stauraumverlandung einer Talsperre ist in hohem Maße von der Erosionsrate in den Einzugsgebieten und der daraus resultierenden Sedimentfracht der Zuflüsse abhängig. Allgemein lässt sich sagen, dass Flüsse und Bäche aus geologisch jungen Gebirgen arider und semiarider Regionen die größte Sedimentfracht mit sich führen (Schönborn und Risse-Buhl 2013, S. 555). Dementsprechend ist die Verlandungsgeschwindigkeit in Stauräumen dieser Regionen besonders hoch. In Europa treten die höchsten Verlandungsgeschwindigkeiten in den Stauräumen der Alpengebiete auf (Schönborn und Risse-Buhl 2013, S. 555). Aufgrund der großen Gefälle geraten insbesondere bei starken Niederschlägen Gesteins- und Bodenmassen in Bewegung (Heitfeld 1991, S. 295).

Entsprechend der Literaturangaben schwankt die Verlandung von Stauräumen in Mitteleuropa zwischen 0,25 % – 0,5 % pro Jahr (Schönborn und Risse-Buhl 2013, S. 555). Im Vergleich dazu ist die durchschnittliche Verlandungsrate im mittleren Osten mit 1,02 % pro Jahr mehr als doppelt so groß (Schleiss et al. 2010, S. 33). Hinsichtlich des Schwarzenbachstausees ergaben Untersuchungen aus dem Jahr 2012 Anlandungen mit einem Volumen von insgesamt 331.382 m³ (Bugglin Ingenieure GmbH 2012). Aus diesem Volumen errechnet sich eine Verlandungsrate von 2,3 % nach 86 Betriebsjahren. Die geringe Verlandungsrate lässt sich sowohl durch die Charakteristika des Einzugsgebietes als auch durch die bauliche Ausführung des Talsperrenkomplexes erklären.

Das Einzugsgebiet des Schwarzenbachstausees liegt im Mittelgebirge. Aufgrund des geringeren Gefälles ist die Erosionsrate im Vergleich zu den geologisch jüngeren Hochgebirgen niedriger. Zusätzlich wird die jährliche Sedimentationsrate eines Stauraumes in hohem Maße durch dessen landschaftliche Lage beeinflusst. Entsprechend den Untersuchungen von Heitfeld (1991) ist die Sedimentationsrate in bewaldeten Einzugsgebieten am geringsten. Ursächlich hierfür ist der geringe effektive Niederschlag, d.h. der Teil des Niederschlages welcher die Erdoberfläche erreicht und als Direktabfluss wirksam wird. Die Erosionsrate von Grünland bzw. landwirtschaftlich genutzten Flächen ist nach Morris und Fan (1998) zehn- bzw. zweihundertmal größer als die Erosionsrate bewaldeter Flächen. Anhand von Landnutzungsdaten aus den Jahren 2009 und 2010 (LUBW 2010) lässt sich erkennen, dass ca. 80 % des Einzugsgebietes mit Nadelbäumen bewaldet ist. Die Landnutzung des restlichen Einzugsgebietes setzt sich hauptsächlich aus Mischwald und Extensivgrünland zusammen. Somit sind die Böden im Einzugsgebiet des Schwarzenbachstausees aufgrund der Landnutzung wenig erosionsanfällig

Weiterhin ist zu beachten, dass die Raumünzachüberleitung infolge eines vorgeschalteten Absetzbeckens, als größter natürlicher Zufluss, keine Sedimente in den Stauraum einträgt. Bezuglich des Sedimenteintrages durch den See- und Schwarzenbach liegen keine Daten vor. Allerdings ist auch dem Zufluss des Schwarzenbaches in den Stauraum ein kleineres Absetzbecken vorgeschaltet. Dadurch werden selbst im Hochwasserfall keine groben Kornfraktionen, mit einem Durchmesser von mehr als 10 mm, in den Stauraum eingetragen.

Zur Bestimmung der Korngrößenverteilung an der Sohle des Stauraumes wurden im Juli 2016 von der Universität Stuttgart Oberflächenproben entnommen und mittels Laser-Partikelgrößenmessgerät analysiert. Abbildung 2-8 zeigt die Perzentilwerte d10, d50 und d90 in Abhängigkeit zum Abstand zur Staumauer. Es ist zu erkennen, dass sich die Korngrößen der angekommenen Sedimente tendenziell in Richtung Staumauer verfeinern.

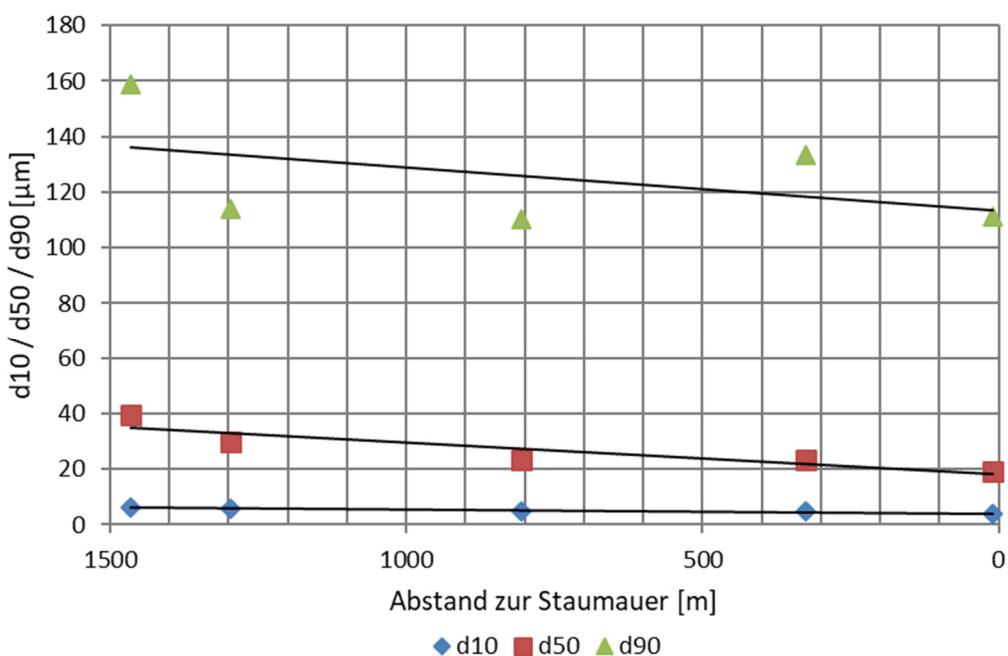


Abbildung 2-8: Perzentilwerte d10, d50 und d90 der entnommenen Oberflächenproben in Abhängigkeit zum Abstand zur Staumauer

Dieser Trend ist charakteristisch für Sedimentationsvorgänge in Stauräumen. Aufgrund der geringeren Fließgeschwindigkeiten kann das Geschiebe nicht mehr transportiert werden und lagert sich im Bereich der Stauwurzel ab (Heitfeld 1991, S. 301; Fan und Morris 1992, S. 255). Die Schwebstoffe werden mit der Strömung in den Stauraum transportiert. Dabei werden mit zunehmender Entfernung von den Zuflüssen feinere Partikel abgesetzt. Die Absetzwirkung von Stauräumen lässt sich mittels des Verhältnisses von Speichervolumen zu mittlerem Jahreswasserzufluss abschätzen (Heitfeld 1991, S. 302). Für den Schwarzenbachstausee ergibt sich daraus ein Sedimentationsvermögen von ca. 93 %. Demnach sedimentieren nahezu alle in den Stauraum eingetragenen absetzbaren Stoffe.

3 Dreidimensionale numerische Modellierung

3.1 Numerische Berechnungsverfahren

Verschiedene Differentialgleichungen, wie beispielsweise die Strömungsgleichungen (Navier-Stokes-Gleichungen), können nur für einfachste Spezialfälle analytisch gelöst werden. Für reale und praktische Probleme ist die Ermittlung der Erhaltungsgrößen lediglich experimentell oder numerisch möglich (Lecheler 2014, S. 1). Bei numerischen Lösungsverfahren wird die Lösung nicht exakt berechnet, sondern für die praktische Anwendung hinreichend genau approximiert. Sie kommen zum Einsatz, wenn eine exakte Berechnung nicht möglich ist oder diese so viel Zeit beanspruchen würde, dass ein Näherungsalgorithmus unerlässlich ist (Brokate 2016, S. 374).

Bei kontinuierlichen Systemen werden die exakten Bilanzgleichungen durch Differentialgleichungen beschrieben. Verschiedene numerische Verfahren (vgl. Kapitel 3.1.1) ermöglichen die Reduktion eines kontinuierlichen Systems in ein diskretes (finites) System. Dadurch werden die Differentialgleichungen in diskrete Punkte in Raum und Zeit überführt. Strömungsscharakteristika, Druck und Geschwindigkeitskomponenten werden nicht im gesamten Strömungsgebiet, sondern ausschließlich in einzelnen diskreten Punkten ermittelt. Die berechneten Werte an den einzelnen diskreten Punkten, können als Mittelwerte der Parameter aller Punkte in der unmittelbaren Umgebung des diskreten Punktes verstanden werden (Martin 2011, S. 52).

3.1.1 Räumliche Diskretisierung

Bei der räumlichen Diskretisierung wird das Untersuchungsgebiet in mehrere finite Teilgebiete aufgeteilt. Die wichtigsten numerischen Näherungsverfahren zur Approximation der Differentialgleichungen sind die Finite-Differenzen-Methode, die Finite-Volumen-Methode sowie die Finite-Elemente-Methode (Ferziger und Peric 2008, S. 31). Da das verwendete numerische Programm SSIIM 2 auf der Finite-Volumen-Methode basiert, werden die beiden anderen Verfahren nicht näher erläutert.

Bei der Finiten-Volumen-Methode wird die Integralform der Erhaltungsgleichung verwendet und das Lösungsgebiet in eine endliche Anzahl, sich nicht überschneidender Kontrollvolumina aufgeteilt. Die Berechnung der Variablenwerte erfolgt im Zentrum, welches sich im Schwerpunkt des jeweiligen Kontrollvolumens befindet. Die Variablenwerte an der Oberfläche der Kontrollvolumina werden mittels Interpolation berechnet (Ferziger und Peric 2008, S. 43). Die gebräuchlichsten und im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Interpolationsverfahren werden in Kapitel 3.1.6 erläutert.

Die Finite-Volumen-Methode kann sowohl für strukturierte als auch unstrukturierte Gitter (vgl. Kapitel 3.2.1) angewendet werden. Deshalb eignet sich die Methode insbesondere zur Simulation komplexer Geometrien. Zusätzlich ist die Finite-Volumen-Methode für jedes Element (lokal) und für das gesamte Lösungsgebiet (global) massenerhaltend. Der größte Nachteil der Methode sind die vergleichsweise langen Rechenzeiten (Ferziger und Peric 2008, S. 56–57).

3.1.2 Zeitliche Diskretisierung

Bezüglich der zeitlichen Diskretisierung wird in der numerischen Strömungsmechanik zwischen expliziten und impliziten Methoden unterschieden. Bei der expliziten Diskretisierung wird der unbekannte Variablenwert direkt (explizit) aus den bereits bekannten Nachbarknoten der vorherigen Zeitebene berechnet. Der Zeitschritt Δt ist dabei an die Rechennetzmaschenweite Δx gekoppelt und kann aus Stabilitätsgründen nicht beliebig groß gewählt werden (Lecheler 2014, S. 59). Der zu wählende Zeitschritt lässt sich anhand der Courant-Friedrichs-Lowy-Zahl (CFL) abschätzen. Diese ist wie folgt definiert (Martin 2011, S. 119):

$$\text{CFL} = \frac{U \cdot \Delta t}{\Delta x} \quad (3.1)$$

Dabei bezeichnet U die Strömungsgeschwindigkeit. Zum Erreichen einer stabilen und konvergenten Lösung (vgl. Kapitel 3.1.3) muss die CFL-Zahl bei rein expliziten Verfahren immer kleiner als 1 sein (Lecheler 2014, S. 171).

Bei der impliziten Diskretisierung werden die Variablenwerte eines Knotens zusätzlich durch die unbekannten Variablenwerte der neuen Zeitebene ausgedrückt (Ferziger und Peric 2008, S. 173). Dadurch muss in jedem Zeitschritt das gesamte Gleichungssystem gelöst werden. Da implizite Verfahren stabiler sind und größere Zeitschritte verwendet werden können, sind die Gesamtrechenzeiten impliziter Verfahren trotz des größeren Rechenaufwands pro Iteration oftmals geringer (Lecheler 2014, S. 59). In dem zur Simulation verwendeten CFD-Programm SSIIM 2 erfolgt die zeitliche Diskretisierung implizit (Olsen 2014, S. 172).

3.1.3 Stabilität und Konvergenz

Eine numerische Lösung ist per Definition konvergent, insofern sie die Differentialgleichungen erfüllt (Lecheler 2014, S. 53). Das bedeutet, die Lösung der diskretisierten Gleichung tendiert bei unendlich klein werdenden Gitterabständen zur exakten Lösung der Differentialgleichung (Ferziger und Peric 2008, S. 39). Die Überprüfung der Konvergenz einer Lösung erfolgt anhand der Residuen. Diese sind ein Maß für die Abweichung zwischen der simulierten Lösung und der exakten Lösung der Differentialgleichung (Olsen 2012, S. 73). Je kleiner der Wert der Residuen desto genauer ist die approximierte Lösung. Bezuglich ihrer Berechnung gibt es in der numerischen Mathematik verschiedene Methoden (vgl. Olsen 2012, S. 73–74), auf welche im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingegangen wird.

Bei Anwendung eines iterativen Lösungsverfahrens nähert sich die Lösung, ausgehend von einem geschätzten Wert, schrittweise der exakten Lösung an. Mittels eines Konvergenzkriteriums für die Residuen wird festgelegt, ab welchem Wert der Iterationsprozess gestoppt wird und die Lösung als ausreichend konvergent gilt. Im Rahmen dieser Arbeit werden die in SSIIM 2 standardmäßig implementierten Konvergenzkriterien verwendet. Demnach liegt das Konvergenzkriterium zur Lösung der Turbulenz- und Navier-Stokes-Gleichungen (vgl. Kapitel 3.3.1 und 3.3.2) bei 10^{-3} . Das Konvergenzkriterium zur Lösung der Konvektions-Diffusions-Gleichung (vgl. Kapitel 3.4.2) beträgt 0,01.

Ein numerisches Verfahren ist stabil, wenn es die im Laufe eines numerischen Lösungsprozesses auftretenden Fehler nicht anfacht bzw. gegenüber diesen unempfindlich ist. Bezuglich iterativer Lösungsverfahren bedeutet Stabilität, dass die einzelnen Iterationen nicht divergieren (Ferziger und Peric 2008, S. 38). Beim Auftreten von Instabilitäten ergibt sich für einen beliebigen Variablenwert ein zu Abbildung 3-1 ähnlicher Verlauf. Es ist zu erkennen, dass die Schwankungen des Variablenwertes mit jeder Iteration größer werden und sich zunehmend höhere Werte ergeben. Die Berechnung wird bei Überschreitung eines festgelegten, maximalen Wertes für das Residuum abgebrochen. Dieser Wert ist im Programm SSIIM 2 standardmäßig auf 100 festgelegt (Olsen 2014, S. 120).

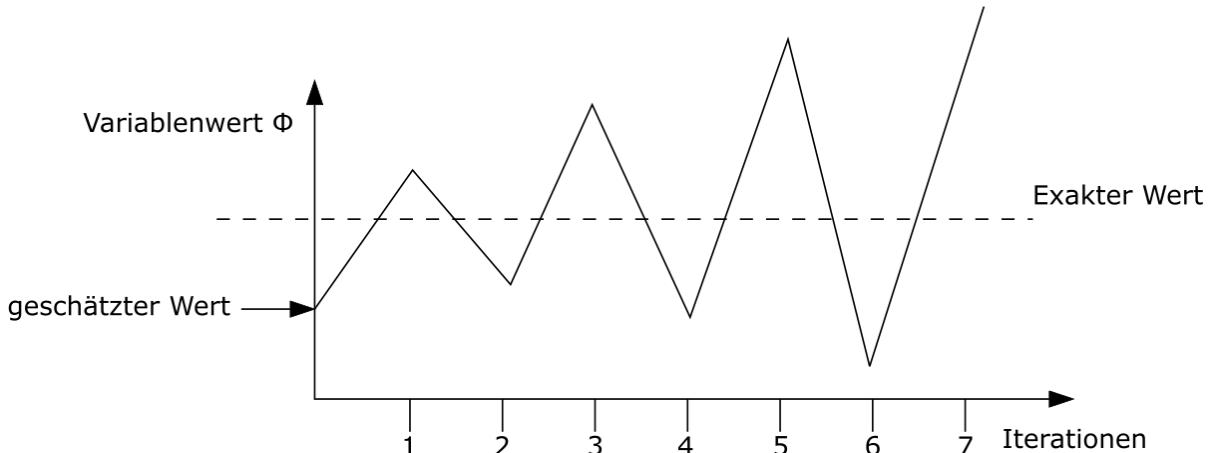


Abbildung 3-1: Instabiler Verlauf eines iterativen Berechnungsverfahrens (nach Olsen 2012, S. 75)

3.1.4 Relaxationskoeffizienten

Die Konvergenz sowie die Stabilität eines numerischen Lösungsverfahrens werden in hohem Maße durch die Relaxationskoeffizienten beeinflusst. Bei Anwendung eines Relaxationskoeffizienten r wird der Startwert der Iteration Φ anhand der bereits berechneten Variablenwerte, Φ_i und Φ_{i-1} , aus den beiden vorangegangenen Zeitschritten i und $i-1$ berechnet. Es gilt nach Olsen (2012, S. 75):

$$\Phi = r \cdot \Phi_i + (1 - r) \cdot \Phi_{i-1} \quad (3.2)$$

Beträgt der Relaxationskoeffizient $r = 1$ so wird keine Relaxation angewandt und der Startwert der Iteration ist der berechnete Variablenwert Φ_i der direkt vorangegangenen Iteration. Üblicherweise liegen die Relaxationskoeffizienten zwischen 0 und 1. Der geeignete Wert für r ist a priori nicht bekannt und kann lediglich aufgrund von Testsimulationen bestimmt werden (Martin 2011, S. 91–92). Niedrige Werte für r führen sowohl zu weniger Instabilitäten als auch zu einer geringeren Konvergenzgeschwindigkeit (Olsen 2012, S. 75). Demzufolge werden die Relaxationskoeffizienten beim Auftreten von Instabilitäten reduziert.

3.1.5 Mehrgitterverfahren (Multigrid Method)

Mehrgitterverfahren sind eine verbreitete Methode zum Erhöhen der Konvergenzgeschwindigkeit einer numerischen Simulation. Dabei werden zur iterativen Berechnung der Lösung neben dem ursprünglichen Gitter auch weitere gröbere Gitter verwendet. Der Gebrauch der gröberen Gitter beschleunigt die Informationsausbreitung im Diskretisierungsgebiet (Olsen 2014, S. 110; Lecheler 2014, S. 129).

Für ein Beispiel mit drei Gittern startet das iterative Berechnungsverfahren zunächst auf dem gröbsten Gitter. Anschließend werden die Lösungen auf das nächstfeinere Gitter übertragen. Dort wird die Iteration weitergeführt und die sich daraus ergebenden Lösungen werden auf das ursprüngliche, am feinsten aufgelöste Gitter extrapoliert. Nach Durchführung von weiteren Iterationen auf dem feinsten Gitter werden die Werte durch Interpolation wieder auf das nächstgröbere sowie anschließend auf das größte Gitter übertragen (Olsen 2012, S. 76). Die beschriebenen Vorgänge wiederholen sich bis zum Erreichen einer konvergenten Lösung und sind in der nachstehenden Abbildung 3-2 schematisch dargestellt.

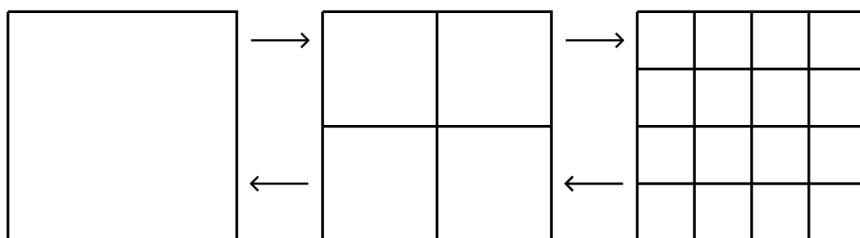


Abbildung 3-2: Schematische Darstellung des Mehrgitterverfahrens an einem zweidimensionalen Beispiel mit drei Gittern (nach Olsen 2012, S. 76)

3.1.6 Interpolationsmethoden

Die Ermittlung der Variablenwerte an der Oberfläche der Kontrollvolumina ist in der numerischen Strömungssimulation mittels verschiedener Interpolationsmethoden möglich. Je nach Verfahren ergeben sich unterschiedliche Diskretisierungen für den konvektiven Term der Navier-Stokes-Gleichungen (Olsen 2014, S. 134). Ebenso werden die Interpolationsmethoden zur Diskretisierung der Konvektions-Diffusions-Gleichung angewandt. Im Folgenden werden die gängigen Interpolationsverfahren anhand eines eindimensionalen Beispiels mit äquidistantem Berechnungsgitter erläutert.

Grundsätzlich werden zur Bestimmung des Variablenwertes Φ_f an der Seitenfläche f, je nach Methode, die Variablenwerte im Zentrum der nächsten stromauf gelegenen Zelle U, der übernächsten stromauf gelegenen Zelle UU sowie der nächsten stromab gelegenen Zelle D verwendet. Die einfachste Interpolationsmethode ist die lineare Interpolation bzw. die Anwendung des zentralen Differenzenverfahrens. Der gesuchte Variablenwert Φ_f wird dabei linear durch die beiden bekannten Variablenwerte Φ_U und Φ_D interpoliert. Allerdings wird die Strömungsrichtung nicht berücksichtigt, weshalb das Verfahren zur Diskretisierung konvektiver Terme nicht geeignet ist (Schwarze 2013, S. 69). Aufgrund der Richtungsabhängigkeit von Strömungsprozessen ist darauf zu achten, dass der konvektive Transport einer Strömungsgröße entlang der Bahnlinien erfolgt (Schwarze 2013, S. 11).

- Verfahren erster Ordnung

Das First-Order-Upstream-Verfahren (FOU) ist die einfachste Interpolationsmethode, bei welcher die Strömungsrichtung konvektiver Prozesse berücksichtigt wird. Der unbekannte Variablenwert Φ_f entspricht dem bekannten Wert Φ_U im nächsten stromauf gelegenen Zellknoten (Versteeg und Malalasekera 1995, S. 115). Allerdings ist das Verfahren aufgrund des Abbruchfehlers erster Ordnung numerisch stark diffusiv. Dadurch wird ein numerischer Fehler in die Simulationsergebnisse eingeführt und steile Gradienten im Strömungsfeld werden „verschmiert“. Dieser Effekt wird im Rahmen dieser Arbeit als falsche Diffusion bezeichnet und ist besonders deutlich sichtbar, insofern die Strömung schräg zum Berechnungsgitter verläuft. Da der Fehler linear zur Zellweite Δx abnimmt, sind zur exakten Berechnung der Variablenwerte sehr feine Berechnungsgitter notwendig (Lecheler 2014, S. 90). Der Vorteil der falschen Diffusion ist ihre stabilisierende Wirkung insbesondere bei der Simulation komplexer Strömungsprozesse (Schwarze 2013, S. 69).

Eine Möglichkeit zur Reduktion der falschen Diffusion ist die Anwendung des von Patankar (1980) entwickelten Power-Law-Verfahrens (POW). Bei diesem Upstream Verfahren erster Ordnung wird zur Berechnung des Variablenwertes Φ_f der exponentielle Verlauf der eindimensionalen Konvektions-Diffusions-Gleichung approximiert (Patankar 1980, S. 90). Der diffusive Term der Diskretisierungsgleichung wird mit dem folgenden Reduktionsfaktor f multipliziert (Patankar 1980, S. 91; Olsen 2012, S. 56):

$$f = (1 - 0,1|Pe|)^5 \quad (3.3)$$

Dabei ist Pe die Péclet-Zahl und beschreibt Verhältnis von Advektion zu Diffusion. Es ist zu erkennen, dass die Diffusion in einer Strömung mit überwiegender Advektion (hohe Péclet-Zahl) reduziert wird. Die Lösung nähert sich mit ansteigender Péclet-Zahl dem First-Order-Upstream-Verfahren an. Für Péclet-Zahlen größer 10 ist der diffusive Term per Definition gleich null (Versteeg und Malalasekera 1995, S. 125). Insofern der Strömungsvorgang rein diffusiv ($Pe = 0$) ist, wird die Lösung linear interpoliert.

- Verfahren höherer Ordnung

Im Unterschied zu den Verfahren erster Ordnung wird beim Second-Order-Upstream-Verfahren (SOU) auch die übernächste stromauf gelegene Zelle (UU) betrachtet. Der gesuchte Zellgrenzwert Φ_f wird anhand des aus den Variablenwerten Φ_U und Φ_{UU} berechneten Gradienten mittels Extrapolation bestimmt. Es gilt nach Olsen (2000, S. 24):

$$\Phi_f = \frac{3}{2}\Phi_U - \frac{1}{2}\Phi_{UU} \quad (3.4)$$

Infolge des Abbruchfehlers zweiter Ordnung ist die falsche Diffusion im Vergleich zum First-Order-Upstream- und Power-Law-Verfahren geringer und die Lösung präziser. Nachteilig sind die aufwendigere Berechnung und die geringere Stabilität (Olsen 1999, S. 21).

Das von Leonard (1979) vorgestellte QUICK-Verfahren (Quadratic Interpolation for Convective Kinematics) verwendet für die Interpolation der Zellgrenzwerte eine quadratische Funktion. Diese stützt sich auf drei Punkte, wobei stets zwei Punkte stromauf und ein Punkt stromab des gesuchten Zellgrenzwerts Φ_f liegen. Daraus ergibt sich die folgende Interpolationsvorschrift (Versteeg und Malalasekera 1995, S. 126):

$$\Phi_f = \frac{6}{8}\Phi_U + \frac{3}{8}\Phi_D - \frac{1}{8}\Phi_{UU} \quad (3.5)$$

Das QUICK-Verfahren erfüllt die Transporteigenschaften und liefert insbesondere auf groben Berechnungssitzen genauere Ergebnisse als die Upstream-Verfahren (Versteeg und Malalasekera 1995, S. 132). Allerdings neigt die Lösung bei komplexen Strömungszuständen mit großen Gradienten zum Über- bzw. Unterschießen der Lösung (Schwarze 2013, S. 70). Dabei entstehen in der berechneten Lösung neue Extremwerte, welche im physikalisch nicht sinnvollen Bereich liegen können.

Ein Über- und Unterschießen der Lösung wird durch die Verwendung der TVD-Verfahren (Total Variation Diminishing) vermieden. Die Grundidee dieser Verfahren ist die Minimierung der Gesamtvariation von Φ im Strömungsgebiet. Um dies zu erreichen werden in Bereichen mit kleineren und mittleren Gradienten von Φ Verfahren höherer Ordnung und in Bereichen großer Gradienten von Φ Verfahren niedrigerer Ordnung angewandt (Schwarze 2013, S. 70). Bekannte TVD-Verfahren sind beispielsweise das minmod-, superbee- oder van Leer-Verfahren.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Verfahren erster Ordnung stabiler als die Verfahren höherer Ordnung sind. Allerdings ergeben sich aufgrund der vergleichsweise großen falschen Diffusion, je nach Berechnungsgitter (vgl. Kapitel 3.2), teilweise ungenauere Lösungen als bei Anwendung eines Verfahrens höherer Ordnung. Der Nachteil der Verfahren höherer Ordnung besteht in ihrer aufwendigeren Berechnung und den häufiger auftretenden Konvergenzproblemen. Zusätzlich wird die Ausprägung von Wirbeln eventuell überschätzt (Harb 2013, S. 75).

Zum besseren Verständnis zeigt Abbildung 3-3 die Anwendung der verschiedenen Interpolationsverfahren, anhand des beschriebenen eindimensionalen Beispiels mit äquidistantem Berechnungsgitter. Dabei ist die Berechnung des Variablenwertes Φ_f an der Seitenfläche f durch das First-Order-Upstream (FOU), das Power-Law- (POW), das Second-Order-Upstream- (SOU) und das QUICK-Verfahren dargestellt. Es ist zu sehen, dass sich in Abhängigkeit des Interpolationsverfahrens verschiedene Variablenwerte an der Seitenfläche f ergeben. Dabei berechnet sich der Variablenwert bei Anwendung des POW-Verfahrens in Abhängigkeit zur Péclet-Zahl. Im visualisierten Beispiel ist diese groß und die Advektion überwiegt.

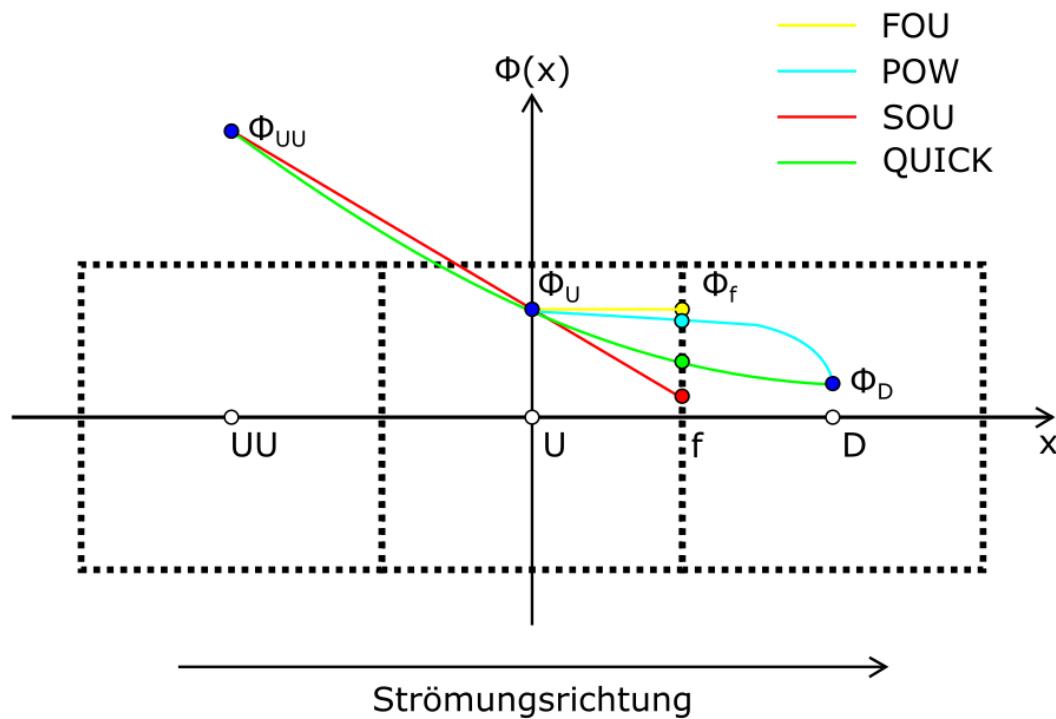


Abbildung 3-3: Visualisierung verschiedener Interpolationsmethoden zur Ermittlung der Variablenwerte an der Seitenfläche f in einem eindimensionalen äquidistanten Berechnungsgitter

3.2 Berechnungsgitter

Zur numerischen Lösung strömungsmechanischer Probleme wird das Berechnungsgebiet, in welchem eine partielle Differentialgleichung gelöst werden soll, in mehrere Teilgebiete unterteilt. Bezuglich dieser Teilgebiete handelt es sich je nach Dimension um Abschnitte (1-D), Flächen (2-D) oder Volumina (3-D). Die Struktur und Qualität des Berechnungsgitters beeinflusst das Konvergenzverhalten der Rechnung und die Genauigkeit der berechneten Lösung (Olsen 2000, S. 8).

Bei Implementierung eines Berechnungsgitters mit einer hohen Auflösung ist der Lösungsfehler im Vergleich zu einer niedrigeren Auflösung geringer und es können mehr Strömungsdetails erfasst werden. Allerdings nimmt mit zunehmender Auflösung des Berechnungsgitters der Rechenaufwand zu. Ein geeignetes Berechnungsgitter ermöglicht die Abbildung, die für die Untersuchung wichtigen Strömungsdetails unter akzeptablen bzw. praktikablen Rechenzeiten (Lecheler 2014, S. 61). Eine verbreitete Methode zur Bestimmung der notwendigen Auflösung des Berechnungsgitters ist die Durchführung einer Gitterstudie (*engl.* Grid Sensitivity Analysis). Bei dieser wird ein anfänglich grobes Berechnungsgitter solange verfeinert, bis keine merkliche Änderung der Lösung mehr feststellbar ist. Die berechnete Lösung wird als gitterunabhängig bezeichnet (Ferziger und Peric 2008, S. 41).

3.2.1 Klassifizierung

Hinsichtlich ihrer Topologie werden die Berechnungsgitter in die Kategorien strukturiert und unstrukturiert eingeteilt. Bei strukturierten Berechnungsgittern lässt sich der Rechenraum als Matrix darstellen, in welcher sich die Zellen eindeutig durch ganzzahlige Zahlen indizieren lassen. Zellnachbarn sind bei strukturierten Berechnungsgittern direkt bekannt und müssen nicht rechnerisch ermittelt werden. Bei unstrukturierten Berechnungsgittern sind die Nachbarzellen nicht definiert. Die Gitterpunkte und Zellen müssen einzeln in einer Zuordnungstabelle abgespeichert werden (Moukalled et al. 2016, 137-147). Durch die komplexere Datenstruktur sind komplizierte Gleichungslösungsalgorithmen notwendig und die Rechenzeit ist länger. Der Vorteil der unstrukturierten Berechnungsgitter besteht in einer höheren geometrischen Flexibilität. Unstrukturierte Berechnungsgitter ermöglichen lokale Verfeinerungen, sowie eine genaue Anpassung des Berechnungsgitters an die Geometrie im Untersuchungsgebiet (Lecheler 2014, S. 74). Abbildung 3-4 zeigt ein strukturiertes sowie ein unstrukturiertes zweidimensionales Berechnungsgitter zur hydrodynamischen Modellierung eines Flussabschnittes. Es ist zu erkennen, dass insbesondere die Uferbereiche im unstrukturierten Berechnungsgitter exakter abgebildet werden können.

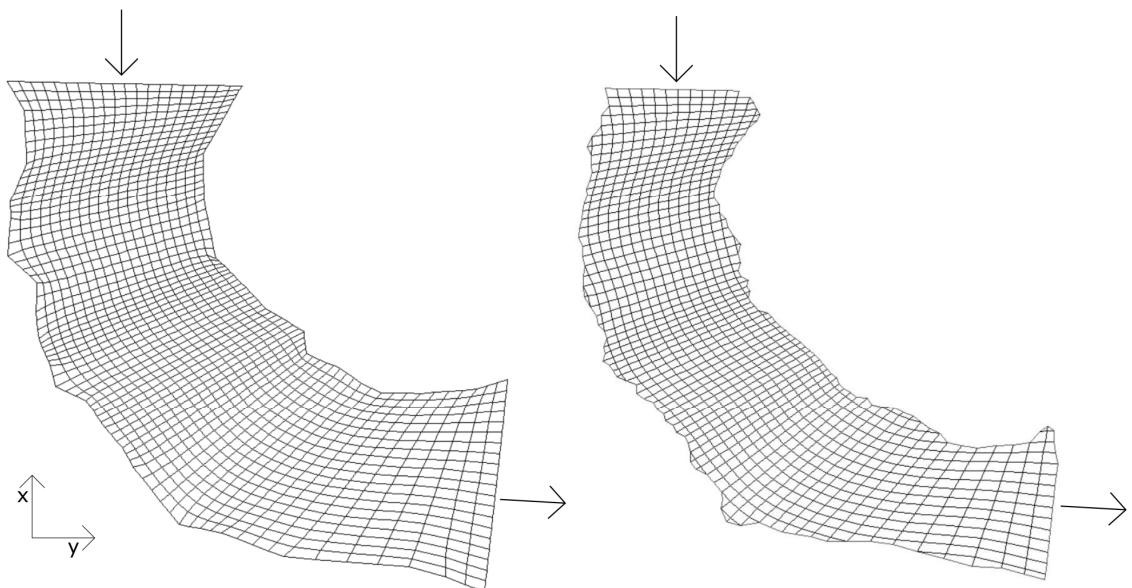


Abbildung 3-4: Beispiel für ein strukturiertes (links) und unstrukturiertes (rechts) zweidimensionales Berechnungsgitter

Als Zellformen werden bei der zweidimensionalen numerischen Strömungssimulation Dreiecke, Vierecke oder Vielecke verwendet werden. Im dreidimensionalen Fall besteht das Berechnungsgitter aus Tetraedern, Hexaedern und Polyedern.

3.2.2 Qualitätskriterien

Die drei wichtigsten Qualitätskriterien bei der Erstellung von Berechnungsgittern sind die (Nicht)-Orthogonalität, das Ausdehnungsverhältnis sowie das Seitenverhältnis. In einem orthogonalen Berechnungsgitter schneidet die Verbindungsgeraden zweier Zellmittelpunkte die gemeinsame Zellkante unter einem Winkel von 90° . Ist dieser Winkel kleiner als 45° oder größer als 135° wird das Berechnungsgitter als nicht orthogonal bezeichnet. Möglichst orthogonale Berechnungsgitter führen bei der numerischen Berechnung zu einer schnelleren Konvergenz und tendenziell zu exakteren Ergebnissen (Olsen 1999, S. 9).

Das Verhältnis zwischen der Ausdehnung einer Zelle und der Ausdehnung der Nachbarzelle in dieselbe Raumrichtung wird als Ausdehnungsverhältnis bezeichnet. Idealerweise liegt dieses Verhältnis bei der Erstellung eines Berechnungsgitters unter 1,2. Verhältnisse über 10 führen bei der numerischen Berechnung des Strömungsfeldes zu nicht physikalischen Ergebnissen (Olsen 1999, S. 10). Für die in Abbildung 3-5 dargestellten Zellen A und B ist das Ausdehnungsverhältnis in x-Richtung als $\frac{x_b}{x_a}$ definiert und beträgt ca. 1,5.

Das Seitenverhältnis sollte zur Vermeidung von Oszillationen und Konvergenzproblemen bei der hydrodynamisch-numerischen Simulation unter 10 liegen. Optimal ist ein Seitenverhältnis zwischen 1 und 3. Die längere Seite der Zelle sollte dabei möglichst parallel zur Hauptströmungsrichtung verlaufen (Olsen 1999, S. 10). Hinsichtlich der in Abbildung 3-5 abgebildete Zelle A beträgt das Seitenverhältnis $\frac{x_a}{y_a}$ ungefähr 1,3.

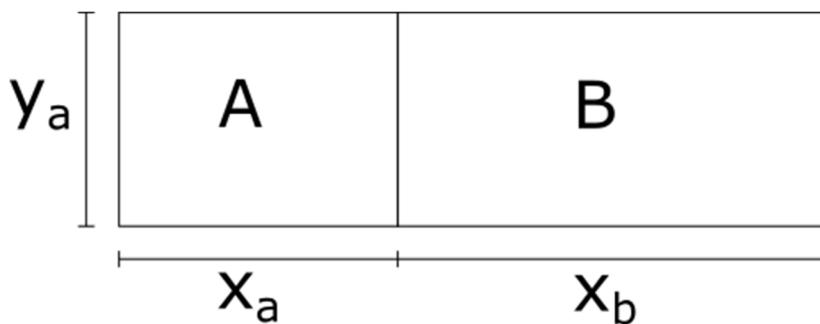


Abbildung 3-5: Zellen A und B als Beispiel zur Erläuterung der Qualitätskriterien (nach Olsen 2012, S. 51)

Für Berechnungsgitter aus Dreiecken ist das zuvor erläuterte Orthogonalitätskriterium nicht umsetzbar. Anstatt dessen ist ein Mindestwinkelkriterium von 22° zwischen den Dreiecksseiten einzuhalten. Bei Einhaltung dieses Kriteriums werden die Bedingungen bezüglich des Längen- und Seitenverhältnisses automatisch erfüllt.

Wie in Kapitel 3.1.6 bereits erwähnt, kann die Anwendung von Interpolationsverfahren erster Ordnung aufgrund der vergleichsweise großen falschen Diffusion zu ungenauen Lösungen führen. Da die falsche Diffusion bei schräger Anströmung der Gitterlinien am größten ist, sollten diese möglichst parallel zu den Geschwindigkeitsvektoren in Hauptströmungsrichtung angeordnet sein (Olsen 2014, S. 47).

3.2.3 Erstellung des Berechnungsgitters in SSIIM 2

Im CFD-Programm SSIIM2 werden zur Berechnung des Strömungsfeldes und des Sedimenttransports unstrukturierte, nicht-orthogonale, adaptive dreidimensionale Gitter verwendet (Olsen 2014, S. 10). Adaptiv bedeutet, dass das aus Hexaedern und Tetraedern bestehende unstrukturierte Berechnungsgitter bei instationärer Simulation zu jedem Zeitschritt neu generiert wird und sich dem Wasserstand bzw. der Sohlage des vorangegangenen Zeitschrittes anpasst. Bei Sinken des Wasserspiegels nimmt die Anzahl der Gitterzellen in vertikaler Richtung aufgrund des implementierten „Wetting and Drying“-Algorithmus ab. Dieser Algorithmus bestimmt die Anzahl der Gitterzellen in vertikaler Richtung in Abhängigkeit zur Wassertiefe. Als erste Randbedingung h_1 wird die Mindestwassertiefe zur Erstellung einer Zelle definiert. Insofern die Wassertiefe geringer ist, wird der Teilbereich nicht modelliert und befindet sich außerhalb des Berechnungsgitters. Die zweite Randbedingung h_2 gibt an, ab welcher Wassertiefe eine zweite Zelle in vertikaler Richtung generiert wird. Für Wasserstände zwischen h_1 und h_2 wird genau eine Zelle erzeugt und die Berechnung der Strömung erfolgt tiefengemittelt. Bei einer Wassertiefe $h > h_2$ wird die Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung anhand der folgenden Formel bestimmt und die Strömung dreidimensional berechnet (Olsen 2014, S. 101):

$$n = n_{\max} \left(\frac{h}{h_{\max}} \right)^p \quad (3.6)$$

Dabei bezeichnet n die lokal vorhandene Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung, n_{\max} die maximale Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung, h die Wassertiefe und h_{\max} die maximale Wassertiefe im modellierten Gebiet. Mittels des Exponenten p wird die Anzahl und Verteilung der Gitterzellen im Untersuchungsgebiet beeinflusst. Es ist zu beachten, dass n_{\max} vor der Erstellung des Berechnungsgitters zu definieren ist.

Insofern das dreidimensionale Berechnungsgitter auch zur Simulation des Sedimenttransports verwendet wird, sollte es mittels spezieller Algorithmen (**F 64 11** oder **F 64 13**) generiert werden. Bei beiden Algorithmen werden die Zellen entlang der Gewässersohle als Hexaeder erzeugt und passen sich exakt der Gewässersohle an (Olsen 2014, S. 97). Anhand von Abbildung 3-6 ist ein Schnitt durch ein solches Berechnungsgitter am Beispiel der Schwarzenbachtalsperre zu sehen.

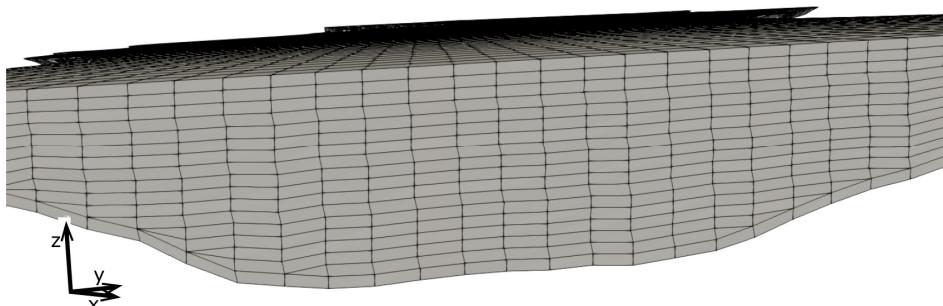


Abbildung 3-6: Schnitt durch ein dreidimensionales Berechnungsgitter am Beispiel der Schwarzenbachtalsperre

3.3 Hydrodynamische Modellierung

3.3.1 Reynolds-gemittelte Navier-Stokes-Gleichungen

Zur Beschreibung des Fließverhaltens linear-viskoser (newtonscher) Fluide werden bei der numerischen Strömungssimulation die Navier-Stokes-Gleichungen verwendet. Diese bilden ein gekoppeltes nichtlineares Differentialgleichungssystem, welches die fünf Erhaltungsgleichungen von Masse, Impuls und Energie enthält (Lecheler 2014, S. 20). Da das Gleichungssystem auch kleinste Wirbel und Turbulenzen beschreibt, sind die Rechenzeiten zur Lösung der sogenannten vollständigen Navier-Stokes-Gleichungen für technische Anwendungen nicht akzeptabel. Aufgrund dessen basieren Programme zur numerischen Strömungsberechnung üblicherweise auf den Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen. Bei diesen werden die Turbulenzen über sogenannte Turbulenzmodelle (vgl. Kapitel 3.3.2) näherungsweise berechnet und müssen nicht durch sehr feine Rechennetze aufgelöst werden (Lecheler 2014, S. 32). Die realen Bedingungen werden dabei unter einer erheblich reduzierten Rechenzeit für die meisten Anwendungen hinreichend genau wiedergegeben.

Abbildung 3-7 zeigt zur Veranschaulichung der Reynolds-Mittelung den zeitlichen Verlauf der Geschwindigkeit einer turbulenten Strömung an einem festen Ort. Die einzelne Strömungsgröße (hier die Geschwindigkeit U) wird jeweils durch die Summe aus Mittelwert (hier \bar{U}) und Schwankungswert (hier u) ersetzt (Lecheler 2014, S. 32). Der mittlere Wert der Strömungsgröße wird dabei so gewählt, dass der Mittelwert der Schwankungswerte gleich null ist. Theoretisch müsste bei Anwendung der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen über jeder berechneten Strömungsgröße ein Querstrich stehen. Auf diesen wird aber der Einfachheit halber im Folgenden verzichtet.

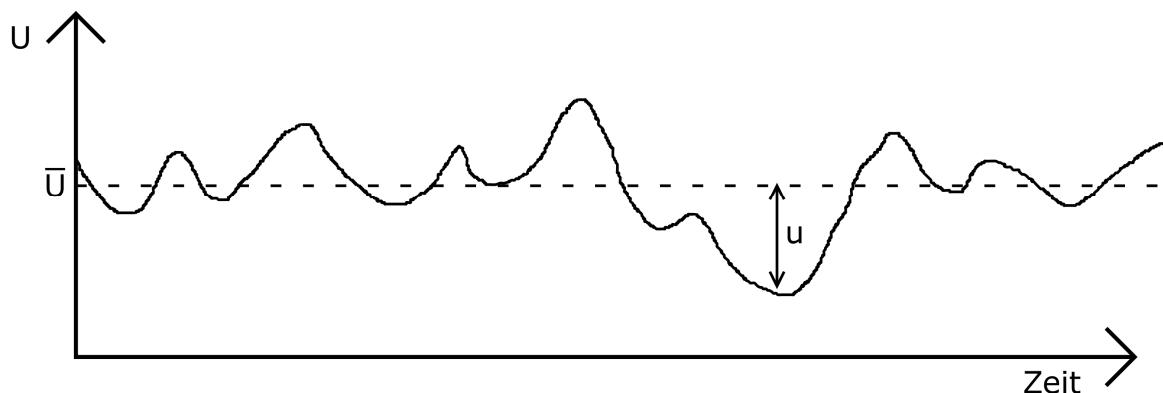


Abbildung 3-7: Geschwindigkeitsverlauf einer turbulenten Strömung (nach Olsen 1999, S. 24)

Unter Beachtung der Massen- und Impulserhaltung ergeben sich die Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichung für den dreidimensionalen, inkompressiblen Fall zu (Versteeg und Malalasekera 1995, S. 23):

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0 \text{ mit } i = 1, 2, 3 \quad (3.7)$$

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x_j} (-P \delta_{ij} - \rho_w \bar{u}_i \bar{u}_j) \quad (3.8)$$

Dabei bezeichnet U_i die mittlere Geschwindigkeit, ρ_w die Dichte von Wasser, P den Druck, x_i die räumliche Dimension, t die Zeit und δ_{ij} das Kronecker-Delta. Nach Definition ist δ_{ij} für Schubspannungen ($i \neq j$) gleich 0 und für Normalspannungen ($i=j$) gleich 1. Der letzte Term $\rho_w \bar{u}_i \bar{u}_j$ auf der rechten Seite der Gleichung wird als Reynolds-Spannungstensor bezeichnet. Er besteht aus dem zeitlichen Mittel des Produktes der fluktuiierenden Geschwindigkeitskomponenten u_i und u_j .

3.3.2 Turbulenzmodelle

Als Turbulenzmodelle werden mathematische Vorschriften in Form von Gleichungen zur Näherungsweisen Beschreibung des Turbulenzverhaltens in Strömungen bezeichnet. Diese sind nötig zur Schließung des Gleichungssystems, weil aufgrund des durch die Reynolds-Mittelung hinzugekommenen Terms (Reynolds-Spannungstensor) die Anzahl der Erhaltungsgleichungen geringer als die Zahl der unbekannten Größen ist. Ohne zusätzliche Informationen durch die Turbulenzmodelle ist das Gleichungssystem nicht mehr lösbar (Martin 2011, S. 52). Im verwendeten CFD-Programm SSIIM 2 sind das Standard κ - ϵ Turbulenzmodell sowie das RNG κ - ϵ Turbulenzmodell implementiert. Das ebenfalls häufig angewandte κ - ω Turbulenzmodell ist lediglich in SSIIM 1 implementiert und wird im Folgenden nicht erläutert (Olsen 2014, S. 92).

- Standard κ - ϵ Turbulenzmodell

Bei Wirbelviskositätsmodellen werden die Reynolds-Spannungen durch eine turbulente Zähigkeit oder Wirbelviskosität ersetzt (Lecheler 2014, S. 33). Für den Reynolds-Spannungstensor gilt entsprechend der Näherung von Boussinesq (3.9):

$$-\bar{u}_i \bar{u}_j = \nu_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \kappa \delta_{ij} \quad (3.9)$$

Dabei ist U_i die mittlere Geschwindigkeit, δ_{ij} das Kronecker-Delta, ν_t die turbulente Wirbelviskosität und κ die turbulente kinetische Energie. Diese ist wie folgt definiert (Martin 2011, S. 64):

$$\kappa = \frac{1}{2} \bar{u}_i \bar{u}_i \quad (3.10)$$

Die turbulente Wirbelviskosität ν_t aus Gleichung (3.9) ist unbekannt und muss mittels eines Turbulenzmodells berechnet werden. Bei Anwendung des Standard κ - ϵ Turbulenzmodell gilt für die turbulente Wirbelviskosität entsprechend Launder und Spalding (1972):

$$\nu_t = c_\mu \frac{\kappa}{\epsilon^2} \quad (3.11)$$

Dabei bezeichnet ϵ die Dissipation der turbulenten kinetischen Energie κ , welche durch die innere Reibung in Wärmeenergie umgewandelt wird. Die Veränderung der turbulenten kinetischen Energie κ und ihrer Dissipationsrate ϵ im Strömungsraum über die Zeit wird durch die folgenden Gleichungen beschrieben (Launder und Spalding 1972; Martin 2011, S. 65):

$$\frac{\partial \kappa}{\partial t} + U_j \frac{\partial \kappa}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_\kappa} \right) \frac{\partial \kappa}{\partial x_j} \right] + P_\kappa - \epsilon \quad (3.12)$$

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} + U_j \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_\epsilon} \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} \right] + c_{1e} \frac{\epsilon}{\kappa} P_\kappa - c_{2e} \frac{\epsilon^2}{\kappa} \quad (3.13)$$

$$P_\kappa = \nu_t \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \left(\frac{\partial U_j}{\partial x_i} + \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) \quad (3.14)$$

Dabei ist P_κ die Produktion der turbulenten kinetischen Energie und ν die kinematische Viskosität. Zusätzlich enthalten die genannten Modellgleichungen mehrere noch unbekannte empirische Konstanten. Mittels experimenteller Untersuchungen einfacher Strömungsfelder ergeben sich nach Rodi (1993) die in Tabelle 3-1 aufgeführten Werte:

Tabelle 3-1: Empirische Konstanten zur Lösung des Standard κ - ϵ Turbulenzmodells

Konstante	c_μ	c_{1e}	c_{2e}	σ_κ	σ_ϵ
Wert [-]	0,09	1,44	1,92	1,00	1,26

Das Standard κ - ϵ Turbulenzmodell ist stabil und benötigt nur wenig zusätzlichen Rechenaufwand (Lecheler 2014, S. 34). Ein weiterer Vorteil besteht aufgrund der allgemein gültigen empirischen Konstanten darin, dass das Modell für verschiedene Strömungszustände ohne Kalibrierung gelöst werden kann (Olsen 1999, S. 39).

- RNG κ - ϵ Turbulenzmodell

Das Renormalization Group (RNG) κ - ϵ Modell (Yakhot et al. 1992) ist wie das Standard κ - ϵ Turbulenzmodell ein Zweigleichungsmodell. Im Unterschied zum Standard Modell werden die beiden Turbulenzgrößen κ und ϵ mit Hilfe der Renormierungsgruppen-Theorie entwickelt. Als Ausgangspunkt für die Modellentwicklung dienen anstatt der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes Gleichungen die Momentanwerte. Die daraus resultierende Modellgleichung für κ ist identisch zu Gleichung (3.12). Unterschiede ergeben sich hinsichtlich der Gleichung für ϵ und können in der Literatur nachgeschlagen werden (vgl. Schwarze 2013, S. 144).

Praktisch führt die Implementierung des RNG κ - ϵ Modell in den meisten Anwendungsfällen zu ähnlichen Lösungen wie das Standard κ - ϵ Turbulenzmodell. Lediglich in Strömungsgebieten

mit starker Stromlinienkrümmung unterscheiden sich die Ergebnisse und das RNG κ - ϵ Modell weist eine höhere Empfindlichkeit auf (Schwarze 2013, S. 144). Jedoch zeigen vergangene Untersuchungen, dass keines der beiden Modelle dem anderen grundsätzlich überlegen ist (Menter 1996, S. 514–519).

3.3.3 Wasserspiegel und Druckverteilung

Zur Bestimmung des unbekannten Druckterms der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen (vgl. Gleichung (3.8)) verwendet SSIIM 2 den von Patankar (1980) vorgestellten SIMPLE-Algorithmus (Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations). Bei diesem werden die Geschwindigkeitsfelder zunächst auf Grundlage eines geschätzten Druckfeldes berechnet. Anschließend werden in einem iterativen Prozess solange Druck- und Geschwindigkeitskorrekturen durchgeführt, bis die Kontinuitätsgleichung im Rahmen der vorgegebenen Genauigkeit erfüllt wird.

Die Berechnung der Wasserspiegelhöhe z_w erfolgt mittels eines impliziten Algorithmus. Dieser basiert auf dem Druckgradienten zwischen zwei benachbarten Zellen und wurde von Olsen und Haun (2010) entwickelt. Die Lage des Wasserspiegels wird ausgehend von einer Referenzzelle mit fixem Wasserspiegel berechnet. Die Druckdifferenz zwischen zwei benachbarten Zellen steht mit der Differenz der Wasserspiegellage der beiden Zellen in folgender Beziehung:

$$\frac{\partial P}{\partial x_i} = \rho_w g \frac{\partial z_w}{\partial x_i} \quad (3.15)$$

Dabei bezeichnet P den Druck, ρ_w die Dichte von Wasser, x die Ortskoordinate, g die Schwerkraftbeschleunigung und z_w die Höhe des Wasserspiegels in einer Zelle.

3.3.4 Randbedingungen

Wie in Kapitel 3.1 bereits beschrieben erfolgt die Berechnung der unbekannten Variablenwerte einer Gitterzelle anhand der Variablenwerte seiner Nachbarzellen. Allerdings gibt es in den Randbereichen eines Berechnungsgebietes Gitterzellen, ohne eine ausreichende Anzahl von Nachbarzellen. Zur Lösung der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen benötigen diese Zellen zusätzliche Informationen in Form von Randbedingungen. Diese müssen bei der dreidimensionalen numerischen Strömungssimulation in den folgenden Bereichen gegeben sein (Rüther 2006, S. 24; Wu 2008, S. 290–291):

- Zufluss
- Abfluss
- Freier Wasserspiegel
- Gewässersohle/Wände

Die Randbedingungen müssen folgende Variablenwerte enthalten (Rüther 2006, S. 24):

- Die Geschwindigkeit in die drei Raumrichtungen U_x, U_y, U_z
- Die Turbulenzvariablen κ und ε
- Den Druck P

Die Variablen der Zufluss-Randbedingung werden durch eine Dirichlet-Randbedingung definiert. Bei dieser wird die abhängige Variable direkt auf dem Rand vorgegeben. Üblicherweise ist der Durchfluss an der Zufluss-Randbedingung bekannt und die Turbulenzvariablen sowie der Druck können von diesem ausgehend berechnet werden (Olsen 1999, S. 25). Die Geschwindigkeiten ergeben sich direkt aus dem bekannten Durchfluss und der Geometrie. Die Abfluss-Randbedingungen werden in der Fließgewässermodellierung durch eine zero-gradient Neumann-Randbedingung definiert. Das bedeutet, dass die Ableitung der Variable auf dem Rand null ist. Dementsprechend ist der Variablenwert am Rand identisch zum Variablenwert der nächstliegenden Gitterzelle (Olsen 1999, S. 25).

Bezüglich des freien Wasserspiegels werden die Variablenwerte für U_x, U_y, P und ε durch eine zero-gradient Neumann-Randbedingung vorgegeben (Rüther 2006, S. 24). Die Strömungsgeschwindigkeit in die vertikale Richtung U_z entspricht einem bestimmten Wert. Da es keinen Fluss durch die Wasseroberfläche gibt, kann dieser berechnet werden. Der Variablenwert der turbulenten kinetische Energie κ beträgt an der Wasseroberfläche null (Olsen 1999, S. 40).

An festen Oberflächen gilt bei reibungsbehafteten Strömungen die Haftbedingung. Folglich ist die Strömungsgeschwindigkeit an der Oberfläche gleich null, wobei im Nahbereich der Wand oder Sohle ein steiler Geschwindigkeitsgradient auftritt. Dieser kann nur durch viele kleine Zellen in ausreichender Genauigkeit aufgelöst werden. Zur Vermeidung einer extrem hohen Anzahl von Gitterzellen werden die Geschwindigkeitsprofile im Nahbereich der Wand durch Wandgesetze approximiert. SSIIM 2 verwendet dazu folgende empirische Gleichung für raue Wände nach Schlichting (1979):

$$\frac{U}{u_x} = \frac{1}{\kappa^*} \ln\left(\frac{30y}{k_s}\right) \quad (3.16)$$

Dabei bezeichnet u_x die Schubspannungsgeschwindigkeit, κ^* die Kármán-Konstante, k_s die äquivalente Sandrauheit der Wand bzw. der Gewässersohle und y den Abstand zwischen der Wand und dem Zentrum der Zelle. Die Wandgesetze werden in SSIIM 2 sowohl zur Berechnung der Geschwindigkeitsparameter als auch zur Berechnung der Turbulenzparameter eingesetzt (Olsen 1999, S. 79). Sie werden standardmäßig an der Gewässersohle verwendet und können zusätzlich an den Seiten implementiert werden.

SSIIM 2 berechnet die äquivalente Sandrauheit k_s durch die folgende Umrechnung des Strickler-Rauheitsbeiwertes k_{St} (Olsen 2014, S. 79).

$$k_s = \left(\frac{26}{k_{St}}\right)^6 \quad (3.17)$$

3.3.5 Wind

Der Wind induziert insbesondere in Stillgewässern eine generelle Strömung des Oberflächenwassers in Windrichtung (Schönborn und Risse-Buhl 2013, S. 237). Ursächlich hierfür sind die durch den Wind verursachten Schubspannungen τ_w welche auf die Oberfläche des Wasser- körpers wirken. Für diese gilt:

$$\tau_w = c_D \cdot \rho_L \cdot U_{L,10}^2 \quad (3.18)$$

Dabei bezeichnet ρ_L die Dichte von Luft und $U_{L,10}$ die Windgeschwindigkeit 10 m über dem Wasserspiegel. Der Reibungskoeffizient C_D wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit nach van Dorn (1953) berechnet. Bei einer Windgeschwindigkeit von 5,6 m/s und darunter, beträgt der Reibungskoeffizient 0,001. Er vergrößert sich bei Windgeschwindigkeiten von über 5,6 m/s (Olsen 2014, S. 99). Der exakte mathematische Zusammenhang von Reibungskoeffizient und Windgeschwindigkeit ist der Originalliteratur zu entnehmen (vgl. van Dorn 1953).

3.4 Morphodynamische Modellierung

3.4.1 Allgemeines zum Sedimenttransport

In der technischen Hydraulik wird die Gesamtheit aller im transportierenden Fluid (in der Natur: Wasser) absetzbaren Feststoffe als Sediment bezeichnet (Zanke 2013, S. 264). Bezuglich dieser Feststoffe handelt es sich in natürlichen Gewässern sowohl um transportiertes Sohlmaterial als auch um nicht aus der Sohle stammende Feststoffe (Gebietseintrag).

Grundsätzlich kann hinsichtlich der Art des Sedimenttransports zwischen Geschiebe- und Schwebstofftransport unterschieden werden. Beim Geschiebetransport bewegen sich die Sedimentpartikel gleitend, rollend oder springend durch das fließende Wasser. Sie haben dabei stets Sohlenkontakt oder gewinnen diesen innerhalb kurzer Zeit wieder. Im Gegensatz dazu bezeichnet der Begriff Schwebstoff suspendiertes Material. Dieses wird durch die Turbulenz der Wasserströmung über längere Strecken ohne jeden Sohlenkontakt transportiert (Einstein et al. 1940; Zanke 2013, S. 265). Demnach basieren Geschiebetransport und Sedimenttransport auf unterschiedlichen physikalischen Grundlagen und müssen folglich auf verschiedene Arten berechnet werden (vgl. Kapitel 3.4.2. und 3.4.3).

Ein Sedimentpartikel gerät in Bewegung, wenn die Sohlschubspannung im Gewässer die kritische Sohlschubspannung des Partikels überschreitet. Weiterhin lässt sich anhand der Rouse-Zahl Z bestimmen, ob eine Kornfraktion als Schwebstoff oder als Geschiebe transportiert wird. Sie beschreibt das Verhältnis von Gravitationskräften zu Turbulenzintensitäten.

$$Z = \frac{\omega}{k^* u^*} \quad (3.19)$$

Dabei ist ω die Sinkgeschwindigkeit eines Sedimentpartikels, k^* die Kármán-Konstante und u^* die Schubspannungsgeschwindigkeit. Für Rouse-Zahlen kleiner als 1 befinden sich die Sedimentpartikel in Suspension. Je weiter sich die Rouse-Zahl null annähert, desto gleichmäßiger sind die Schwebstoffe über die Wassertiefe verteilt (Zanke 2013, S. 297–298). Für Rouse-Zahlen größer als 1 übersteigen die Gravitationskräfte die Turbulenzintensitäten, welche die Partikel am Sinken hindern. Dementsprechend dominiert in diesem Fall der Geschiebetransport.

3.4.2 Schwebstofftransport

Zur Berechnung des Schwebstofftransports wird bei der numerischen Berechnung mittels SSIIM 2 die Konvektions-Diffusionsgleichung gelöst (Olsen 2014, S. 182). Es gilt:

$$\frac{\partial c_i}{\partial t} + U_j \left(\frac{\partial c_i}{\partial x_j} \right) + \omega \left(\frac{\partial c_i}{\partial z} \right) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\Gamma \frac{\partial c_i}{\partial x_j} \right) \quad (3.20)$$

Dabei ist c_i die lokale Konzentration der i-ten Kornfraktion in Abhängigkeit zur Zeit t sowie in Abhängigkeit zu den Ortskoordinaten x und z. Es ist zu beachten, dass die Konzentration in SSIIM 2 als Volumenkonzentration und nicht als Massenkonzentration angegeben wird. Weiterhin bezeichnet U_j die mittlere Strömungsgeschwindigkeit, ω die Sinkgeschwindigkeit des Schwebstoffes und Γ den Diffusionskoeffizienten. Die Diskretisierung der Konvektions-Diffusions-Gleichung erfolgt in SSIIM 2 mittels des Second-Order-Upstream-Verfahrens (vgl. Kapitel 3.1.6). Bei Implementierung verschiedener Korngrößen in das numerische Modell, wird die Konvektions-Diffusionsgleichung für jede Fraktion separat gelöst.

Der Diffusionskoeffizient Γ ergibt sich zu (Olsen 2014, S. 182):

$$\Gamma = \frac{v_t}{Sc} \quad (3.21)$$

Dabei ist v_t die turbulente Wirbelviskosität entsprechend des κ - ϵ Turbulenzmodells (vgl. Kapitel 3.3.2) und Sc die Schmidt-Zahl. Die Schmidt-Zahl liegt üblicherweise zwischen 0,5 und 1 und kann in SSIIM 2 für jede Kornfraktion definiert werden. Standardmäßig wird ihr Wert in SSIIM 2 auf 1 festgelegt (Olsen 2012, S. 43). Dies bedeutet, die turbulente Wirbelviskosität ist gleich dem Diffusionskoeffizienten.

Als Randbedingungen zur Lösung der Konvektions-Diffusions-Gleichung wird neben der Wasseroberfläche die sohlnahe Schwebstoffkonzentration verwendet. Die Konzentration in der direkt an der Sohle liegenden Zelle wird in SSIIM 2 anhand der empirischen Formel nach van Rijn (1984b) berechnet:

$$c_{Sohle,i} = 0,015 \frac{d_i}{a} \frac{\left(\frac{\tau - \tau_{c,i}}{\tau_{c,i}} \right)^{1,5}}{\left(d_i \left(\frac{\rho_s / (\rho_w - 1) g}{v^2} \right)^{\frac{1}{3}} \right)^{0,3}} \quad (3.22)$$

Dabei ist $c_{Sohle,i}$ die sohlnahe Schwebstoffkonzentration der i-ten Kornfraktion, ρ_w die Dichte von Wasser, ρ_s die Dichte des Sediments, g die Schwerebeschleunigung, v die kinematische Viskosität, τ die Sohlschubspannung, d_i der Durchmesser und $\tau_{c,i}$ die kritische Sohlschubspannung der i-ten Kornfraktion. Die kritische Sohlschubspannung $\tau_{c,i}$ für den Bewegungsbeginn einzelner Kornfraktionen wird für jede Kornfraktion entsprechend des Shield-Diagramms berechnet (Olsen 2014, S. 183). Weiterhin bezeichnet a die Referenzhöhe und ist gleichzusetzen mit der Höhe der direkt an der Sohle liegenden Zelle.

3.4.3 Geschiebetransport

Die Berechnung des Geschiebetransportes erfolgt in SSIIM 2 durch Lösen einer empirischen Gleichung. Standardmäßig und im Rahmen dieser Arbeit wird die Formel nach van Rijn (1984a) angewandt. Es gilt:

$$\frac{q_{b,i}}{d_i^{1,5} \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w}}} = 0,053 \frac{\left(\frac{\tau - \tau_{c,i}}{\tau_{c,i}}\right)^{2,1}}{d_i^{0,3} \left(\frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w v^2}\right)^{0,1}} \quad (3.23)$$

Dabei bezeichnet $q_{b,i}$ die auf die Breiteneinheit bezogene Transportrate der i-ten Kornfraktion, d_i den Durchmesser der i-ten Kornfraktion, ρ_w die Dichte von Wasser, ρ_s die Dichte des Sediments, g die Schwerebeschleunigung, τ die Sohlschubspannung, $\tau_{c,i}$ die kritische Sohlschubspannung der i-ten Kornfraktion und v die kinematische Viskosität.

In vorangegangenen Studien (Haun und Olsen 2012; Harb 2013; Haun et al. 2013) konnten mit der für Sandpartikel entwickelten Gleichung nach van Rijn (3.22) gute Ergebnisse erzielt werden. Zusätzlich beinhaltet SSIIM 2 die empirischen Formeln nach Wu und Meyer-Peter und Müller. Die Geschiebetransportformeln nach Meyer-Peter und Müller wurde beispielsweise erfolgreich bei der Simulation einer Stauraumspülung angewendet (Haun et al. 2012). Zur Implementierung alternativer Geschiebetransportformeln muss die Formel in einer dynamischen Programmbibliothek (engl. Dynamic Link Library) codiert werden (Olsen 2014, S. 90).

3.4.4 Berechnung der Sinkgeschwindigkeit

Die Sinkgeschwindigkeiten der einzelnen Kornfraktionen werden nicht durch das Programm berechnet. Dahingegen gibt der Benutzer für jede Kornfraktion sowohl den Durchmesser als auch die dazugehörige Sinkgeschwindigkeit an.

Entsprechend den Empfehlungen von van Rijn (1984b) und der erweiterten Wentworth Skala (Williams 2013) erfolgt die Berechnung der Sinkgeschwindigkeit ω für Kornfraktionen mit einem Durchmesser von weniger als 0,1 mm mittels der Stokesschen Gleichung. Es gilt nach Wu (2008, S. 60):

$$\omega_i = \frac{1}{18} \frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w v} d_i^2 \quad (3.24)$$

Dabei bezeichnet ρ_w die Dichte von Wasser, ρ_s die Dichte des Sediments, g die Schwerebeschleunigung, v die kinematische Viskosität und d_i den Durchmesser der i-ten Kornfraktion.

Die Stokessche Gleichung (3.24) ist ausschließlich für langsame Sedimentationsvorgänge mit Korn-Reynoldszahlen kleiner als 0,5 gültig (Wu und Wang 2006, S. 859). Beim Absetzvorgang größerer Sedimentpartikel ($d > 0,1$ mm) muss zusätzlich die Entstehung von Wirbeln bzw. die Trägheit des Fluides berücksichtigt werden. Basierend auf Laboruntersuchungen wurden zur

Bestimmung der Sedimentationsgeschwindigkeit in natürlichen Gewässern verschiedene empirische und halbempirische Formeln mit einem großen Anwendungsbereich entwickelt. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Gleichung von Ahrens (2000) verwendet.

Die Berechnung nach Ahrens (2000) beruht auf dem Ansatz, dass die Korn-Reynoldszahl Re einzig von der Archimedes-Zahl abhängig ist. Es gilt:

$$Re = \frac{\omega \cdot d}{\nu} = C_l \cdot Ar + C_t \cdot \sqrt{Ar} \quad (3.25)$$

Die Archimedes-Zahl Ar beschreibt das Verhältnis von Auftriebskraft zu Reibungskraft und ist folgendermaßen definiert:

$$Ar = \frac{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d^3}{\rho_w \cdot \nu^2} \quad (3.26)$$

Die beiden Koeffizienten C_l (laminar) und C_t (turbulent) werden nach Ahrens (2000) wie folgt berechnet:

$$C_l = 0,055 \tanh(12Ar^{-0,59} \cdot e^{-0,004Ar}) \quad (3.27)$$

$$C_t = 1,06 \tanh(0,016Ar^{0,50} \cdot e^{-\frac{120}{Ar}}) \quad (3.28)$$

Die Berechnung basiert auf Untersuchungen zum Sedimentationsverhalten natürlicher Sedimentpartikel und beinhaltet demnach einen mittleren Formfaktor. Da die exakte Form der Partikel zumeist nicht bekannt ist, wird diese ignoriert. In voneinander unabhängigen Untersuchungen liefert der Berechnungsansatz nach Ahrens (2000) für verschiedene Korngrößen verlässliche Ergebnisse (Ahrens 2003, S. 149; Wu und Wang 2006, S. 861). Die berechneten Sinkgeschwindigkeiten entsprechen den in Laborversuchen ermittelten Sinkgeschwindigkeiten mit einer hohen Genauigkeit.

3.4.5 Sohlschubspannungen

Die Sohlschubspannungen werden in SSIIM 2 standardmäßig anhand der turbulenten kinetischen Energie berechnet (Olsen 2014, S. 118). Für den sohnahen Bereich gilt die Annahme, dass sich die Erzeugung und die Dissipation von Turbulenz im Gleichgewicht befinden (Rodi 1993). Dementsprechend ergeben sich die Sohlschubspannungen τ unter Einbezug der turbulenten kinetischen Energie κ in der jeweiligen sohnahen Zelle zu:

$$\tau = \sqrt{c_\mu} \rho_w \kappa = 300 \kappa \quad (3.29)$$

Die empirische Konstante c_μ hat nach Launder und Spalding (1972) einen Wert von 0,09 (vgl. Tabelle 3-1). Weiterhin bezeichnet ρ_w die Dichte von Wasser.

Wie in Kapitel 3.4.1 bereits erläutert, geraten die Sedimentpartikel in Bewegung, wenn die Sohlschubspannung die kritische Sohlschubspannung überschreitet. Die kritischen Sohlschubspannungen werden in SSIIM 2 standardmäßig entsprechend des Shield-Diagramms (Shields 1936, S. 26) berechnet. Allerdings berücksichtigt dieser Ansatz keine eventuell vorhandenen kohäsiven Eigenschaften der angelandeten Sedimente. Die erhöhte Erosionsstabilität kohäsiver Sedimente kann in SSIIM 2 durch eine manuelle Erhöhung der kritischen Sohlschubspannung implementiert werden. Weiterhin unterscheidet sich der Bewegungsbeginn von Partikeln auf einer ebenen Sohle zu dem Bewegungsbeginn von Partikeln gleicher Beschaffenheit auf einer geneigten Sohle. Deshalb wird die kalkulierte kritische Sohlschubspannung einer ebenen Sohle, zur Berechnung der kritischen Sohlschubspannung einer geneigten Sohle, mit dem Faktor K multipliziert. Die Berechnung des Faktors erfolgt durch die folgende Gleichung nach Brooks (1963).

$$K = -\frac{\sin \psi \sin \alpha}{\tan \theta} + \sqrt{\left(\frac{\sin \psi \sin \alpha}{\tan \theta}\right)^2 + \cos^2 \psi [1 - \left(\frac{\tan \psi}{\tan \theta}\right)^2]} \quad (3.30)$$

Dabei ist α der Winkel zwischen der Richtung der Sohlschubspannung und der Stromlinie, ψ der Neigungswinkel der Sohle und θ der Reibungswinkel der Sedimente.

4 Erstellung des Berechnungsgitters

4.1 Geländedaten

Als Datengrundlage für das Berechnungsgitter dient eine Lotung des Schwarzenbachstausees aus dem Jahre 2012 (29.03.2012). Diese wurde mittels Echolot von der bugglin Ingenieure GmbH durchgeführt. Abbildung 4-1 zeigt die vermessenen Sohllagen des Stauraumes. Bezuglich der braunen Linie handelt es sich um die Uferlinie entsprechend der Geoinformationsdaten der Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUBW 2016). Es ist zu erkennen, dass der bisherige Datensatz nicht die gesamte Topografie des Stauraumes umfasst. Geländepunkte, die zum Zeitpunkt der Messung oberhalb des Wasserspiegels oder in sehr flachen Bereichen des Gewässers liegen, können mittels Echolot nicht erfasst werden. Die höchste vermessene Sohlage liegt mit 662,2 m ü. NN mehr als 6 m unter dem Stauziel von 668,5 m ü. NN der Talsperre. Dementsprechend müssen die Geländedaten zur Erstellung des Berechnungsgitters angepasst werden.

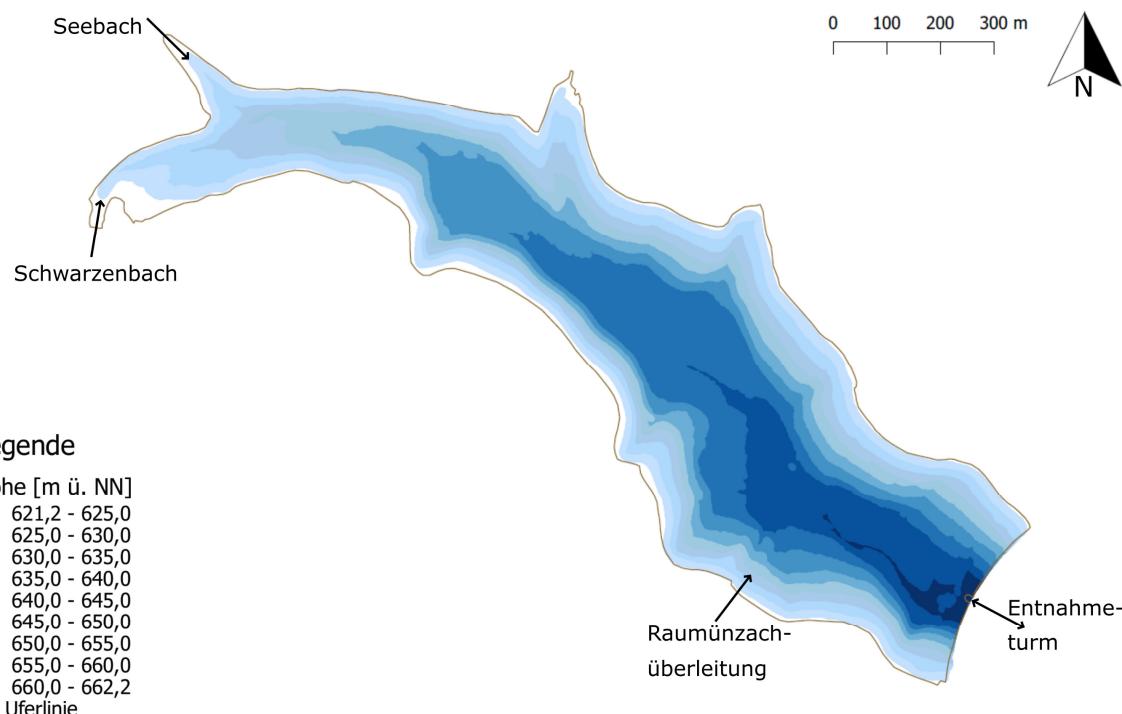


Abbildung 4-1: Vermessene Sohllagen des Schwarzenbachstausees am 29.3.2012 mit Uferlinie nach LUBW

Der ursprüngliche Datensatz besteht aus 546.957 Vermessungspunkten und wird zur Weiterbearbeitung auf 21.893 Punkte ausgedünnt. Die Punkte werden dazu in einem definierten Maximalabstand von 5 m extrahiert. Dadurch wird die Topografie weiterhin ausreichend genau abgebildet und die Datenmenge lässt sich leichter bzw. unter geringerem Rechenaufwand mit dem Geoinformationsprogramm QGIS 2.18 bearbeiten.

Im zweiten Bearbeitungsschritt werden entlang der Uferlinie, Geländepunkte mit einer Höhe von 668,5 m ü. NN, in einem Intervall von 2,5 m eingefügt. Dieser Abstand ergibt hinsichtlich der Interpolation der Sohllagen in SSIIM 2 gute Ergebnisse. Falls der Abstand größer gewählt wird, treten Interpolationsfehler auf und die in SSIIM 2 interpolierte Uferlinie verläuft nicht entsprechend der tatsächlichen Topografie. Durch das Einfügen der neuen Geländepunkte umfassen die Geländedaten den gesamten, bei maximalem Wasserstand benetzten Bereich.

Eine Besonderheit bei der Modellierung des Schwarzenbachstausees ist der stark schwankende Wasserspiegel (vgl. Kapitel 2.2.1). Gemäß Abbildung 4-1 wird deutlich, dass Schwarzen- und Seebach in den flachen, nordwestlichen Bereich des Stauraumes münden. Darum verändert sich bereits bei geringen Änderungen des Wasserspiegels der Ort des Zuflusses in den Stauraum. Allerdings ist die Position der Zu- und Abflussrandbedingungen auch bei der Verwendung eines adaptiven Berechnungsgitters fixiert und dementsprechend exakt anzugeben. Insofern der Wasserspiegel im Laufe einer Simulation sinkt, fällt der zuvor benetzte Zuflussbereich trocken und es kann kein Wasser mehr in den Stauraum einströmen. Um dies zu verhindern, wird die Sohlage im Bereich der Zuflüsse auf eine Höhe von 653 m ü. NN angepasst. Dadurch wird sichergestellt, dass die Zuflussrandbedingungen im Regelbetrieb der Schwarzenbachtalsperre nicht trockenfallen. Weiterhin ist es für die Erstellung des Berechnungsgitters aus einem Block mittels implementiertem „Wetting and Drying“-Algorithmus (vgl. Kapitel 3.2.2) nötig, die Geländedaten für die Zuflüsse bis zum Rand des Berechnungsgitters zu implementieren. Abbildung 4-2 zeigt die bezüglich der Uferlinie und den Zuflüssen angepassten Geländedaten.

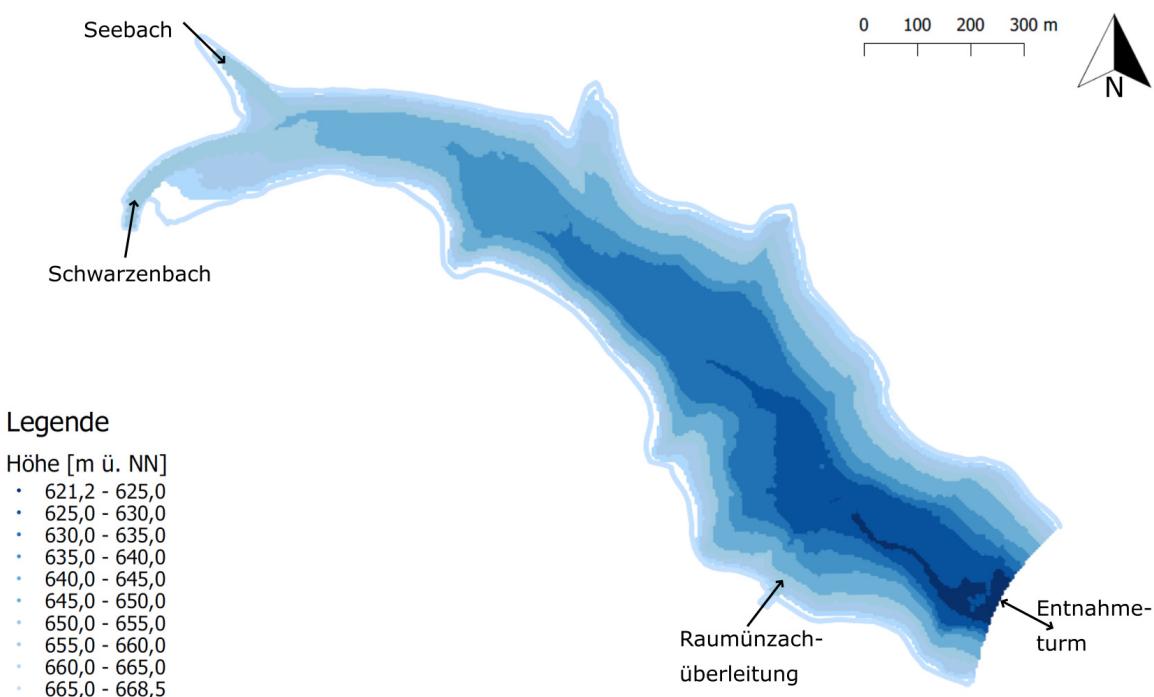


Abbildung 4-2: Zur Erstellung des Berechnungsgitters angepasste Sohllagen des Schwarzenbachstausees

Die bearbeiteten Geländedaten werden in das Programm SSIIM 2 eingelesen und dienen als Grundlage zur Interpolation der Sohllagen im numerischen Modell. Die Berechnung erfolgt durch Anwendung eines implementierten Algorithmus, welcher die Sohl- bzw. Geländehöhen innerhalb des Untersuchungsgebietes linear interpoliert. Die genaue Funktionsweise des Algorithmus wird im Handbuch erläutert (Olsen 2014, S. 75).

4.2 Möglichkeiten zur Erstellung des Berechnungsgitters

Die zur Simulation mit SSIIM 2 verwendeten Berechnungsgitter werden im Programm selbst erzeugt. Dabei kann zwischen zwei verschiedenen Methoden unterschieden werden. Das Berechnungsgitter kann entweder aus mehreren Blöcken oder aus einem Block erstellt werden. Bei der Erstellung des Berechnungsgitters aus einem Block erfolgt die Generierung des Gitterrandes auf Grundlage der Geländedaten unter Anwendung des „Wetting and Drying“-Algorithmus. Je nach Untersuchungsgebiet sind der Aufwand und die sich daraus ergebenden Vorteile, gerade hinsichtlich der Qualitätskriterien (vgl. Kapitel 3.2.2), abzuwägen.

Der Vorteil bei der Erstellung des Berechnungsgitters aus mehreren Blöcken ist, dass diese jeweils entsprechend der vorliegenden Hauptströmungsrichtung ausgerichtet werden können. Die Gitterlinien in Strömungsrichtung verlaufen idealerweise parallel zu den Geschwindigkeitsvektoren. Aufgrund der komplexen und instationären Strömungsverhältnisse ist dies im Schwarzenbachstausee, auch unter Verwendung von mehreren Blöcken, nicht möglich. Beispielsweise strömt das Wasser des See- und Schwarzenbaches aus Nordwesten in Richtung Staumauer. Zusätzlich strömt eine im Mittel größere Wassermenge aus südwestlicher Richtung lateral in den Stauraum. Dementsprechend gibt es in diesem Bereich des Stauraumes keine klare Hauptströmungsrichtung, zumal das Strömungsfeld aufgrund des Pumpspeicherbetriebes starken zeitlichen Schwankungen unterliegt. Weiterhin ändern sich das Strömungsfeld sowie die Lage der Zirkulationszonen bei Absenken des Wasserspiegels. Es ist daher nicht möglich, ein für alle Betriebszustände optimiertes Berechnungsgitter zu generieren. Die Vorteile einer Gittergenerierung aus mehreren Blöcken kämen zur Geltung, insofern nur ein Betriebszustand untersucht wird. Weiterhin ist es schwierig bzw. teilweise nicht möglich, die einzelnen Blöcke unter Einhaltung der Qualitätskriterien miteinander zu verknüpfen.

Aufgrund der erläuterten Punkte sowie der Empfehlungen im Handbuch des Programmes (Olsen 2014, 70,73), wird das in der Arbeit verwendete Berechnungsgitter aus einem Block erstellt. Das Berechnungsgitter soll die Qualitätskriterien (vgl. Kapitel 3.2.2) erfüllen und eine stabile Simulation verschiedener Betriebszustände ermöglichen.

4.3 Gittererstellung aus einem Block mittels „Wetting and Drying“-Algorithmus

Bei der Gittererstellung aus einem Block, wird im ersten Schritt ein strukturiertes zweidimensionales Gitter erzeugt. Dieses bedeckt das gesamte Untersuchungsgebiet. Hinsichtlich der Ausrichtung und Platzierung ist darauf zu achten, dass sich die Zu- und Abflüsse am Rand

des Gitterblocks befinden und dementsprechend in einem späteren Schritt als Randbedingungen implementiert werden können. Abbildung 4-3 zeigt das erstellte zweidimensionale Gitter mit einer Auflösung von 90 x 180 Zellen sowie die in das Programm eingelesenen Geländedaten. Erkennbar wird die Positionierung der Zuflüsse des Schwarzenbachs und der Raumünzachüberleitung an der südwestlichen Seite des Blockes. Der Seebach fließt an der nordwestlichen Seite in den Stauraum. Die Staumauer verläuft relativ exakt entlang der südöstlichen Kante des Gitterblockes. Dementsprechend kann der Entnahmeturm als Randbedingung an der südöstlichen Kante des Gitterblockes implementiert werden.

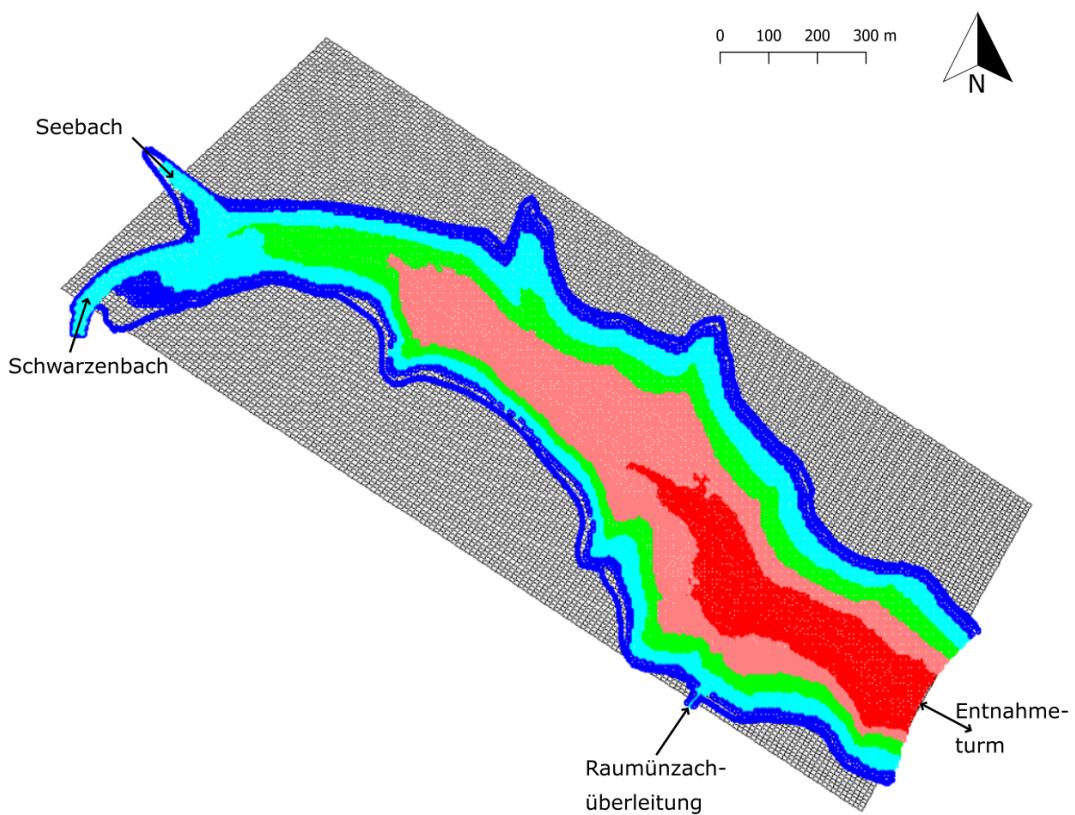


Abbildung 4-3: Darstellung des strukturierten zweidimensionalen Berechnungsgitters und der in SSIIM 2 eingelesenen Geländedaten

Ausgehend von diesem zweidimensionalen Gitter wird das dreidimensionale Berechnungsgitter mittels des „Wetting and Drying“-Algorithmus generiert. Anhand einer definierten Wasserspiegellage und der (auf Basis der Geländedaten interpolierten) Sohllagen ergeben sich unterschiedliche Wassertiefen. Diese bestimmen die Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung (vgl. Kapitel 3.2.2). Dabei wird im erstellten Berechnungsgitter die erste Zelle erzeugt, insofern die Wassertiefe an einem der Gitterknoten mindestens 0,8 m beträgt. Bei einer Wassertiefe zwischen 0,8 m und 1,5 m (Gitterknoten) wird lediglich eine Zelle in vertikaler Richtung generiert und die Berechnung des Strömungsfeldes erfolgt tiefengemittelt. Falls in den Simulationen keine Stabilitätsprobleme auftreten, kann die Mindestwassertiefe zur Erzeugung einer Zelle reduziert werden. Allerdings erwiesen sich die gewählten Einstellungen, insbesondere bei der

Durchführung stationären Simulation, als notwendig. Die sohnahen Zellen werden beim angewandten Algorithmus zur Gittererstellung (**F 64 13**) als Hexaeder erzeugt. Ihre Form ist der Gewässersohle exakt angepasst.

Zur Generierung des Berechnungsgitters wird der maximale Wasserstand verwendet. Dadurch ist sichergestellt, dass das Berechnungsgitter alle potentiell benetzten Bereich des Stauraumes abbilden kann. Abbildung 4-4 zeigt das generierte unstrukturierte dreidimensionale Berechnungsgitter bei einem Wasserstand von 668,5 m ü. NN in der Draufsicht. Das erstellte Berechnungsgitter besteht aus insgesamt 81.300 Zellen. Die Breite der Zellen (ausgenommen der Randbereiche) beträgt ca. 10 m und die Seitenlänge ca. 8 m. Die maximale Anzahl von Zellen in vertikaler Richtung beträgt im Bereich der größten Wassertiefe 18. Anhang A-1 zeigt die Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung über die Geometrie des Stauraumes. Zur Glättung der Zellkanten im Uferbereich wird der Algorithmus **F 102 1** verwendet. Dadurch ergeben sich teilweise Tetraeder und zu den Zellen im Innenbereich verschiedene Seitenverhältnisse. Die Zuflussrandbedingungen sind wie in Kapitel 3.3.4 beschrieben als Dirichlet-Randbedingungen implementiert. Dahingegen ist der sohlnahe Abfluss am Entnahmeturm als zero-gradient Neumann-Randbedingung implementiert.

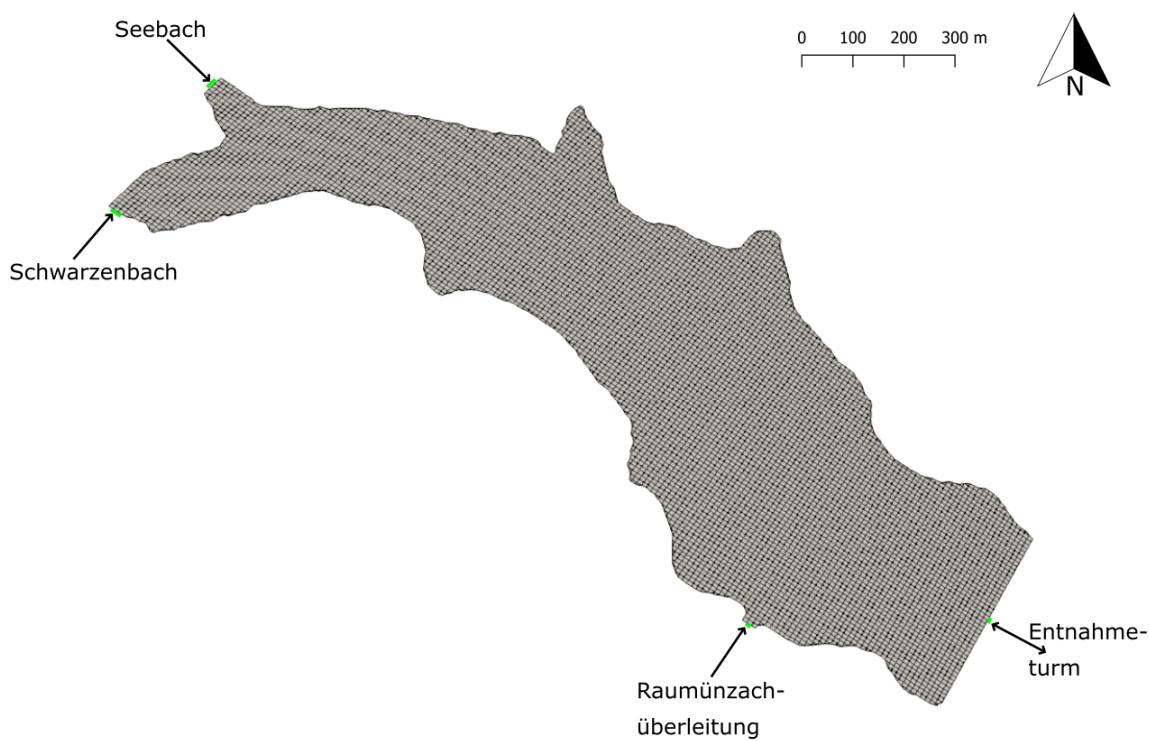


Abbildung 4-4: Draufsicht des erstellten dreidimensionalen Berechnungsgitters bei einem Wasserstand von 668,5 m ü. NN

Insofern der Wasserspiegel im Laufe der Simulation absinkt oder sich der initiale Wasserstand unterhalb des Stauziels befindet, passt sich das erstellte adaptive Berechnungsgitter automatisch an. Tabelle 4-1 zeigt wie sich die Gesamtzahl der Zellen und die maximale Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung in Abhängigkeit zum Wasserstand ändern.

Tabelle 4-1: Gesamtzahl der Zellen und maximale Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung in Abhängigkeit zum Wasserstand

Wasserstand [m ü. NN]	Gesamtzahl der Zellen [-]	Max. Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung [-]
668,5	81.300	18
665,0	70.040	17
660,0	55.227	15
655,0	41.642	13
650,0	30.078	11

4.4 Bewertung hinsichtlich der Qualitätskriterien

Das Qualitätskriterium der Orthogonalität (vgl. Kapitel 3.2.2) wird vom erstellten Berechnungsgitter in allen Bereichen erfüllt. Die Verbindungslien zwischen den Zentren benachbarter Zellen schneiden die Zellkanten in einem Winkel von ungefähr 90° . Lediglich an den sohnahen Zellen ergeben sich andere Winkel welche das Qualitätskriterium (Winkel zwischen 45° und 135°) ebenfalls hinreichend erfüllen.

Bezüglich des Ausdehnungs- und des Seitenverhältnisses müssen die Zellen in den Randbereichen gesondert betrachtet werden. Die Zellen welche nicht am Rand des Berechnungsgitters liegen, haben ein Ausdehnungsverhältnis von ca. 1,0 und Seitenverhältnis von ca. 1,25. Beide Werte liegen hinsichtlich der Qualitätskriterien im idealen Bereich (vgl. Kapitel 3.2.2). Das Seitenverhältnis ist aufgrund des lateralen Zuströmens der Raumünzachüberleitung gering gewählt. Bei gleichmäßiger Durchströmung des Stauraumes in Richtung Südosten sollte die Zellkante, parallel zur Hauptströmung, deutlich länger gewählt werden. Die Zellen in den Randbereichen werden durch die Anwendung eines Algorithmus (**F 102 1**) geglättet. Demzufolge ergeben sich unterschiedliche geometrische Verhältnisse. Es ist von daher möglich, dass einzelne Zellen im Randbereich die Qualitätskriterien nicht erfüllen. Diese Problematik ist bekannt und bei der Anwendung des „Wetting and Drying“-Algorithmus nicht zu verhindern. Insofern Instabilitäten auftreten, wird die Simulation durch die Implementierung verschiedener Algorithmen stabilisiert (Olsen 2014, S. 50).

Hinsichtlich der Ausrichtung des Gitterblockes wird deutlich (vgl. Abbildung 4-4), dass die Gitterlinien in Richtung Südosten normal auf die Staumauer treffen. Die etwas längere Seite der Zellen verläuft parallel zur Strömung in Richtung Staumauer. Weiterhin treffen auch die aus der Raumünzachüberleitung sowie die aus dem Seebach resultierende Strömungen normal auf die Gitterzellen. In diesen Bereichen verlaufen die Gitterlinien nahezu parallel zu den erwarteten Geschwindigkeitsvektoren. Problematisch ist die aus dem Schwarzenbach resultierende Strömung, welche im nordwestlichen Bereich des Stauraumes schräg auf die Gitterzellen trifft. Demzufolge ist in diesem Bereich eine höhere falsche Diffusion zu erwarten.

5 Stationäre Modelltests

Anhand von stationären Modelltests wird untersucht, wie sich verschiedene Algorithmen beziehungsweise Parameter auf die Lösungen des erstellten dreidimensionalen Modells auswirken. Die Simulationen werden jeweils bei einem Wasserstand von 668,0 m ü. NN durchgeführt. Dieser Füllstand ist von besonderem Interesse, da dabei die gesamte Geometrie, inklusive der flachen Randbereiche, des Stauraumes benutzt ist. Weiterhin wird bei den Untersuchungen zur Rauheit eine Simulation mit einem initialen Wasserstand von 659,4 m ü. NN durchgeführt, sodass sich zusätzlich der Einfluss des Wasserstandes auf die Wasserspiegel Lage und die Strömungsgeschwindigkeit untersuchen lässt. Die Referenzzelle zur Angabe des initialen Wasserspiegels befindet sich jeweils direkt an der Staumauer.

Die natürlichen Zuflüsse entsprechen den maximalen Zuflüssen vom 01.12.2015 und liegen damit knapp unter den mittleren Jahresmaxima. Bezuglich des Betriebszustandes wird für die stationären Simulationen angenommen, dass sich das Schwarzenbachwerk im Turbinenbetrieb befindet. Der Abfluss durch den Betriebsauslass am Entnahmeturm entspricht dabei der maximalen Schluckfähigkeit der Turbinen (vgl. Kapitel 2.1.4). Die in den Simulationen verwendeten Durchflüsse sind in Tabelle 5-1 zusammengefasst.

Tabelle 5-1: Im Rahmen der stationären Modelltests verwendete Durchflüsse

Randbedingung	Durchfluss [m ³ /s]
Zufluss Schwarzenbach	13,92
Zufluss Seebach	2,86
Zufluss Raumünzachüberleitung	11,42
Abfluss Betriebsauslass	16,80

Bei allen stationär durchgeföhrten Simulationen der Modelltests wird ein äußerer Zeitschritt von 10^{-10} Sekunden und ein innerer Zeitschritt von 10^{-20} Sekunden verwendet. Die Anzahl der inneren Iterationen beträgt 400. Die verwendeten Relaxationskoeffizienten sind Tabelle 5-2 zu entnehmen.

Tabelle 5-2: Zur stationären Simulation verwendete Relaxationskoeffizienten

Gleichung für	U _x	U _y	U _z	P	K	ε
Relaxationskoeffizient [-]	0,2	0,2	0,2	0,05	0,1	0,1

Insofern die stationäre Simulation zu keiner konvergenten Lösung führt, werden die Simulationen zusätzlich instationär unter stationären Bedingungen durchgeföhr. Dabei läuft die Simulation über einen ausreichend langen Zeitraum, damit sich ein näherungsweise stationäres Strömungsfeld ausbilden kann. Alle Randbedingungen bleiben während der Simulation unverändert. Dabei wird kein innerer Zeitschritt implementiert. Der äußere Zeitschritt beträgt

1000 Sekunden und die Anzahl der inneren Iterationen 800. Die zur instationären Simulation unter stationären Bedingungen verwendeten Relaxationskoeffizienten sind Tabelle 5-3 zu entnehmen.

Tabelle 5-3: Zur instationären Simulation unter stationären Bedingungen verwendete Relaxationskoeffizienten

Gleichung für	U_x	U_y	U_z	P	K	ϵ
Relaxationskoeffizient [-]	0,4	0,4	0,4	0,1	0,2	0,2

Zum Erreichen einer stabilen und konvergenten Lösung werden in den durchgeföhrten Simulationen verschiedene Algorithmen implementiert. Die Verwendung eines Mehrgitterverfahrens in den flachen Bereichen des Untersuchungsgebietes erhöht die Konvergenzgeschwindigkeit (**F 168 8; K 5 0 0 0 10 0 0**). Zur Stabilisierung wird ein Algorithmus, welcher den Durchfluss in den flachen Zellen entlang des Randes begrenzt, angewandt (**F 113 7**). Zusätzlich werden Instabilitäten in den dreieckigen Zellen der Randbereiche durch die Implementierung einer zusätzlichen Relaxation verhindert (**F 235 10**).

Zum besseren Verständnis der nachfolgenden Untersuchungen, sind anhand von Abbildung 5-1 die unter Anwendung der Standard-Konfiguration (Standard κ - ϵ Turbulenzmodell, POW-Verfahren, 0,02 m äquivalente Sandrauheit, Wandgesetze an der Sohle) simulierten, tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeiten zu sehen. Zusätzlich ist die lokale Strömungsrichtung durch die schwarzen Pfeile schematisch dargestellt. Die Abbildung zeigt, dass die Strömungsgeschwindigkeiten, im Bereich der Zuflüsse der Raumünzachüberleitung und des Schwarzenbachs, am Größten sind. Weiterhin ist zu erkennen, dass sich infolge des lateralen Zuflusses der Raumünzachüberleitung im südöstlichen bzw. mittleren Bereich des Stauraumes zwei große Zirkulationszonen ausbilden.

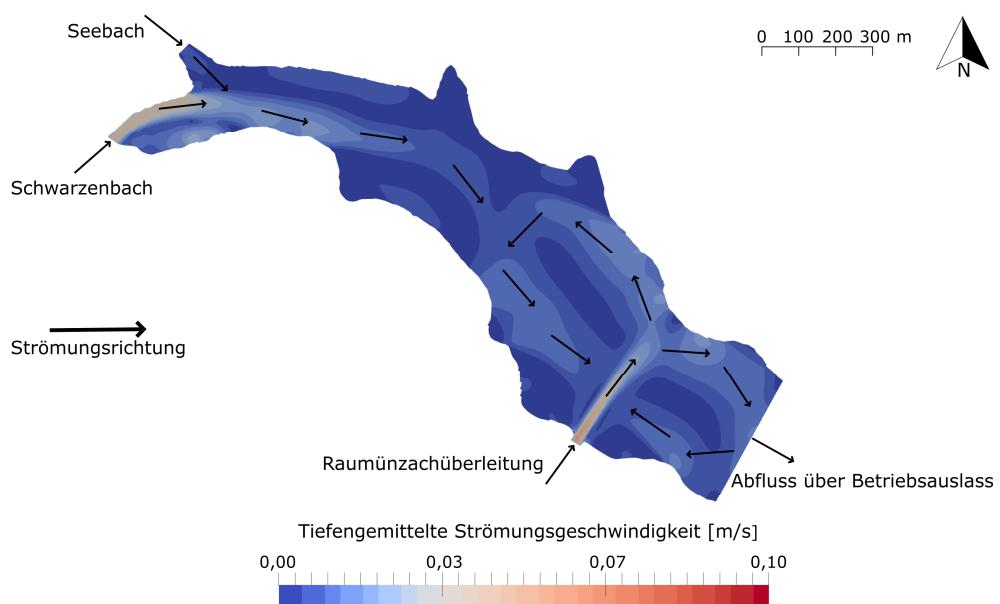


Abbildung 5-1: Darstellung der tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeit und Strömungsrichtung unter Anwendung der Standard-Konfiguration

5.1 Untersuchung zum Einfluss der Rauheit

5.1.1 Durchführung

Zur Untersuchung des Einflusses der äquivalenten Sandrauheit auf den Wasserspiegel, die mittlere Fließgeschwindigkeit und die Sohlschubspannungen, werden Simulationen mit vier verschiedenen Rauheiten durchgeführt. Die untersuchten Strickler-Beiwerthe nach Naudascher (1992) sind in Tabelle 5-4 angegeben. Die Umrechnung des Strickler-Beiwertes k_{st} in die äquivalente Sandrauheit k_s erfolgt anhand von Formel (3.17). Weiterhin wird der freie Wasserspiegel nach der in Kapitel 3.3.3 erläuterten Methode berechnet.

Tabelle 5-4: Im Rahmen der stationären Modelltests untersuchte Rauheiten

Beschaffenheit der Sohle	Strickler-Beiwert [$m^{1/3}/s$]	Äquivalente Sandrauheit [m]
Grobes Geröll bei ruhendem Geschiebe	26	1,0000
Stark geschiebeführendes natürliches Flussbett	30	0,4328
Fester Sand mit etwas Ton oder Schotter	50	0,0198
Zementglattstrich	100	0,0003

5.1.2 Ergebnis

Für den betrachteten Zustand mit verhältnismäßig großen Zuflüssen und einem Wasserstand von 668,0 m ü. NN an der Referenzzelle, ergibt sich in allen Simulationen eine nahezu horizontale freie Wasseroberfläche. Die simulierten Wasserspiegeldifferenzen innerhalb des Stauraumes sind jeweils geringer als 1 mm und liegen zwischen 35 µm und 53 µm. Obgleich der stark verschiedenen Rauheiten, unterscheiden sich die simulierten Wasserspiegellagen der einzelnen Simulationen nur um wenige Mikrometer. Bei einem Wasserstand von 659,4 m ü. NN ergeben sich mit ca. 0,4 mm etwas größere Wasserspiegeldifferenzen innerhalb des Stauraumes. Der geringere initiale Wasserstand führt bei gleichen Zu- und Abflussrandbedingungen, aufgrund des geringeren Fließquerschnittes, zu höheren Strömungsgeschwindigkeiten. Infolgedessen sind die Wasserspiegeldifferenzen ebenfalls größer.

Abbildung 5-2 zeigt die räumliche Verteilung der simulierten Sohlschubspannungen über die Geometrie des Stauraumes. Es ist festzustellen, dass in allen Simulationen die größten Sohlschubspannungen im Bereich der Zuflüsse sowie im Bereich des sohnahen Abflusses auftreten. Allerdings sind die Sohlschubspannungen am Zufluss des Seebachs, in Folge des geringen Durchflusses, vergleichsweise klein. Am Zufluss der Raumünzachüberleitung nehmen die zunächst verhältnismäßig großen Sohlschubspannungen nach wenigen Metern stark ab. Ur-

sächlich hierfür ist die stark geneigte Sohle, bzw. die zunehmende Wassertiefe in Strömungsrichtung (Richtung NO), welche zu einer Abnahme der sohlnahen Strömungsgeschwindigkeit führt.

Bezüglich des Einflusses der Rauheit ist zu erkennen, dass die Sohlschubspannungen mit zunehmendem Strickler-Beiwert abnehmen. Beispielsweise beträgt die Sohlschubspannung bei einem Strickler-Beiwert von $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ nur in wenigen Bereichen mehr als $0,00038 \text{ N/m}^2$. Dahingegen sind die Sohlschubspannungen für einen Strickler-Beiwert von $26 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auf ca. 60 % der Fläche des Stauraumes größer als $0,00038 \text{ N/m}^2$.

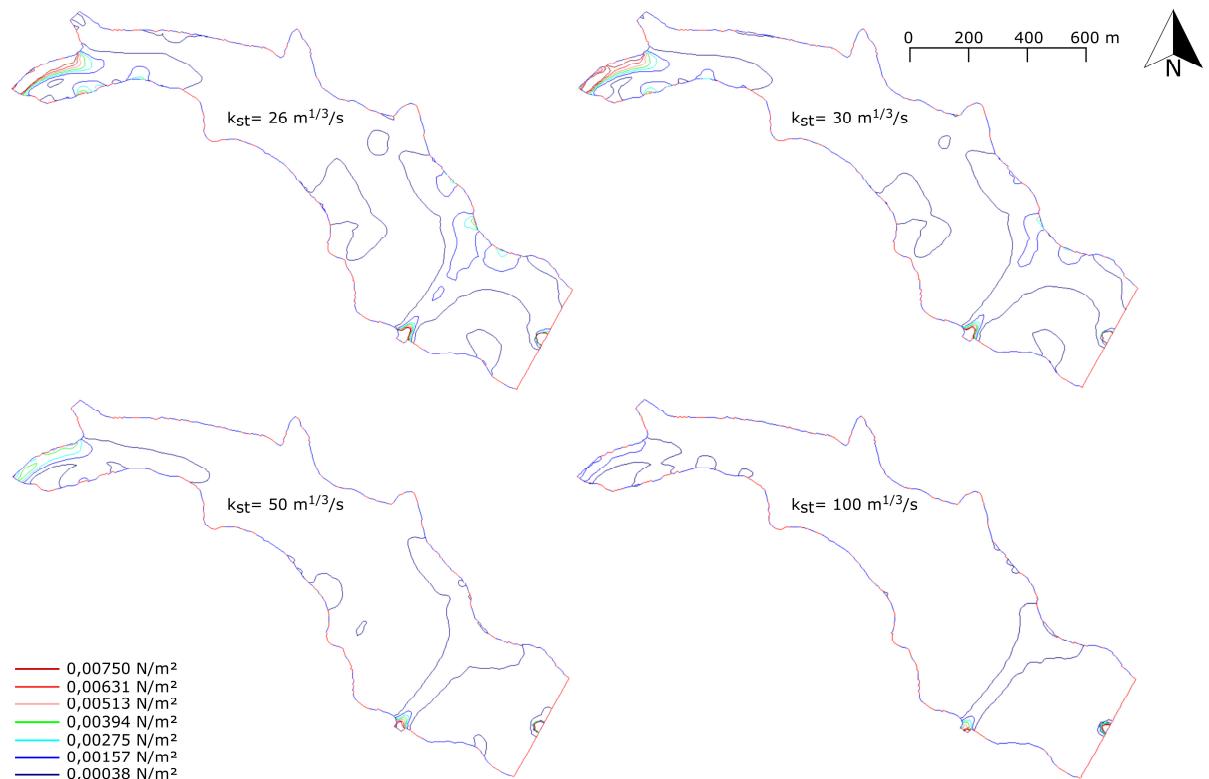


Abbildung 5-2: Räumliche Verteilung der Sohlschubspannungen für vier verschiedene Rauheiten

Abbildung 5-3 zeigt die Sohlschubspannungen im Stauraum für einen Wasserstand von 668,0 m ü. NN auf der linken Seite und für einen Wasserstand von 659,4 m ü. NN auf der rechten Seite. Der Strickler-Beiwert beträgt dabei jeweils $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Es zeigt sich, dass die Sohlschubspannungen bei niedrigerem Wasserstand und sonst gleichbleibenden Randbedingungen deutlich zunehmen. Bei einem Wasserstand von 659,4 m ü. NN gibt es im gesamten Stauraum nur wenige Bereiche mit einer Sohlschubspannung von unter $0,00038 \text{ N/m}^2$. Dahingegen wird dieser Wert bei einem Wasserstand von 668,0 m ü. NN lediglich auf ca. 20 % der Sohlfläche überschritten.

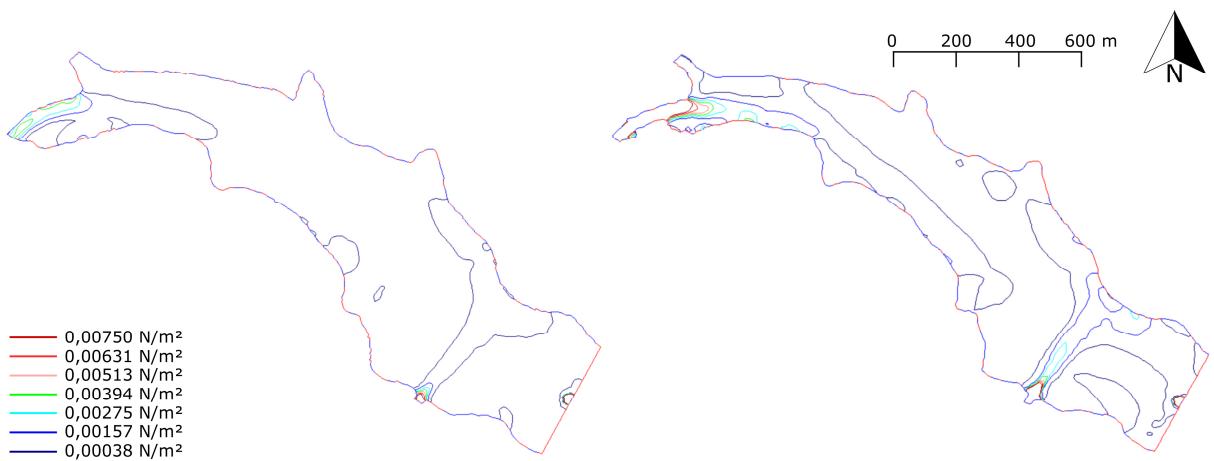


Abbildung 5-3: Räumliche Verteilung der Sohlschubspannungen für einen Wasserstand von 668 m ü. NN (links) und 659,4 m ü. NN (rechts)

Ursächlich für die Zunahme der Sohlschubspannungen sind die größeren Strömungsgeschwindigkeiten infolge des geringeren Fließquerschnittes bei gleichbleibendem Durchfluss. Die mittlere horizontale Fließgeschwindigkeit innerhalb des Stauraumes nimmt im untersuchten Fall ($k_{st} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) um ca. 4 mm/s zu. Weiterhin ist ein Anstieg der mittleren horizontalen Fließgeschwindigkeit bei abnehmender Rauheit zu beobachten. Sie beträgt bei einem Strickler-Beiwert von $26 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ 6,2 mm/s und bei einem Strickler-Beiwert von $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ 7,5 mm/s. Die Differenz der mittleren horizontalen Geschwindigkeit zwischen den Simulationen, unter Anwendung der Strickler-Beiwerte $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, ist mit weniger als 0,3 mm/s gering.

5.2 Untersuchung zum Einfluss des Turbulenzmodells

5.2.1 Durchführung

Die durchgeführten Simulationen unterscheiden sich ausschließlich hinsichtlich des angewandten Turbulenzmodells. Neben dem in SSIIM 2 standardmäßig angewandten Standard κ - ϵ Turbulenzmodell, wird die Anwendung des RNG κ - ϵ Turbulenzmodells untersucht (vgl. Kapitel 3.3.2). Die Simulationen werden zunächst stationär ausgeführt. Anschließend erfolgt die Simulation instationär unter stationären Bedingungen. Der Vergleich der beiden Strömungsfelder erfolgt jeweils zum selben Zeitpunkt.

5.2.2 Ergebnis

Die stationäre Simulation konvergiert lediglich bei Anwendung des Standard κ - ϵ Turbulenzmodells. Bei Anwendung des RNG κ - ϵ Turbulenzmodells wird auch nach über 1500 äußeren Iterationen keine konvergente Lösung erreicht. Das Strömungsfeld weist allerdings trotz der großen Residuen keine physikalisch unplausiblen Wirbel oder Geschwindigkeitsvektoren auf.

Mittels der instationären Simulation unter stationären Bedingungen, ergeben sich bei Anwendung des RNG κ - ϵ Turbulenzmodells, Lösungen mit deutlich geringeren Residuen. Lediglich die beiden Residuen der Turbulenzgrößen befinden sich mit 0,00197 (κ) und 0,00105 (ϵ) minimal oberhalb des festgelegten Konvergenzkriteriums. Hinsichtlich der simulierten Strömungsfelder lassen sich kaum Unterschiede erkennen. Einzig im Bereich des Zuflusses der Raumünzachüberleitung unterscheiden sich die sohlnahen Geschwindigkeitsvektoren der beiden Simulationen. Bei Anwendung des RNG κ - ϵ Turbulenzmodells, zeigen die sohlnahen Geschwindigkeitsvektoren etwas mehr in Richtung Osten, wohingegen die Vektoren in den gleichen Zellen beim Standard κ - ϵ Turbulenzmodell, entsprechend den oberflächennahen Geschwindigkeitsvektoren, mehr in Richtung Norden zeigen (vgl. Anhang B-1). Es lässt sich konstatieren, dass die sohlnahen Vektoren beim Standard κ - ϵ Turbulenzmodell, primär durch den Zufluss der Raumünzachüberleitung beeinflusst werden, wohingegen die sohlnahen Geschwindigkeitsvektoren bei Anwendung des RNG κ - ϵ Turbulenzmodells, von der östlich gelegenen Zirkulationszone beeinflusst werden. Ursächlich für die stärkere Ablenkung der sohlnahen Geschwindigkeitsvektoren in Richtung Osten, ist die höhere Empfindlichkeit des RNG κ - ϵ Turbulenzmodells in Bereichen mit starker Stromlinienkrümmung (vgl. Kapitel 3.3.2). Die beiden beschriebenen Strömungsfelder sind im Anhang B-1 abgebildet.

5.3 Untersuchung zum Einfluss des Interpolationsverfahrens

5.3.1 Durchführung

In diesem Modelltest werden vier stationäre Simulationen durchgeführt. Diese unterscheiden sich ausschließlich hinsichtlich der angewandten Interpolationsmethode für den konvektiven Term der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen. Neben dem in SSIIM 2 standardmäßig angewandten Power-Law-Verfahren, werden das Second-Order-Upstream-Verfahren, das QUICK-Verfahren sowie das van Leer-Verfahren getestet (vgl. Kapitel 3.1.6.). Die beiden letztgenannten Verfahren können ausschließlich zur Diskretisierung der Geschwindigkeitsgleichungen (in x-, y- und z-Richtung) angewendet werden (Olsen 2014, S. 134). Dementsprechend erfolgt die Diskretisierung der Turbulenzgleichungen mittels Power-Law-Verfahren. Die Anwendung des SOU-Verfahrens zur Diskretisierung der Turbulenzgleichungen ist möglich, wird aber aus Stabilitätsgründen nicht empfohlen (Olsen 2014, S. 31). Die Druckkorrektur ist von den verschiedenen Interpolationsverfahren unbeeinflusst (Olsen 2014, S. 134).

Anschließend werden die Simulationen instationär unter stationären Bedingungen wiederholt. Da die Variablenwerte bei einer dreidimensionalen Simulation durchgehend leichten Schwankungen unterliegen, ist es schwierig festzulegen, ab welchem Zeitpunkt sich ein stationärer Zustand eingestellt hat. Infolgedessen erfolgt der Vergleich zweier Strömungsfelder jeweils zum selben Zeitpunkt.

5.3.2 Ergebnis

Die stationäre Simulation konvergiert lediglich bei Anwendung des Power-Law-Verfahrens. Für die Verfahren höherer Ordnung kann keine konvergente Lösung berechnet werden. Die Residuen bleiben auch nach mehreren Tagen Rechenzeit groß, und können durch den iterativen Rechenprozess nicht weiter reduziert werden. Die simulierten Strömungsfelder weisen dementsprechend physikalisch nicht plausible Werte und Verwirbelungen auf. Im Gegensatz dazu führt die instationäre Simulation unter stationären Bedingungen zu Lösungen mit geringen Residuen und physikalisch plausiblen Strömungsfeldern.

Das unter Verwendung des SOU-Verfahrens erzeugte Strömungsfeld, unterscheidet sich in einzelnen Bereichen des Stauraumes, merklich von der mittels POW-Verfahren berechneten Lösung. Anhand von Abbildung 5-4 ist zu sehen, dass insbesondere die aus dem Zufluss des Schwarzenbaches resultierende Strömung, bei Anwendung des SOU-Verfahrens, konzentrierter und weniger breit ist. Infolgedessen sind in diesem Bereich auch die Horizontalgeschwindigkeiten und die Sohlschubspannungen größer. Ursächlich für die Unterschiede ist die bei Anwendung des POW-Verfahrens auftretende falsche Diffusion. Durch diese können steile Gradienten der Strömungsgrößen nicht abgebildet werden (vgl. Kapitel 3.1.6). Die falsche Diffusion ist im nordwestlichen Bereich des Stauraumes besonders groß, da die Hauptströmung schräg, in einem Winkel von 45° , zum Berechnungsgitter verläuft. Die Strömungsfelder, resultierend aus dem Zufluss der Raumünzachüberleitung, unterscheiden sich in den beiden Simulationen nur geringfügig und die berechneten Strömungsgeschwindigkeiten sind dementsprechend nahezu identisch. Aufgrund der parallel zu den Gitterlinien verlaufenden Hauptströmung, ist die falsche Diffusion in diesem Bereich auch bei Anwendung des POW-Verfahrens gering.

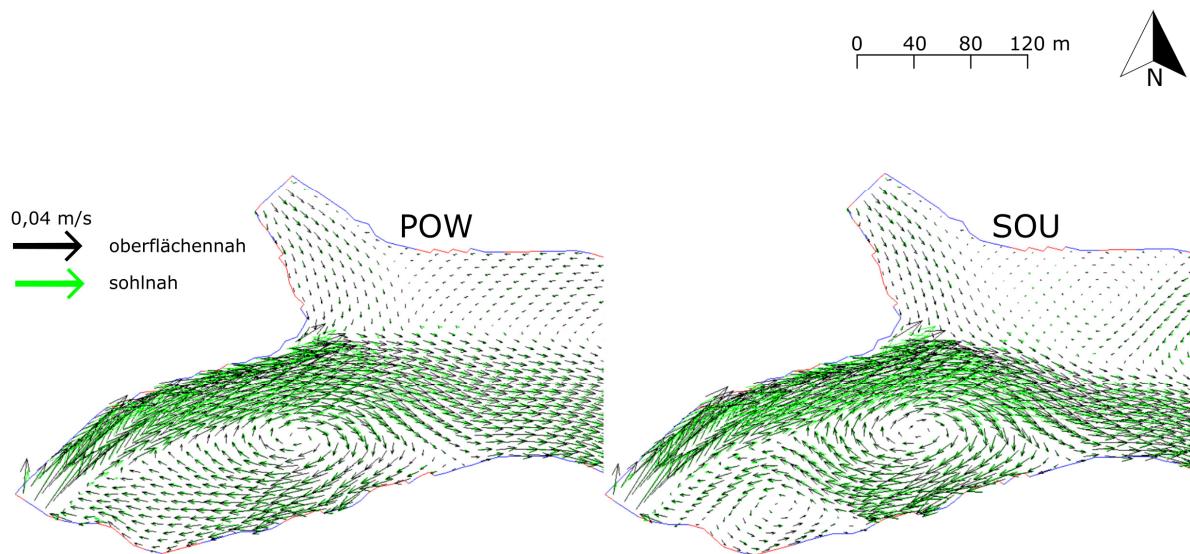


Abbildung 5-4: Vergleich des Strömungsfeldes im nordwestlichen Bereich des Stauraumes unter Anwendung des POW-Verfahrens (links) und SOU-Verfahrens (rechts)

Die unter Anwendung des POW-Verfahrens bereits existierenden Wirbel und Zirkulationszonen sind bei Anwendung des SOU-Verfahrens deutlicher ausgebildet. Zusätzlich entsteht bei der Anwendung des SOU-Verfahrens ein weiterer Wirbel im flachen Bereich, südlich vom Zufluss des Schwarzenbaches. Anhand von Abbildung 5-4 lässt sich auf der rechten Seite sowohl die zusätzliche Zirkulationszone, als auch die bereits beschriebene konzentriertere Strömung, unter Anwendung des SOU-Verfahrens, erkennen. Zum Vergleich ist auf der linken Seite, das unter Anwendung des POW-Verfahrens simulierte Strömungsfeld abgebildet. Die sohlnahen Geschwindigkeitsvektoren sind jeweils grün und die oberflächennahen Geschwindigkeitsvektoren schwarz eingezeichnet.

Bei Anwendung des QUICK-Verfahrens sind die aus dem Zufluss des Schwarzenbaches resultierenden Strömungen, im Vergleich zur Anwendung des POW-Verfahrens, konzentrierter und die Strömungsgeschwindigkeiten folgerichtig größer. Unterschiede zum SOU-Verfahren ergeben sich hinsichtlich des vertikalen Geschwindigkeitsprofils über die Tiefe. Am deutlichsten sichtbar ist dieser Effekt im Zuflussbereich des Schwarzenbaches. Während die sohlnahe Strömung entsprechend des POW- und SOU-Verfahrens in Richtung Ost-Süd-Ost fließt, wird die oberflächennahe Strömung durch einen Wirbel abgelenkt (vgl. Anhang B-2).

Das Strömungsfeld, bei Anwendung des van Leer-Verfahrens, ist von der mittels SOU-Verfahren berechneten Lösung kaum zu unterscheiden. Entsprechend der zuvor getesteten Verfahren höherer Ordnung, ist die aus dem Zufluss des Schwarzenbaches resultierende Strömung konzentrierter. Ebenso sind die Zirkulationszonen im Vergleich zur Anwendung des POW-Verfahrens deutlicher ausgeprägt. Die unter Anwendung der verschiedenen Interpolationsverfahren berechneten Strömungsfelder, sind im Anhang B-2 enthalten.

5.4 Untersuchung zum Einfluss der Wandgesetze

5.4.1 Durchführung

Im Rahmen der Untersuchung werden zwei verschiedene stationäre Simulationen durchgeführt. Diese unterscheiden sich lediglich bezüglich des Anwendungsbereiches der Wandgesetze. In der Simulation A werden die Wandgesetze (vgl. Kapitel 3.3.4) ausschließlich an der Sohle angewendet. An den seitlichen Rändern des Berechnungsgitters gilt die Zero-Gradient Neumann-Randbedingung (Olsen 2014, S. 133). Dahingegen werden die Wandgesetze in der Simulation B auch an den Seiten des Berechnungsgitters angewandt. Die äquivalente Sandrauheit beträgt an der Sohle und an den Seiten jeweils 0,02 m.

5.4.2 Ergebnis

Die Strömungsfelder der beiden Simulationen sind optisch nicht zu unterscheiden. Die Geschwindigkeitsvektoren in den Zellen zeigen jeweils in die gleichen Richtungen. Weiterhin ergeben sich auch bezüglich der Geschwindigkeiten in die drei Raumrichtungen nur sehr geringe

Unterschiede. Die mittlere Geschwindigkeit ist bei Anwendung der Wandgesetze an den Seiten in Richtung Osten um 0,059 mm/s und in Richtung Norden um 0,048 mm/s größer. Dieser Gesamtrend ist möglicherweise auf die etwas höheren Residuen in der Simulation B zurückzuführen. Lediglich die simulierten Geschwindigkeiten im Nahbereich der Staumauer, entsprechen nicht diesem Trend und die höheren Geschwindigkeiten treten in der Simulation A auf. Die Differenz der mittleren Geschwindigkeit, in den 571 direkt an die Staumauer grenzenden Zellen, beträgt dabei in Richtung Osten 0,072 mm/s und in Richtung Norden 0,071 mm/s.

Die Geschwindigkeiten in den Zellen entlang der Staumauer sind in der Simulation B geringer, weil diese durch das Wandgesetz approximiert werden. In der ersten Simulation wird der Einfluss der Staumauer auf das Geschwindigkeitsprofil, senkrecht zur Wand, nicht berücksichtigt. Aufgrund der geringen Wassertiefen in den weiteren Randbereichen des Stauraumes, werden die Geschwindigkeiten bereits in der ersten Simulation durch die Sohlrauheit beeinflusst und entsprechend der Wandgesetze approximiert. Die Implementierung der Wandgesetze an den Seiten hat demzufolge in diesen Bereichen einen zu vernachlässigenden Einfluss auf die Strömungsgeschwindigkeit.

5.5 Untersuchungen zum Einfluss des Windes

5.5.1 Durchführung

In der Untersuchung werden drei Simulationen durchgeführt. Dabei unterscheiden sich die Simulationen ausschließlich bezüglich der implementierten Windstärke. Die Windstärken betragen 1,57 m/s und 10,56 m/s. Als Referenz wird zusätzlich eine Simulation ohne Berücksichtigung des Windes durchgeführt. Die simulierten Windgeschwindigkeiten entsprechen der mittleren sowie der maximalen Windgeschwindigkeit während des Zeitraumes vom 12.04.16 bis zum 15.06.16. Die der Simulation zugrundeliegenden Winddaten wurden von der Universität Konstanz im Rahmen einer Messkampagne erhoben.

Die Winde im Bereich der Schwarzenbachaltsperre wehen während der Messkampagne zu 55 % aus westlicher Richtung (225° - 315°) und zu 23 % aus südlicher Richtung (135° - 225°). Weiterhin lässt sich die vorherrschende Windrichtung, West-Süd-West, durch die Windstatistiken der in 10 km Entfernung liegenden Wetterstation Hornisgrinde bestätigen (LUBW 1997). Die Windrichtung, West-Süd-West ($247,5^\circ$), ist im Modell implementiert und bleibt über die Zeit konstant. Die Berechnung der drei Simulationen erfolgt instationär unter stationären Bedingungen. Weiterhin erfolgt der Vergleich der Strömungsfelder nach einem simulierten Zeitraum von ca. 150 Tagen (12.999.000 Sekunden).

5.5.2 Ergebnis

Der Einfluss des Windes, auf das Strömungsfeld innerhalb des Stauraumes, lässt sich anhand der oberflächennahen Geschwindigkeitsvektoren erkennen. Diese sind in Abbildung 5-5 dargestellt. Auf der rechten Seite, ist das simulierte oberflächennahe Strömungsfeld unter Berücksichtigung des Windes und auf der linken Seite, ohne Berücksichtigung des Windes, zu sehen.

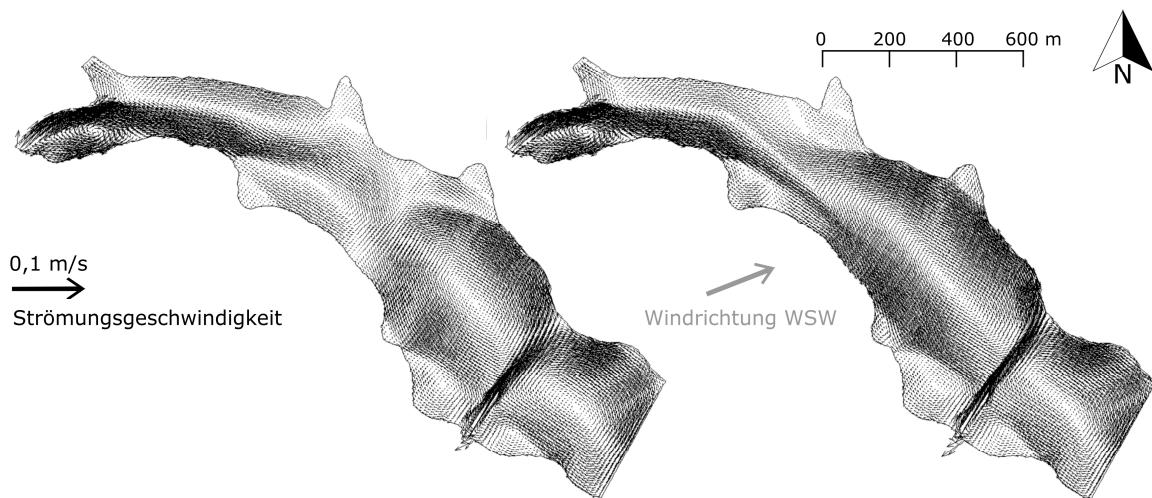


Abbildung 5-5: Oberflächennahes Strömungsfeld ohne Berücksichtigung des Windes (links) und mit einer implementierten Windstärke von 1,57 m/s (rechts)

Anhand beider Strömungsfelder ist zu erkennen, dass sich die aus dem Zufluss der Raumünzachüberleitung resultierende Strömung am gegenüberliegenden Ufer aufteilt und zu einem Teil in Richtung Nordwesten und zum anderen Teil in Richtung Südosten fließt. Die Strömung in Richtung Nordwesten verläuft zunächst entlang des Nordufers. Es ist zu sehen, dass sich die Strömung ohne Einfluss des Windes, kurz vor Erreichen der Bucht, vom Ufer ablöst und sich eine Zirkulationszone über die gesamte Breite des Stauraumes ausbildet. Im Gegensatz dazu, verläuft die Strömung unter Einfluss des Windes, über die Bucht hinaus entlang des Ufers in nordwestliche Richtung. Der Wind aus Richtung West-Süd-West verhindert die Ablösung der Strömung und damit die Ausbildung der Zirkulationszone.

Unterschiede ergeben sich ebenfalls hinsichtlich der vom Schwarzenbach ausgehenden Strömung. Diese verläuft in beiden Fällen zunächst entlang des Südufers. In der Simulation ohne Wind, wird die Strömung auf Höhe der Bucht leicht in Richtung Osten abgelenkt. Dahingegen erfolgt bei Berücksichtigung des Windes, eine leichte Ablenkung in Richtung Süden und die Strömung verläuft weiter entlang des Südufers. Die Ablenkung ist dabei nicht direkt durch den Wind, sondern durch den Einfluss der entlang des Nordufers in Richtung Nordwesten fließenden Strömung induziert. Zwischen den Strömungsfeldern der beiden untersuchten Windstärken sind keine sichtbaren Unterschiede zu erkennen. Sowohl die Richtungen der Geschwindigkeitsvektoren als auch deren Beträge unterscheiden sich nicht merklich.

5.6 Gewonnene Erkenntnisse

Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen lässt sich festhalten, dass der Einfluss der Sohlrauheit auf die Wasserspiegellagen, bei der Modellierung des Schwarzenbachstausees, vernachlässigbar ist. Selbst die Verwendung physikalisch nicht sinnvoller Strickler-Beiwerte führt lediglich zu Wasserspiegeldifferenzen von wenigen Mikrometern. Ursächlich hierfür sind die großen Wassertiefen und die im Vergleich zu Fließgewässern geringen Strömungsgeschwindigkeiten. Infolge dessen eignet sich die Anpassung der Sohlrauheit, im Unterschied zur klassischen Fließgewässermodellierung, nicht zur hydrodynamischen Kalibrierung des erstellten Modells. Die Wasserspiegellagen sind von der Sohlrauheit näherungsweise unbeeinflusst und ergeben sich nahezu ausschließlich aus der Bewirtschaftung des Stauraumes.

Im Gegensatz dazu hat die Rauheit einen erkennbaren Einfluss auf die Sohlschubspannungen innerhalb des Stauraumes. Die Ergebnisse zeigen, dass die Sohlschubspannungen mit zunehmender Rauheit größer werden. Demnach ist die Wahl geeigneter Rauheitsbeiwerte, insbesondere für morphodynamische Simulationen, von Bedeutung. Weiterhin zeigt sich, dass die Sohlschubspannungen mit abnehmendem Füllstand und ansonsten gleichbleibenden Randbedingungen (Zufluss, Abfluss, Rauheit) zunehmen. Dies ist auf die, infolge des geringeren Fließquerschnittes, höheren Strömungsgeschwindigkeiten zurückzuführen. Bei Anwendung des numerischen Modells ist demnach zu beachten, dass der Füllstand das Strömungsfeld und die morphodynamischen Prozesse innerhalb des Stauraumes beeinflusst. Der Einfluss der Rauheit auf die mittlere horizontale Strömungsgeschwindigkeit ist in den untersuchten Simulationen, im Vergleich zum Einfluss des Wasserstandes, gering.

Die Implementierung des RNG κ - ϵ Turbulenzmodells anstelle des Standard κ - ϵ Turbulenzmodells hat lediglich einen marginalen Einfluss auf das simulierte Strömungsfeld. Es ergeben sich sowohl hinsichtlich der Strömungsgeschwindigkeit als auch hinsichtlich der Strömungsrichtung keine signifikanten Unterschiede. Aufgrund des besseren Konvergenzverhaltens wird in den folgenden Simulationen das Standard κ - ϵ Turbulenzmodell verwendet.

Dahingegen beeinflusst die Wahl des Interpolationsverfahrens das simulierte Strömungsfeld. Unterschiede ergeben sich hauptsächlich im nordwestlichen Bereich des Stauraumes. Dort trifft die Hauptströmung schräg auf die Gitternetzlinien, und der Einfluss der falschen Diffusion auf das Strömungsfeld ist bei Anwendung des POW-Verfahrens zu erkennen. Bei Anwendung der Interpolationsverfahren höherer Ordnung ist der Einfluss der falschen Diffusion auf das Strömungsfeld vernachlässigbar und die Strömung ist dementsprechend konzentrierter. Ein weiterer Unterschied ist, dass die Zirkulationszonen bei den Verfahren höherer Ordnung stärker ausgeprägt sind. Nachteilig sind die auftretenden Konvergenzprobleme. Aufgrund der sichtbaren Unterschiede, wird in den zukünftigen Simulationen zur Plausibilisierung und morphodynamischen Simulation, neben dem POW-Verfahren zum Vergleich ebenso ein Verfahren höherer Ordnung angewendet.

Das Ergebnis des Modelltests zeigt, dass eine zusätzliche Implementierung der Wandgesetze an den Seiten, nur einen geringen Einfluss auf das Strömungsfeld hat. Lediglich in den direkt

an der Staumauer liegenden Zellen nimmt die Strömungsgeschwindigkeit leicht ab. Die Strömungsrichtungen unterscheiden sich nicht. Aufgrund des geringen Einflusses und der im realen System glatten Staumauer (Zementglattstrich), werden die Wandgesetze in zukünftigen Simulationen ausschließlich an der Sohle und nicht an den Seiten implementiert.

Die Untersuchungen zum Einfluss des Windes zeigen, dass der Wind das Strömungsfeld innerhalb des Stauraumes, unter den getesteten hydraulischen Randbedingungen, beeinflusst. Die Lösung der Simulation ohne Wind unterscheidet sich sichtbar von den beiden mit Wind berechneten Strömungsfeldern. Weiterhin ist zu konstatieren, dass sich die bei einer Windschwindigkeit von 1,57 m/s und 10,56 m/s erzeugten Strömungsfelder nicht sichtbar voneinander unterscheiden.

Außerdem ist anhand der durchgeführten instationären Simulationen unter stationären Bedingungen zu erkennen, dass das System sehr träge ist. Ein näherungsweise stationäres Strömungsfeld bildet sich unter gleichbleibenden Randbedingungen erst nach einem Simulationszeitraum von mehreren Wochen (ca. 35 Tage) aus. Folglich ist in zukünftigen Versuchen zu beachten, dass das Strömungsfeld, zu einem Zeitpunkt durch die vorangegangenen Wochen, beeinflusst wird. Unabhängig von den gewählten Algorithmen und Parametern, ergibt sich für den simulierten Betriebszustand, jeweils ein komplexes Strömungsfeld mit mindestens zwei großen Zirkulationszonen im mittleren Bereich des Stauraumes. Diese bilden sich infolge der durch den lateralen Zufluss der Raumünzachüberleitung induzierten Querströmungen.

6 Instationärer Modelltest

6.1 Untersuchungen zum Absenken des Wasserspiegels

Ziel der Simulationsreihe ist es zu testen, ob sich ein Absenken des Schwarzenbachstausees mit dem erstellten Berechnungsgitter simulieren lässt, beziehungsweise welche Probleme dabei auftreten. Der gewählte Vorgang ist für eine instationäre Simulation von hohem Interesse, weil sich aufgrund des sinkenden Wasserspiegels die Anzahl der Zellen kontinuierlich verringert und die Randbereiche des Stauraumes trockenfallen. Anhand weniger Simulationen sollen erste gesicherte Erkenntnisse über die instationäre Simulation des Schwarzenbachstausees mittels SSIIM 2 gewonnen werden. Es wird untersucht, unter welchen Bedingungen sich der Vorgang stabil berechnen lässt und wie sich ein initiales Strömungsfeld und die Implementierung eines inneren Zeitschrittes auf das Konvergenzverhalten auswirken. Ebenso wird die Implementierung des sohnahen Abflusses im Bereich des Grundablasses untersucht.

6.1.1 Durchführung

Die schnellste Entleerung des Schwarzenbachstausees erfolgt, wenn neben der Grundablassleitung auch der Leitungsstrang für die Restentleerungsleitung geöffnet ist (Wieprecht und Gebler 2009, S. 19). Dabei nimmt die Abflussleistung mit sinkendem Wasserspiegel kontinuierlich ab. Die maximale Abfuhrleistung beträgt im Stauziel $10,09 \text{ m}^3/\text{s}$ und im Absenkziel $5,14 \text{ m}^3/\text{s}$ (Wieprecht und Gebler 2009, S. 26). Eine weitere Verkürzung der Entleerungszeit ist durch eine parallele Triebwasserentnahme von maximal $16,8 \text{ m}^3/\text{s}$ möglich. Der natürliche Speicherzufluss ist während des simulierten Absenkvorgangs konstant. Dabei beträgt der Zufluss durch den Schwarzenbach $0,91 \text{ m}^3/\text{s}$, der Zufluss durch den Seebach $0,26 \text{ m}^3/\text{s}$ und der Zufluss durch die Raumünzachüberleitung $1,32 \text{ m}^3/\text{s}$. Anhand der für den Schwarzenbachstausee bekannten Speicherinhaltslinie lässt sich der Wasserspiegel, sowie die sich daraus ergebende Abflussleistung, für jeden Zeitpunkt berechnen. Der Wasserstand in der Referenzzelle und die Zu- und Abflüsse zu den verschiedenen Zeitpunkten werden als Randbedingungen in das Programm eingelesen (**timei file**).

Das Gesamtvolumen des Stauraumes im Modell ist mit $14,20$ Millionen m^3 geringer als das der Speicherinhaltslinie entsprechende Gesamtvolumen von $14,27$ Millionen m^3 . Demzufolge ist die Speicherinhaltslinie des Stauraumes im Modell nicht gänzlich deckungsgleich mit der Speicherinhaltslinie im realen System. Mittels eines Algorithmus (**F 287 1**) wird der Abfluss so angepasst, dass sich unter Beachtung der Zuflüsse die zuvor definierten Wasserspiegelveränderungen einstellen. Zusätzlich wird in allen durchgeföhrten Simulationen ein Mehrgitterverfahren (**F 168, K5**) implementiert. Zur Stabilisierung des Lösungsvorganges, werden ein Algorithmus zur Begrenzung des Durchflusses, in den flachen Zellen entlang des Randes (**F 113 7**), und ein Algorithmus zur zusätzlichen Relaxation, in den dreieckigen Zellen des Randbereiches, implementiert (**F 235 10**).

Im Rahmen der instationären Modelltests werden 8 Simulationen durchgeführt. Diese unterscheiden sich sowohl hinsichtlich numerischer Parameter als auch hinsichtlich festgelegter Anfangs- und Randbedingungen. Die verschiedenen Spezifikationen sind in Tabelle 6-1 zusammengefasst. In den Simulationen 1, 3, 4, 5 und 6 wird die Anwendung eines initialen Strömungsfeldes untersucht. Dieses wird zuvor in einer stationären Simulation erzeugt. Der Wasserstand und das Berechnungsgitter entsprechen dabei dem Ausgangszustand ($z_w = 668,5$ m ü. NN) vor dem Absenkvorgang. Die Berechnung des freien Wasserspiegels erfolgt in den Simulationen 1, 2 und 8 mittels des Algorithmus **F 36 7** (vgl. Kapitel 3.3.3). Dabei befindet sich die Referenzzelle in Simulation 1 und 2 (**F 36 7 / a**) an der Staumauer, jedoch nicht direkt an der Zelle der Abflussrandbedingung. Dahingegen grenzt die Referenzzelle in Simulation 9 direkt an die Abflussrandbedingung (**F 36 7 / b**). Zur Berechnung des freien Wasserspiegels, in den Simulationen 3 bis 7, wird der Algorithmus **F 36 3** verwendet. Die Relaxationskoeffizienten entsprechen den Werten für die instationären Modelltests unter stationären Bedingungen (vgl. Tabelle 5-3). Die Anzahl der inneren Iterationen beträgt jeweils 300.

Tabelle 6-1: Im Rahmen des instationären Modelltests untersuchte numerische Parameter, Anfangs- und Randbedingungen

Nr.	Absenken auf [m ü. NN]	Wasser-spiegelbe-rechnung [-]	Zeitschritt [s]	Innerer Zeit-schritt [s]	Initiales Strömungs-feld [-]	Ebenen des Abflusses [-]
1	628,0	F 36 7 / a	500	5,0	Ja	1-20
2	628,0	F 36 7 / a	500	5,0	Nein	1-20
3	653,5	F 36 3	600	5,0	Ja	1-5
4	653,5	F 36 3	600	5,0	Ja	5-10
5	654,0	F 36 3	600	5,0	Ja	5-10
6	654,0	F 36 3	600	Keiner	Ja	5-10
7	654,0	F 36 3	600	Keiner	Nein	5-10
8	654,0	F 36 7 / b	600	Keiner	Nein	5-10

6.1.2 Konvergenzverhalten

Im Folgenden wird der Einfluss eines initialen Strömungsfeldes und der Einfluss eines inneren Zeitschrittes auf das Konvergenzverhalten der durchgeführten Simulationen untersucht. Dazu wird der Verlauf der Residuen während der Simulationen 1 und 2, sowie der Verlauf der Residuen während der Simulationen 5, 6 und 7, verglichen. Der Vergleich dieser Simulationen ist von Interesse, weil sich die Simulationen jeweils ausschließlich hinsichtlich der Implementierung eines initialen Strömungsfeldes oder inneren Zeitschrittes unterscheiden und dementsprechend Erkenntnisse gewonnen werden können. Der innere Zeitschritt wird zur Stabilisierung numerischer Berechnungen eingesetzt und ist nicht mit dem „normalen“, äußeren Zeitschritt zu verwechseln.

Simulation 1 unterscheidet sich von Simulation 2 ausschließlich aufgrund der Implementierung eines initialen Strömungsfeldes. Der Verlauf der Residuen während der beiden Simulationen ist anhand von Abbildung 6-1 zu erkennen.

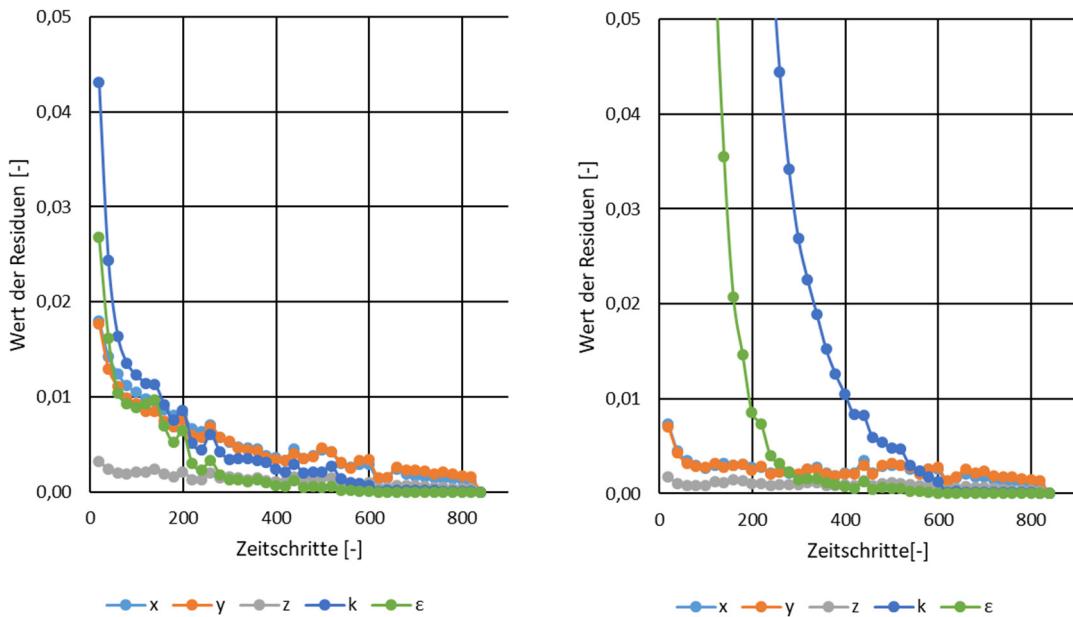


Abbildung 6-1: Zeitlicher Verlauf der Residuen mit initialem Strömungsfeld/Simulation 1 (links) und ohne initiales Strömungsfeld/Simulation 2 (rechts)

Zu Beginn der Simulation 2, sind die Residuen für die turbulente kinetische Energie (k) und die Dissipation der turbulenten kinetischen Energie (ε), relativ groß. Nach 19 Zeitschritten betragen die Werte 13,3 (k) und 8,8 (ε). Dahingegen betragen die Werte der Residuen in der Simulation 1 zum gleichen Zeitpunkt ca. 0,04 (k) und 0,03 (ε). Nach etwa 180 Zeitschritten für ε und 600 Zeitschritten für k , haben sich die jeweiligen Residuen der Simulation 2 den Residuen der Simulation 1 angenähert und verlaufen ab diesem Punkt nahezu identisch. Weiterhin zeigt Abbildung 6-1, dass die Residuen der Geschwindigkeitskomponenten zu Beginn der Simulation 1 größer als in Simulation 2 sind. Anschließend nähern sich die Residuen in beiden Simulationen, relativ gleichmäßig, dem Konvergenzkriterium von 0,001 an.

Anhand des Residuenverlaufes ist zu bemerken, dass ein initiales Strömungsfeld das Konvergenzverhalten der Simulationen mit innerem Zeitschritt beeinflusst. Die Residuen für die turbulente kinetische Energie (k) und die Dissipation der turbulenten kinetischen Energie (ε), sind bei initialem Strömungsfeld deutlich geringer, weil im Ausgangszustand bereits Wirbelstrukturen und die Richtungen der Geschwindigkeitsvektoren in den Zellen vorgegeben sind. Es ist jedoch sicherzustellen, dass die Randbedingungen bei der Erstellung des Strömungsfeldes, den Randbedingungen zu Beginn der Simulation ähneln. Der Wasserstand zur Erzeugung des initialen Strömungsfeldes muss aufgrund des adaptiven Berechnungsgitters identisch zum Wasserstand zu Beginn der nachfolgenden Simulation sein. Da sich die Variablenwerte im Laufe der Simulation durch die iterativen Rechenprozesse annähern, wirkt sich das initiale Strömungsfeld nur zu Beginn der Simulation signifikant auf die Lösungen aus.

Die Simulation 5 unterscheidet sich lediglich aufgrund des implementierten inneren Zeitschrittes von Simulation 6. Abbildung 6-2 zeigt den Verlauf der Residuen während der beiden Simulationen 5 und 6.

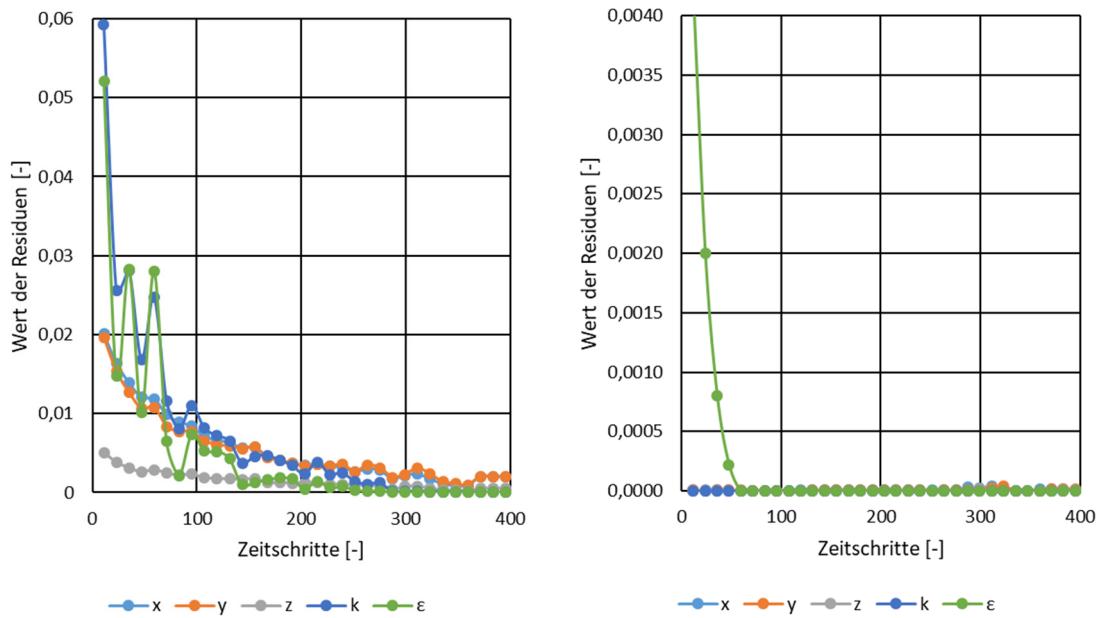


Abbildung 6-2: Zeitlicher Verlauf der Residuen mit innerem Zeitschritt/Simulation 5 (links) und ohne innerem Zeitschritt/Simulation 6 (rechts)

Es ist zu erkennen, dass die aufgetragenen Residuen in der Simulation ohne inneren Zeitschritt erheblich schneller konvergieren. Bereits nach weniger als 60 äußeren Zeitschritten, befinden sich die 5 aufgetragenen Residuen unterhalb des Konvergenzkriteriums von 0,001. Weiterhin sind die Residuen für die drei Geschwindigkeitskomponenten (x , y , z) sowie das Residuum für die turbulente kinetische Energie (k), bereits nach 19 Zeitschritten kleiner als 10^{-5} . In Simulation 5 sind die Residuen im gesamten Verlauf bedeutend größer. Speziell die Residuen für die turbulente kinetische Energie (k) und die Dissipation der turbulenten kinetischen Energie (ε) schwanken merklich und unterschreiten erst nach ca. 465 Zeitschritten das Konvergenzkriterium. In Simulation 7 befinden sich die Residuen (exklusive des Residuums

für die Kontinuität) bereits nach 19 Zeitschritten unterhalb einem Wert von $3 \cdot 10^{-5}$, nach 80 Zeitschritten unterhalb einem Wert von $5 \cdot 10^{-6}$. Die Ergebnisse der Simulationen 5, 6 und 7 demonstrieren, dass die Implementierung eines inneren Zeitschrittes die Konvergenzgeschwindigkeit erheblich reduziert. Weiterhin ist die Auswirkung eines initialen Strömungsfeldes auf das Konvergenzverhalten einer Simulation, ohne inneren Zeitschritt, infolge der hohen Konvergenzgeschwindigkeit gering.

Der Verlauf der Residuen für die Kontinuitätsgleichung ist, aufgrund der vergleichsweise hohen Werte, in keinem der Schaubilder eingezeichnet. Während dem Absenken des Wasserspiegels, beträgt der Abfluss ein Vielfaches der zufließenden Wassermenge. Aufgrund dessen kann die Kontinuitätsbedingung im Untersuchungsgebiet nicht erfüllt werden und die Residuen für die Kontinuitätsgleichung liegen zwischen 1,6 und 1,8. Sobald die austretende Wassermenge der zufließenden Wassermenge entspricht, nimmt das Residuum für die Kontinuität ab und nähert sich dem Konvergenzkriterium an.

6.1.3 Berechnung des freien Wasserspiegels

Im Rahmen der instationären Modelltests werden zwei verschiedene Algorithmen zur Berechnung des freien Wasserspiegels angewandt. Zusätzlich unterscheiden sich die Simulationen bezüglich der Lage der Referenzzelle. Anhand der Untersuchungen sollen Erkenntnisse hinsichtlich der Eignung der Algorithmen und der Lage der Referenzzelle, zur Berechnung des freien Wasserspiegels während instationärer Simulationen, gewonnen werden.

In den Simulationen 1, 2 und 8 wird der freie Wasserspiegel unter Verwendung des Algorithmus **F 36 7** (vgl. Kapitel 3.3.3) berechnet. Die Referenzzelle liegt in den Simulationen 1 und 2 an der Staumauer, grenzt jedoch nicht direkt an die Zelle der Abflussrandbedingung an. Dabei treten in beiden Simulationen nicht physikalische Wasserspiegellagen auf. Die Wasserspiegeldifferenz innerhalb des Stauraumes beträgt im Laufe der Simulationen bis zu 10 m. Abbildung 6-3 zeigt den physikalisch nicht plausiblen Wasserspiegel nach 580 äußeren Iterationen am Beispiel von Simulation 1.

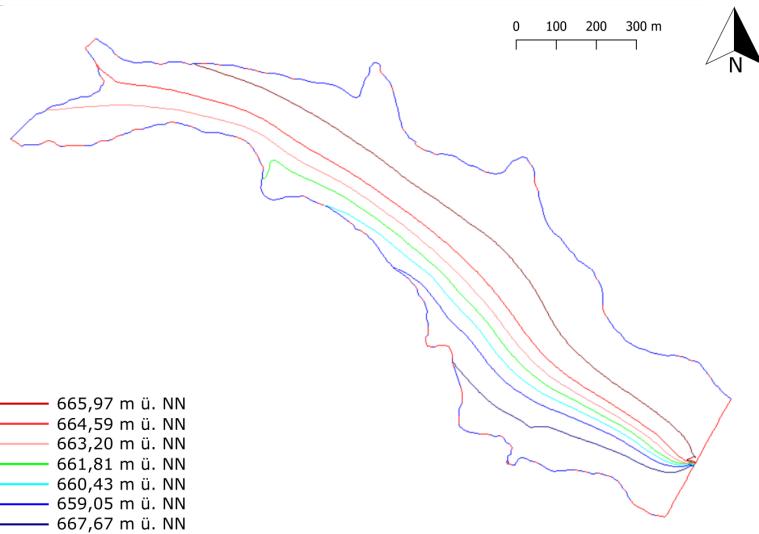


Abbildung 6-3: Physikalisch nicht plausibler Wasserspiegel nach 580 Iterationen am Beispiel der Simulation 1

Es ist ersichtlich, dass der steilste Gradient, ausgehend von der Referenzzelle an der Staumauer, entlang der longitudinalen Achse des Stauraumes verläuft. Dieser Verlauf ist nicht natürlich, sondern auf eine fehlerhafte numerische Berechnung zurückzuführen.

In Simulation 8 grenzt die Referenzzelle zur Berechnung des Wasserspiegels direkt an die Abflussrandbedingung. Für die berechneten Wasserspiegellagen ergeben sich in dieser Simulation plausiblere Werte. Die maximale Wasserspiegeldifferenz innerhalb des Stauraumes ist zunächst geringer als 1 mm und nimmt im Laufe des Absenkorganges um bis zu 2 cm zu. Der höchste Wasserstand tritt dabei im Zuflussbereich des Schwarzenbachs auf. Bei Verwendung des Algorithmus **F 36 3** ist der Wasserspiegel innerhalb des Stauraumes horizontal. Der freie Wasserspiegel wird im Gegensatz zum Algorithmus **F 36 6** (vgl. Kapitel 3.3.3) nicht in Abhängigkeit zur Druckdifferenz berechnet, sondern entspricht zu jedem Zeitschritt dem in der Referenzzelle angegebenen Wasserstand.

6.1.4 Implementierung der Randbedingungen

In den Simulationen 1, 2, 3 und 4 fallen die natürlichen Zuflüsse trocken. Dies bedeutet, dass sich die Zuflussrandbedingungen außerhalb des Berechnungsgitters befinden und kein Wasser mehr dem Stauraum zuströmen kann. Die Simulation läuft nach dem Austrocknen der Zuflüsse weiter und bricht nicht ab. In den Simulationen 1 und 2 wird der Wasserstand, bis auf das Absenziel von 628 m ü. NN, abgesenkt. Da der Wasserspiegel unterhalb der Sohlage der Zuflüsse von 653 m ü. NN liegt, werden diese nicht mehr benetzt. Weiterhin fallen die Zuflüsse bei einem Wasserstand 653,5 m ü. NN trocken. Ursächlich hierfür ist der zur Gittererstellung implementierte „Wetting and Drying“-Algorithmus. Aufgrund der festgelegten Mindestwassertiefe von 0,8 m zur Generierung einer Zelle, wird die erste Zelle im Bereich der Zuflüsse bei einem Wasserstand von 653,8 m ü. NN erzeugt.

In Simulation 3 ist der Abfluss über die Ebenen 1 bis 5 implementiert. Es ist zu beobachten, dass er im Laufe der Simulation, nach ca. 500 Iterationen, trockenfällt und außerhalb des Berechnungsgitters liegt. Insofern die Abflussrandbedingung über die vertikalen Ebenen 5 bis 10 implementiert wird, ist der Abfluss während der Wasserspiegelabsenkung durchgehend benutzt.

Neben den Zuflüssen ist in Simulation 3 der sohlnahe Abfluss im Laufe des Absenkorganges trockengefallen. Dieser Vorgang ist nicht physikalisch, sondern durch die Funktionsweise des adaptiven Berechnungsgitters in SSIIM 2 zu erklären. Zum besseren Verständnis ist der im Folgenden beschriebene Vorgang durch die Abbildung 6-4 visualisiert. Diese zeigt die implementierte Abflussrandbedingung (grüner Kasten), die verschiedenen Ebenen des Berechnungsgitters (E 03 – E 20) sowie die Strömungsgeschwindigkeiten im Nahbereich der Staumauer während verschiedener Wasserstände.

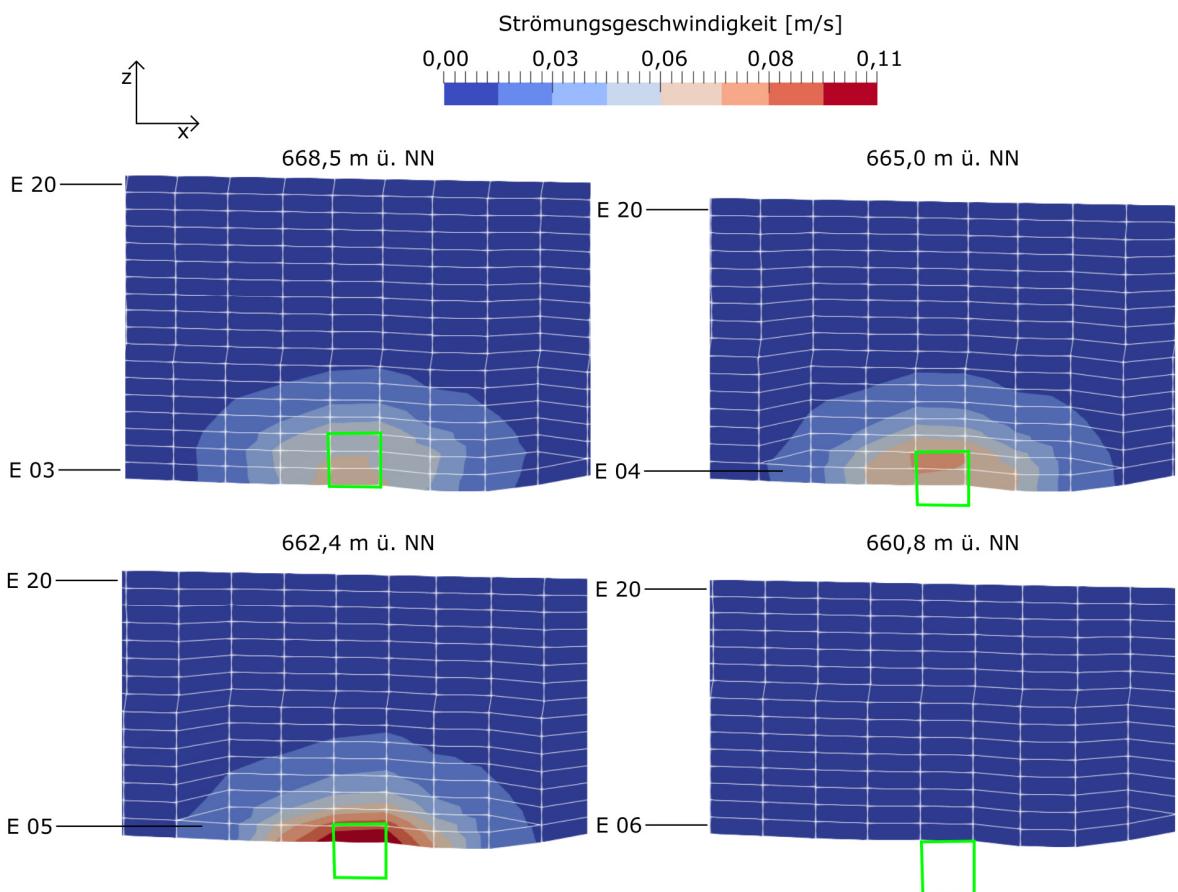


Abbildung 6-4: Lage des sohlnahen Abflusses (grünes Rechteck) und Darstellung der Strömungsgeschwindigkeiten während verschiedener Wasserstände in Simulation 3

Die maximal mögliche Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung beträgt im erstellten Berechnungsgitter $n_{\max} = 20$. Im Bereich des Abflusses beträgt die Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung, bei einem Wasserspiegel von 668,5 m ü. NN $n = 18$ Zellen (vgl. Formel (3.6)). Zur Implementierung einer Abflussrandbedingung müssen die Ebenen des Abflusses definiert wer-

den. Es ist zu wichtig, dass dabei stets auf die oberste Ebene (hier: 20) referenziert wird. Folgerichtig ist Ebene 3, im Bereich des Abflusses und bei maximalem Wasserstand, die unterste Ebene. Die Ebenen 1 und 2 befinden sich bereits außerhalb des Berechnungsgitters. Infofern der Wasserspiegel abgesenkt wird, nimmt die Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung ab und die jeweils unterste Zelle des adaptiven Berechnungsgitters befindet sich zunehmend auf einer höheren Ebene. Der definierte Abfluss ist in der Abbildung 6-4 in Form eines hellgrünen Rechteckes eingezeichnet. Es ist zu sehen, dass der Abfluss im Stauziel über drei Zellen (Ebene 3 – 5) erfolgt. Dahingegen befindet sich bei einem Wasserstand von 662,4 m ü. NN lediglich eine Zelle (Ebene 5) des definierten Abflussbereiches innerhalb des Berechnungsgitters. In Simulation 3 nimmt die Anzahl der vertikalen Zellen im Bereich des Abflusses um mehr als 2 Zellen ab. Dadurch befindet sich der definierte Abfluss ab einem Wasserstand von 660,8 m ü. NN außerhalb des Berechnungsgitters (vgl. Abbildung 6-4).

6.2 Gewonnene Erkenntnisse

Hinsichtlich des Konvergenzverhaltens lässt sich festhalten, dass die Implementierung eines inneren Zeitschrittes nur sinnvoll ist, insofern dieser aus Stabilitätsgründen nötig ist und die Simulation ansonsten divergieren würde. Aufgrund der erheblich langsameren Konvergenzgeschwindigkeit sind die Ergebnisse zu Beginn der Simulation ungenau. Für genauere Ergebnisse müsste die Anzahl der inneren Iterationen erhöht werden. Allerdings nimmt dadurch die Berechnungsdauer zu. Eine Möglichkeit, bereits zu Beginn einer Simulation mit innerem Zeitschritt genauere Ergebnisse zu erzielen, ist die Implementierung eines initialen Strömungsfeldes. Dabei müssen die Randbedingungen bei der Erzeugung des initialen Strömungsfeldes den Randbedingungen zu Beginn der Simulation ähnlich und das Berechnungsgitter identisch sein. Außerdem ist es denkbar, eine instationäre Simulation bereits vor einem zu untersuchenden Ereignis zu starten, um auf diese Weise ein geeignetes Strömungsfeld mit geringen Residuen als Ausgangszustand zu erzeugen.

Falls der freie Wasserspiegel mittels des Algorithmus **F 36 7** berechnet wird, ist auf die genaue Lage der Referenzzelle zu achten. Zur Berechnung plausibler Werte ist die Referenzzelle jeweils direkt an der Abflussrandbedingung zu implementieren. Bei Verwendung des Algorithmus **F 36 3** ist der Wasserspiegel zu jedem Zeitschritt horizontal und entspricht dem vorgegebenen Wasserspiegel in der Referenzzelle. Die Lage der Referenzzelle innerhalb des Stauraumes kann dementsprechend beliebig gewählt werden. Da die Wasserspiegeldifferenzen (vgl. Kapitel 5.1) innerhalb des Stauraumes gering sind, eignet sich auch dieser Algorithmus für weitere Untersuchungen und wird im Rahmen dieser Arbeit zur hydrodynamischen Plausibilisierung und morphodynamischen Simulation verwendet.

Hinsichtlich der Abflussrandbedingung lässt sich konstatieren, dass das Programm bezüglich der Implementierung eines sohnahen Ab- bzw. Zuflusses limitiert ist. Bei großen Wasserspiegelveränderungen ist es nicht möglich, einen sohnahen Ab- oder Zufluss während der gesamten Simulation, jeweils an der gleichen Stelle (bspw. einen Meter über der Sohle), zu definieren. Die Ebenen müssen entsprechend den zu erwartenden Wasserspiegellagen sinnvoll bestimmt werden, sodass die Abweichungen möglichst gering gehalten werden können.

Bezüglich der Zuflüsse ist bedeutsam, dass das erstellte Berechnungsgitter für die Simulation des Stauraums für Wasserspiegellagen zwischen 653,8 m ü. NN und 668,5 m ü. NN geeignet ist. Zur Simulation niedrigerer Wasserspiegellagen müssten die Bathymetriedaten/Geländedaten im Bereich der Zuflüsse angepasst und die Sohlage noch tiefer gewählt werden. Zusätzlich kann in zukünftigen Simulationen, insofern es dadurch nicht zu Stabilitätsproblemen kommt, die Mindestwassertiefe zur Generierung einer Zelle reduziert werden.

7 Hydrodynamische Plausibilisierung

Im Allgemeinen versteht man unter einer Plausibilisierung eine Methode, mit welcher ein Ergebnis hinsichtlich seiner Plausibilität überprüft wird. Es wird untersucht, inwieweit die Ergebnisse einleuchtend und nachvollziehbar sind. In Kapitel 5 wurde gezeigt, dass die Wasserspiellage, innerhalb des Stauraumes, zur Kalibrierung oder Plausibilisierung des numerischen Modells nicht geeignet ist. Dementsprechend erfolgt die Plausibilisierung des erstellten Modells durch einen Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeiten. Infolge dessen können gegebenenfalls vorhandene offensichtliche Unstimmigkeiten erkannt und erste Aussagen bezüglich der Belastbarkeit des erstellten numerischen Modells getroffen werden.

7.1 Datengrundlage

Als Datengrundlage für die Plausibilisierung dienen von der Universität Konstanz durchgeführte Messungen des Strömungsprofiles. Die Messungen erfolgten vom 12.07.2016 bis zum 11.10.2016 mittels des ADCP-Strömungsmessgerätes (Acoustic Doppler Current Profiler) RDI Workhorse Sentinel 610 kHz. Das Messgerät ist in ca. 270 m Abstand zum Entnahmeturm stationär an der Sohle des Stauraumes befestigt. Anhand von Abbildung 7-1 ist der genaue Ort der Strömungsmessung zu erkennen.

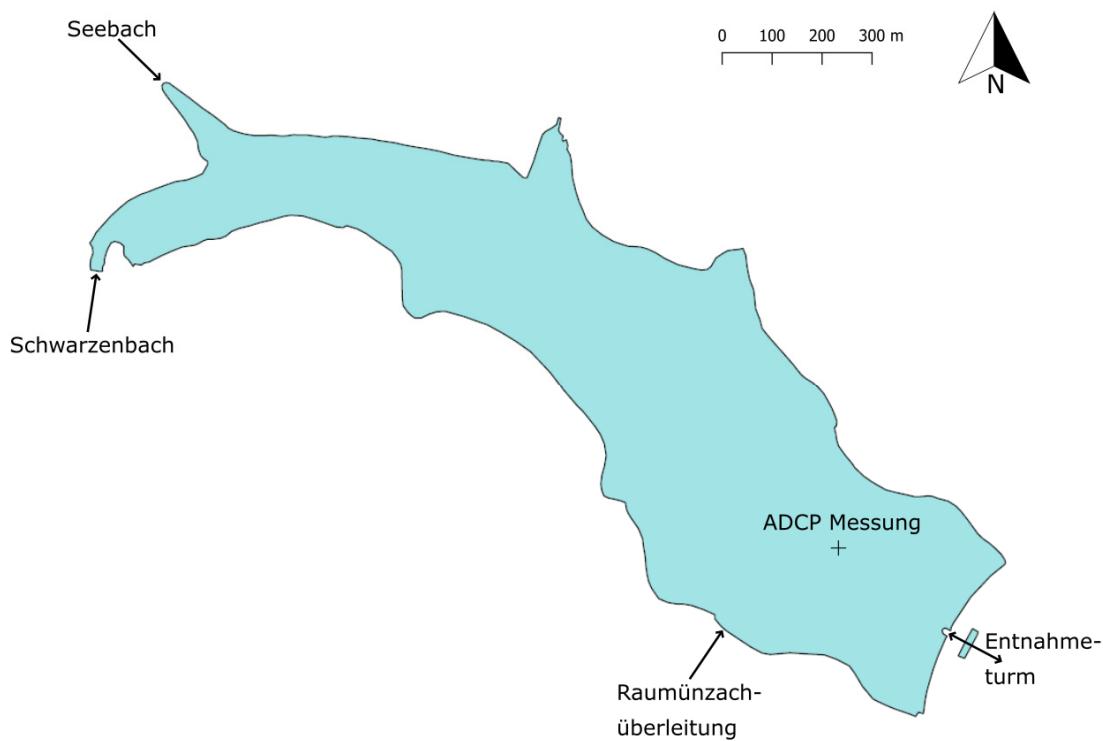


Abbildung 7-1: Lage des ADCP-Gerätes während der Messkampagne im Schwarzenbach-Stausee

Die Messung der Geschwindigkeiten in alle drei Raumrichtungen erfolgt in 65 (12.07.16–14.09.16) bzw. 64 (14.09.16 – 11.10.16) Tiefenzellen, in einem zeitlichen Abstand von 5 Minuten. Dabei sendet das Messgerät in festen Zeitabständen Ultraschallimpulse mit bekannter Frequenz. Diese werden von den Schwebstoffen im Wasser reflektiert. Anhand der Doppler-Frequenzverschiebung der reflektierten Impulse lässt sich die Strömungsgeschwindigkeit in die verschiedenen Raumrichtungen bestimmen. Die Zuordnung der Strömungsgeschwindigkeiten, zu den jeweiligen Tiefenzellen, ergibt sich aus der Laufzeit des reflektierten Impulses (Herschy 2009, S. 244).

7.1.1 Unsicherheiten der Messung

Ein Nachteil der Messmethode ist, dass die Messung der Strömungsgeschwindigkeit aus gerätetechnischen Gründen nicht im gesamten Fließquerschnitt möglich ist (Morgenschweis 2010, S. 227). Da beim ADCP dieselben Wandler sowohl zum Senden als auch zum Empfangen der Impulse verwendet werden, benötigt das Gerät zwischen Senden und Empfangen eine kurze Pause zum Abklingen des „akustischen Klingelns“; somit können in diesem Zeitraum keine sinnvollen Messdaten aufgezeichnet werden (Morgenschweis 2010, S. 228). Im Nahbereich des Messgerätes reflektierte Impulse passieren den Wandler bevor dieser aufnahmefähig ist und sind infolgedessen für die Auswertung verloren. Diese Totzone, in welcher die reflektierten Echos nicht verwertet werden können, wird als Blanking-Bereich bezeichnet. Seine Größe ist abhängig von der Frequenz und der Bauart des ADCP. Bei den durchgeföhrten Messungen befindet sich die erste Zelle aufgrund des Blanking-Bereiches 1,6 m über der Gewässersohle (Hofmann 2017).

Neben dem Blanking-Bereich, in der Nähe des Messgerätes, werden die gemessenen Geschwindigkeiten im Nahbereich der Sohle (Messung ausgehend von der Wasseroberfläche) oder im Nahbereich der Wasseroberfläche (Messung ausgehend von der Gewässersohle) verfälscht. Bei Auftreten der sogenannten Side Lobe (Nebenkeulen) Interferenz überlagern und verwischen die Echos der Nebenkeulen die schwachen Echos der Partikel im Kernbereich. Eine detaillierte Beschreibung der beiden genannten Phänomene ist einer Studie zur Durchflussmessung mittels ADCP zu entnehmen (vgl. Simpson 2001, 24,29).

Weiterhin ist zu beachten, dass der zufällige Fehler einzelner Strömungsmessungen groß ist. Er ist abhängig von der Impulslänge, der Sendefrequenz, dem Strahlungswinkel sowie vom Signal-Rausch-Verhältnis und kann durch zeitliche Mittelung reduziert werden (Simpson 2001, S. 13). Dabei wird die Standardabweichung um die Wurzel der durchgeföhrten Messungen reduziert (Simpson 2001, S. 13). Die Standardabweichung der vorliegenden Daten in fünfminütiger Auflösung beträgt ca. 1 cm/s. Zusätzlich werden Geschwindigkeitsunterschiede von weniger als 5 mm/s durch das Rauschen des Doppler-Signals überlagert und können nicht quantifiziert werden (Hofmann 2017). Der systematische Fehler einer Strömungsmessung, mittels ADCP, ist bei geeigneter Konfiguration gering und kann nicht herausgemittelt werden (Simpson 2001, S. 13–14).

Eine wichtige Voraussetzung zur Anwendung eines ADCP-Messgerätes, ist die Homogenität der Strömung auf einer Ebene (Muste et al. 2004, S. 20). Da die Messung der Geschwindigkeit in vier Strahlen erfolgt, führt eine nicht homogene Strömung zu ungenauen bzw. falschen Ergebnissen. Als Maß für die Homogenität der Strömung und damit auch für die Qualität der Messwerte geben handelsübliche ADCP-Geräte zu jeder Einzelmessung die Fehlergeschwindigkeit an (Teledyne RD Instruments 2011). Sie ist die Differenz der aus den verschiedenen Beam-Kombinationen errechneten Geschwindigkeitsvektoren. Die mittlere Fehlergeschwindigkeit der verwendeten Messwerte beträgt 8,12 mm/s und ist damit im Vergleich zu den gemessenen Geschwindigkeiten relativ hoch.

7.1.2 Bearbeitung der Messwerte

Bei Betrachtung der Messwerte fällt auf, dass im Nahbereich der Wasseroberfläche vergleichsweise große, nicht plausible Geschwindigkeiten auftreten. Die über die Zeit gemittelte horizontale Geschwindigkeit in der obersten Zelle beträgt knapp 300 mm/s (vgl. Anhang C-1). Dahingegen liegen die mittleren horizontalen Geschwindigkeiten, ab einer Wassertiefe von 3,1 m bis zu einer Tiefe von 31,9 m, zwischen 12,8 mm/s und 16,0 mm/s. Daran lässt sich erkennen, dass die Geschwindigkeiten in den obersten sechs Messzellen durch die Side Lobe Interferenz verfälscht wurden. Ursächlich für deren Auftreten sind die Oberflächenwellen sowie das Auftreten von Gasblasen im Nahbereich der Wasseroberfläche. Auf Grundlage dieser Erkenntnisse, werden die Messwerte bis zu einer Wassertiefe von 2,6 m verworfen; für weitere Betrachtungen und Berechnungen nicht verwendet.

Da der zeitliche Verlauf der zur Verfügung stehenden wasserwirtschaftlichen Daten die Umstellung auf die Sommerzeit berücksichtigt, werden auch die gemessenen Geschwindigkeitswerte in den Zeiträumen der Plausibilisierung an die Sommerzeit angepasst.

7.2 Durchführung

Als Zeiträume zur Plausibilisierung dienen der 26.07.2016 (Plausibilisierungszeitraum 1) sowie die sechs Tage vom 01.08.2016 bis zum 06.08.2016 (Plausibilisierungszeitraum 2). Diese Zeiträume werden gewählt, da sichtbare Schwankungen des gemessenen Geschwindigkeitsverlaufes auf einen direkten Einfluss des Kraftwerksbetriebes auf das Strömungsfeld im Bereich der ADCP-Messung hindeuten. Die von der EnBW in stündlicher Auflösung bereitgestellten wasserwirtschaftlichen Daten bestätigen diese Vermutung. Mittels der Plausibilisierungssimulationen wird überprüft, ob sich der Pump- und Turbinenbetrieb in einer vergleichbaren Form auf die simulierten Geschwindigkeiten im Modell auswirkt.

Zusätzlich wird eine Simulation unter konstanten Randbedingungen durchgeführt. Der Wasserstand sowie die Zu- und Abflüsse entsprechen den Mittelwerten des Zeitraumes der Geschwindigkeitsmessung. Es wird untersucht, inwieweit die simulierten Geschwindigkeiten den Mittelwerten der gemessenen Geschwindigkeiten entsprechen.

7.2.1 Initiale Strömungsfelder

Vor der eigentlichen Simulation der beiden Plausibilisierungszeiträume wird jeweils eine Simulation, zur Erzeugung des initialen Strömungsfeldes, durchgeführt. Dabei soll das initiale Strömungsfeld möglichst genau dem tatsächlichen Strömungsfeld zu Beginn des Plausibilisierungszeitraumes entsprechen. Vorangegangene Untersuchungen zeigen, dass sich ein näherungsweise stationäres Strömungsfeld erst nach mehreren Wochen ausbildet. In Folge der Trägheit des Systems (vgl. Kapitel 5.6) werden die Lösungen der Plausibilisierungssimulationen in einem hohen Maße vom initialen Strömungsfeld beeinflusst.

Die natürlichen Zuflüsse entsprechen über einen Simulationszeitraum von 80 Tagen (6.912.000 Sekunden) den Mittelwerten aus den Jahren 2005 bis 2015. Anschließend gleichen sich die natürlichen Zuflüsse, den niedrigeren natürlichen Zuflüssen des Zeitraumes vor den Plausibilisierungssimulationen, an. Die Werte entsprechen den mittleren Zuflüssen vom 19.07.2016 bis zum 25.07.2016. Weiterhin ist die durch den Betriebsauslass austretende Wassermenge während der gesamten Simulation gleich dem Gesamtaufzufluss. In Tabelle 7-1 sind die Zu- und Abflüsse der beiden Simulationen zur Erzeugung der initialen Strömungsfelder zusammengefasst.

Tabelle 7-1: Zu- und Abflüsse zur Simulation des initialen Strömungsfeldes

Plausibilisierungszeitraum	Zeit [s]	Schwarzenbach [m^3/s]	Seebach [m^3/s]	Raumünzach überleitung [m^3/s]	Abfluss [m^3/s]
1	0	0,72	0,21	1,16	2,09
	6.912.000	0,72	0,21	1,16	2,09
	7.500.000	0,25	0,11	0,46	0,82
2	0	0,72	0,21	1,16	2,09
	6.912.000	0,72	0,21	1,16	2,09
	8.000.000	0,25	0,11	0,46	0,82

Die Simulationen unterscheiden sich ausschließlich hinsichtlich des Simulationszeitraumes. Bei Erstellung des initialen Strömungszustandes für den Plausibilisierungszeitraum 2 läuft die Simulation ca. 6 Tage länger. Dadurch wird der größere Einfluss der niedrigen Zuflüsse auf den Plausibilisierungszeitraum 2 berücksichtigt. Der Wasserspiegel ist in beiden Simulationen konstant und entspricht jeweils dem Wasserspiegel zu Beginn der Plausibilisierungssimulation.

Der äußere Zeitschritt beträgt 10.000 Sekunden und die Anzahl der inneren Iterationen ist auf 800 festgelegt. Entsprechend den vorangegangenen Modelltests werden das Mehrgitterverfahren (**F 168 8; K 5 0 0 0 10 0 0**) sowie verschiedene stabilisierende Algorithmen implementiert (**F 113 7; F 235 10**). Die verwendeten Relaxationskoeffizienten sind Tabelle 7-2 zu entnehmen. Die äquivalente Sandrauheit beträgt 0,02 m.

Tabelle 7-2: Relaxationskoeffizienten zur Erstellung des initialen Strömungsfeldes

Gleichung für	U_x	U_y	U_z	P	K	ϵ
Relaxationskoeffizient [-]	0,4	0,4	0,4	0,1	0,2	0,2

Das initiale Strömungsfeld für den Plausibilisierungszeitraum 2 wird, unter Anwendung des Power-Law-Verfahrens, simuliert. Dahingegen wird das Strömungsfeld für den Plausibilisierungszeitraum 1 sowohl unter Anwendung des Power-Law-Verfahrens als auch unter Anwendung des Second-Order-Upstream-Verfahrens erzeugt.

7.2.2 Plausibilisierungssimulationen

Als Ausgangszustand für die Plausibilisierungssimulationen dienen jeweils die zuvor erzeugten initialen Strömungsfelder. Der äußere Zeitschritt in den Plausibilisierungssimulationen beträgt 900 Sekunden und die Anzahl der inneren Iterationen ist auf 800 festgelegt. Die verwendeten Relaxationskoeffizienten und stabilisierenden Algorithmen sind identisch zur Simulation der initialen Strömungsfelder und dem Kapitel 7.2.1 zu entnehmen. Zur Simulation des Plausibilisierungszeitraumes 1 wird die Anwendung des Power-Law-Verfahrens und des Second-Order-Upstream-Verfahrens getestet. Die Simulation des Plausibilisierungszeitraumes 2 und die Simulation unter stationären Bedingungen erfolgen unter Anwendung des Power-Law-Verfahrens.

Die Ergebnisse werden bei den durchgeföhrten Simulationen in einer zeitlichen Auflösung von 2 Stunden durch das Programm ausgegeben. Dabei wird die Geschwindigkeitsverteilung über die Tiefe, für jede Ebene in alle drei Raumrichtungen berechnet. Die entsprechenden Geschwindigkeiten am Ort der ADCP-Messung werden, vom Programm auf Grundlage der Geschwindigkeiten in den vier angrenzenden Zellen, interpoliert. Die verwendeten Randbedingungen sowie das Vorgehen zur Erstellung der Plausibilisierungssimulationen wird im Folgenden erläutert.

- Plausibilisierungszeitraum 1

Im Rahmen der Plausibilisierungssimulation 1 wird der Zeitraum vom 23.07.2016 bis zum 26.07.2016 simuliert. Die Simulation startet demnach bereits 3 Tage vor Beginn des eigentlichen Plausibilisierungszeitraumes. Dieses zeitlich hoch aufgelöste Vorlaufen ermöglicht eine genauere Abbildung des Strömungsfeldes zu Beginn des Plausibilisierungszeitraumes.

Vom 23.07.2016 bis zum 25.07.2016 entsprechen die natürlichen Zuflüsse den jeweiligen Tagessmittelwerten. Die Zeiträume in welchen gepumpt oder turbiniert wird können, aufgrund der Wasserspiegelschwankungen, dem zeitlichen Druckverlauf an der Gewässersohle entnommen werden. Da die gepumpten bzw. turbinierten Tagesvolumina bekannt sind, lässt sich für die Betriebszeiträume ein mittlerer Turbinen- bzw. Pumpendurchfluss berechnen. Der Wasserstand wird auf Basis der bekannten Tageswerte um Mitternacht, sowie anhand der bekannten Speicherinhaltslinie berechnet. Insofern die Zu- und Abflüsse über mehrere Stunden konstant sind, werden die Wasserstände zwischen den bekannten oder bereits berechneten Wasserständen linear interpoliert.

Für den 26.07.2016 werden die von der EnBW zur Verfügung gestellten Wasserstände und natürlichen Zuflüsse in stündlicher Auflösung verwendet. Weiterhin stehen die Betriebszeiträume sowie die für den Pumpbetrieb aufgebrachte, bzw. die im Turbinenbetrieb gewonnene Leistung, in stündlicher Auflösung zur Verfügung. Da das turbinierte und gepumpte Tagesvolumen bekannt ist, lassen sich die Durchflüsse in stündlicher Auflösung näherungsweise berechnen. Dazu wird angenommen, dass sich der Durchfluss proportional zur erzeugten bzw. aufzubringenden Leistung verhält.

Zur Aufstellung der Simulation werden die natürlichen Zuflüsse, der Turbinen- oder Pumpendurchfluss und die Wasserstände in einer stündlichen Auflösung als Randbedingungen in das Programm SSIIM 2 eingelesen (**timei file**). In Abbildung 7-2 ist der zeitliche Verlauf der Randbedingungen grafisch dargestellt. Da der Betriebsauslass am Enthahmeturm in SSIIM 2 als Abfluss implementiert ist, muss der Durchfluss im Pumpbetrieb negativ definiert werden. Dies ist ebenfalls in der graphischen Darstellung berücksichtigt (vgl. Abbildung 7-2).

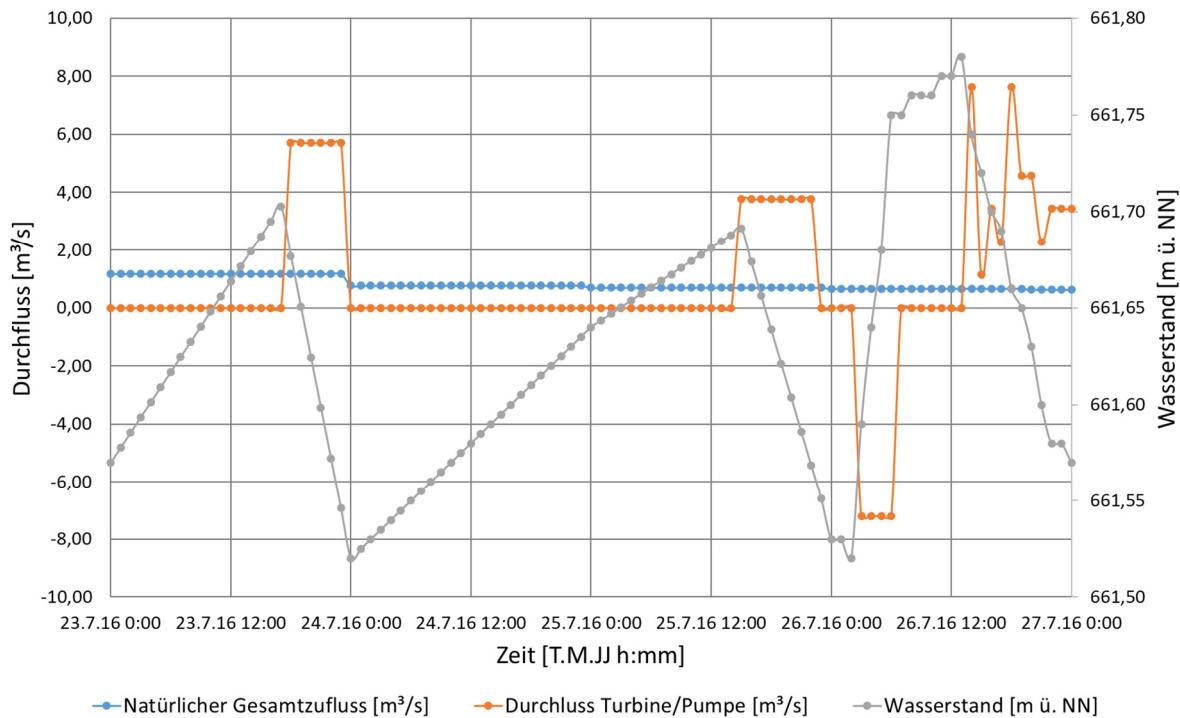


Abbildung 7-2: Zeitlicher Verlauf der hydraulischen Randbedingungen für den Plausibilisierungszeitraum 1 vom 23.07.2016 bis zum 27.07.2016

- Plausibilisierungszeitraum 2

Ausgehend vom zuvor erzeugten initialen Strömungsfeld, wird der Plausibilisierungszeitraum 2 vom 01.08.2016 bis zum 07.08.2016 simuliert. Die Wasserstände und natürlichen Zuflüsse stehen für diesen Zeitraum in einer stündlichen Auflösung zur Verfügung und müssen nicht berechnet werden. Da die Betriebszeiträume und die turbinierten bzw. gepumpten Tagess volumina bekannt sind, werden die Pumpen- und Turbinendurchflüsse anhand der verbrauchten bzw. erzeugten Leistung kalkuliert. Abbildung 7-3 zeigt den zeitlichen Verlauf der Randbedingungen während des Plausibilisierungszeitraumes 2. Der Turbinendurchfluss ist positiv und der Pumpendurchfluss negativ definiert.

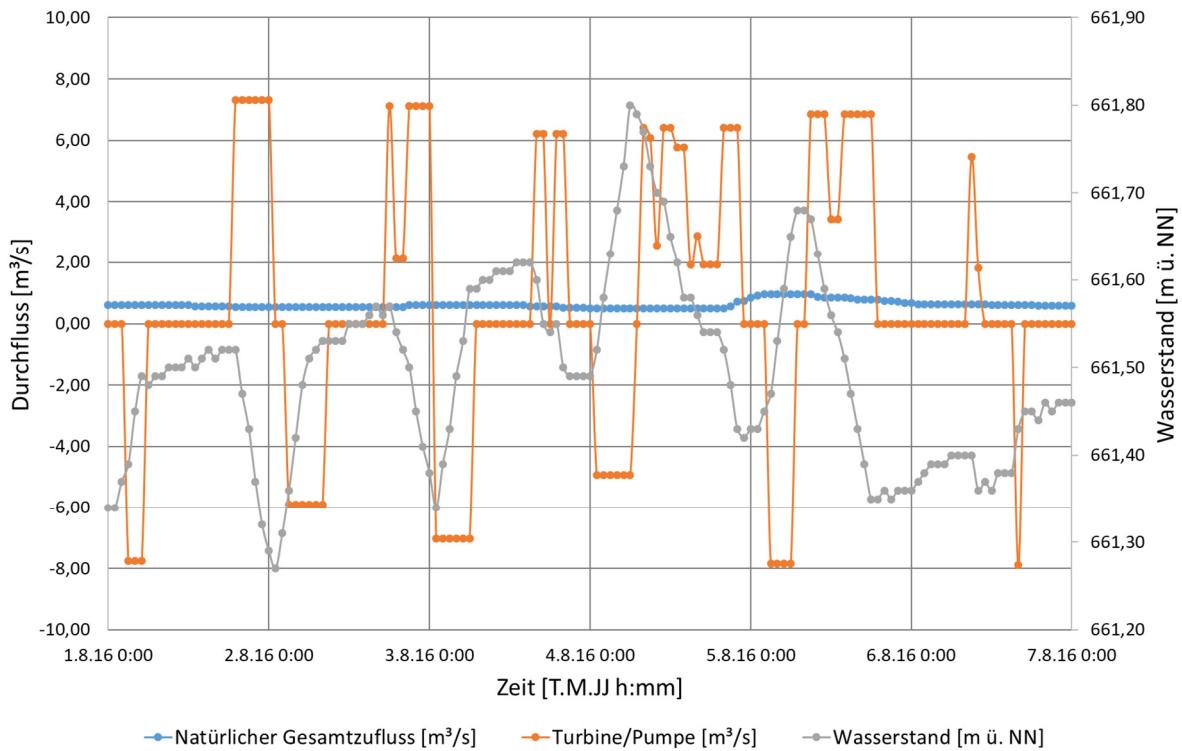


Abbildung 7-3: Zeitlicher Verlauf der hydraulischen Randbedingungen für den Plausibilisierungszeitraum 2 vom 01.08.2016 bis zum 06.08.2016

- Stationäre Plausibilisierung

Ergänzend zu den beiden instationären Plausibilisierungssimulationen, wird eine Plausibilisierung unter stationären Randbedingungen durchgeführt. Bei dieser sind die natürlichen Zuflüsse konstant und entsprechen den Mittelwerten des Zeitraumes vom 12.07.2016 bis zum 14.09.2016. Der Abfluss entspricht den natürlichen Zuflüssen, sodass die Kontinuitätsgleichung erfüllt ist. Die genauen als Randbedingungen implementierten Durchflüsse sind Tabelle 7-3 zu entnehmen. Der Wasserspiegel beträgt während der Simulation durchgehend 661,64 m ü. NN. Dieser Wert entspricht dem mittleren Wasserstand vom 12.07.2016 bis zum 14.09.2016. Im realen System beträgt die Differenz zwischen maximalem und minimalem Wasserstand innerhalb dieses Zeitraumes 0,8 m.

Tabelle 7-3: Zur stationären Plausibilisierung implementierte Durchflüsse der Zu- und Abflussrandbedingungen

Randbedingung	Durchfluss [m³/s]
Zufluss Schwarzenbach	0,20
Zufluss Seebach	0,07
Zufluss Raumünzachüberleitung	0,30
Abfluss Betriebsauslass	0,57

7.3 Ergebnis

In diesem Unterkapitel werden die Ergebnisse der Plausibilisierungssimulationen präsentiert. Dabei liegt der Fokus zunächst auf dem zeitlichen Verlauf der simulierten Geschwindigkeiten und dem zeitlichen Verlauf der Residuen während der instationären Plausibilisierungssimulationen. Anschließend werden die simulierten Geschwindigkeiten mit den gemessenen Geschwindigkeiten verglichen.

7.3.1 Simulierte Geschwindigkeiten

Abbildung 7-4 zeigt den zeitlichen Verlauf der simulierten Geschwindigkeiten in Richtung Norden (U Nord) und in Richtung Osten (U Ost) für die Plausibilisierungssimulation 1. Die einge tragenen Werte sind zur übersichtlicheren Darstellung tiefengemittelt.

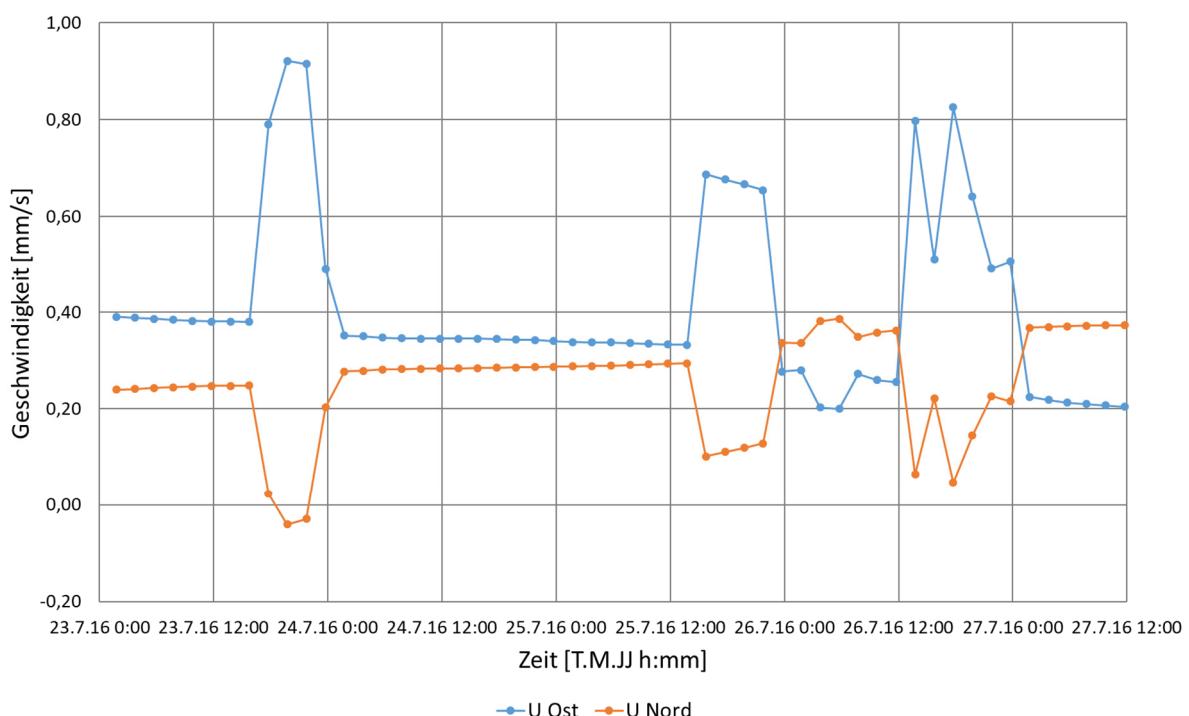


Abbildung 7-4: Zeitlicher Verlauf der simulierten Geschwindigkeiten in Richtung Norden und Osten während der Plausibilisierungssimulation 1

Die Geschwindigkeiten in die beiden horizontalen Raumrichtungen liegen im gesamten Zeitraum unter 1 mm/s. Es lässt sich erkennen, dass die Geschwindigkeit in Richtung Osten mit Beginn des Turbinenbetriebes zunimmt. Im Gegensatz dazu wird die Geschwindigkeit in Richtung Norden durch den Turbinenbetrieb verringert. Beispielsweise ist die simulierte Geschwindigkeit in Richtung Norden, am Abend des 23.07.2016, negativ. Dies bedeutet, dass der resultierende Vektor der horizontalen Geschwindigkeit zu diesem Zeitpunkt leicht in Richtung Süden zeigt. Allerdings ist die Geschwindigkeit in Richtung Osten im Turbinenbetrieb teilweise um den Faktor 20 größer. Folgerichtig verläuft die Hauptströmungsrichtung während des Turbinenbetriebs in östliche Richtung. Bei Inbetriebnahme der Pumpe, am 26.07.2016 um 3:45,

zeigt sich eine Zunahme der Geschwindigkeit in nördlicher Richtung. Parallel dazu nimmt die Geschwindigkeit in östlicher Richtung ab. Allerdings verändern sich die simulierten Geschwindigkeiten im Vergleich zum Turbinenbetrieb in geringerem Maße. Weiterhin folgen die simulierten Geschwindigkeiten dem Trend, dass die Geschwindigkeit in östliche Richtung zunehmend geringer wird, wohingegen die Geschwindigkeit in nördliche Richtung zunimmt.

Hinsichtlich der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung ist die Geschwindigkeit in Richtung Osten an der Sohle am größten (vgl. Anhang C-2). Die mittlere Differenz zwischen der niedrigsten und höchsten Ebene beträgt 0,06 mm/s. Im Gegensatz dazu ist die Geschwindigkeit in den oberen Ebenen in Richtung Norden größer als in Sohlnähe. Die mittlere Differenz beträgt 0,04 mm/s.

Unter Anwendung des Second-Order-Upstream-Verfahrens ergibt sich für den Plausibilisierungszeitraum 1 ein ähnlicher Geschwindigkeitsverlauf, wie bei Anwendung des Power-Law-Verfahrens. Dieser ist dem Anhang C-3 beigefügt. Die Geschwindigkeit in Richtung Osten nimmt im Turbinenbetrieb und die Geschwindigkeit in Richtung Norden im Pumpbetrieb zu. Im Gegensatz zur Anwendung des Power-Law-Verfahrens ist die Geschwindigkeit in Richtung Osten, während des gesamten Simulationszeitraumes größer als die Geschwindigkeit in Richtung Norden. Ein weiterer Unterschied besteht darin, dass die maximale Geschwindigkeit in Richtung Norden mit 1,05 mm/s etwas größer als bei Anwendung des Power-Law-Verfahrens ist.

Anhand von Abbildung 7-5 ist der zeitliche Verlauf der beiden horizontalen Geschwindigkeitskomponenten während des zweiten Plausibilisierungszeitraumes zu erkennen.

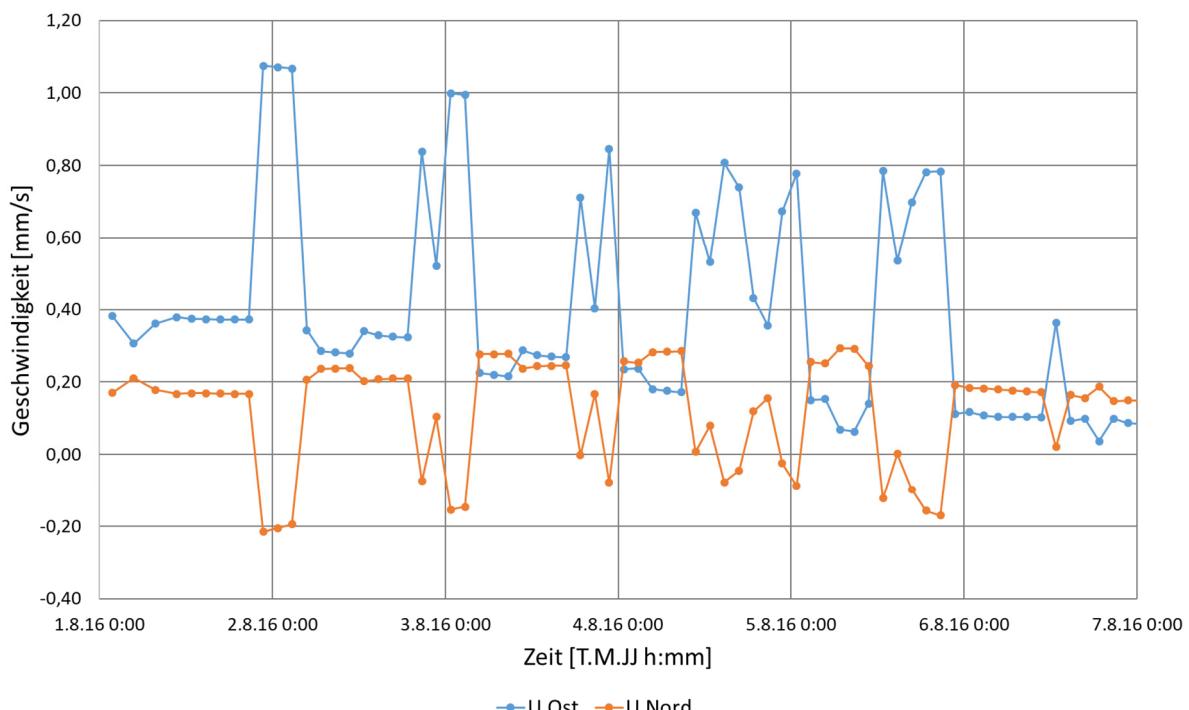


Abbildung 7-5: Zeitlicher Verlauf der simulierten Geschwindigkeiten in Richtung Norden und Osten während der Plausibilisierungssimulation 2

Entsprechend des ersten Plausibilisierungszeitraumes nimmt während des Turbinenbetriebes die Geschwindigkeit in Richtung Norden ab und die Geschwindigkeit in Richtung Osten zu. Dahingegen führt der Einfluss des Pumpens zu einer Geschwindigkeitszunahme in Richtung Norden, bei gleichzeitiger Abnahme der Geschwindigkeit in Richtung Süden. Hinsichtlich der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung lässt sich sagen, dass die Geschwindigkeit in Richtung Norden oberflächennah und die Geschwindigkeit in Richtung Osten sohnah am größten ist.

Die Geschwindigkeit in Richtung Osten beträgt bei der stationären Simulation unter konstanten Randbedingungen 0,24 mm/s. Bezuglich der Geschwindigkeit in Richtung Norden ergibt sich ein Wert von -0,01 mm/s.

7.3.2 Verlauf der Residuen

Anhand von Abbildung 7-6 ist der Verlauf der Residuen für die Kontinuitätsgleichung während der Plausibilisierungssimulation 1 zu erkennen.

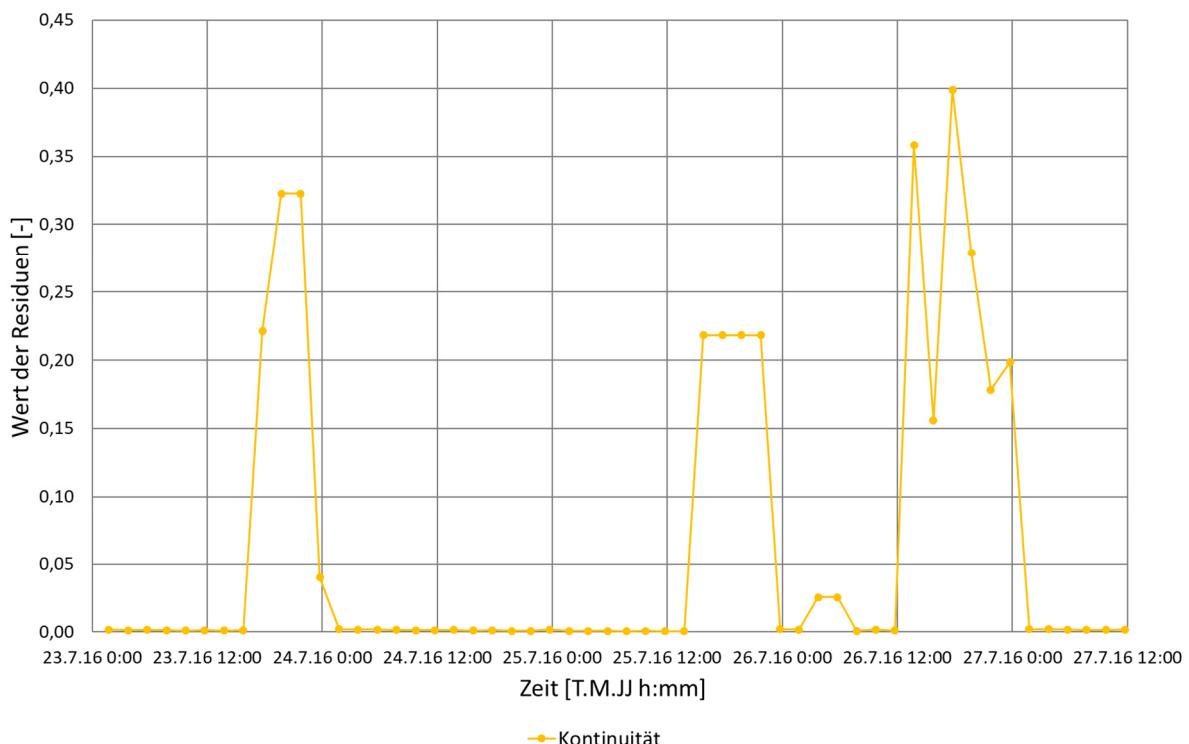


Abbildung 7-6: Zeitlicher Verlauf der Residuen für die Kontinuitätsgleichung während der Plausibilisierungssimulation 1

Die Werte für die Residuen sind zunächst gering und liegen zwischen 0,0019 und 0,0010. Mit Beginn des Turbinenbetriebes nehmen die Residuen stark zu. Es ist zu beobachten, dass sich die Residuen für die Kontinuitätsgleichung proportional zum Verhältnis zwischen Abfluss und natürlichem Zufluss verhalten. Je größer die abfließende Wassermenge im Verhältnis zur zufließenden Wassermenge, desto größer das Residuum für die Kontinuitätsgleichung. Der Maximalwert beträgt 0,39 und wird am 26.07.16 um 17:45 erreicht. Darüber hinaus lässt sich eine Zunahme der Residuen während des Pumpbetriebes erkennen. Da kein Wasser mehr aus

dem Stauraum fließt, wird die Kontinuitätsbedingung nicht mehr erfüllt. Die Werte der Residuen sind trotz einem großen Pumpendurchfluss von $7,2 \text{ m}^3/\text{s}$ deutlich geringer als im Turbinenbetrieb. Der Verlauf der Residuen für die Kontinuitätsgleichung ist vom Interpolationsverfahren unbeeinflusst. Demnach ergeben sich bei Anwendung des SOU-Verfahrens die identischen Werte wie bei Anwendung des POW-Verfahrens.

Abbildung 7-7 zeigt den Verlauf der Residuen für die Geschwindigkeitsgleichungen in die drei Raumrichtungen x, y und z und die Residuen für die beiden Turbulenzgrößen κ und ϵ während Plausibilisierungssimulation 1.

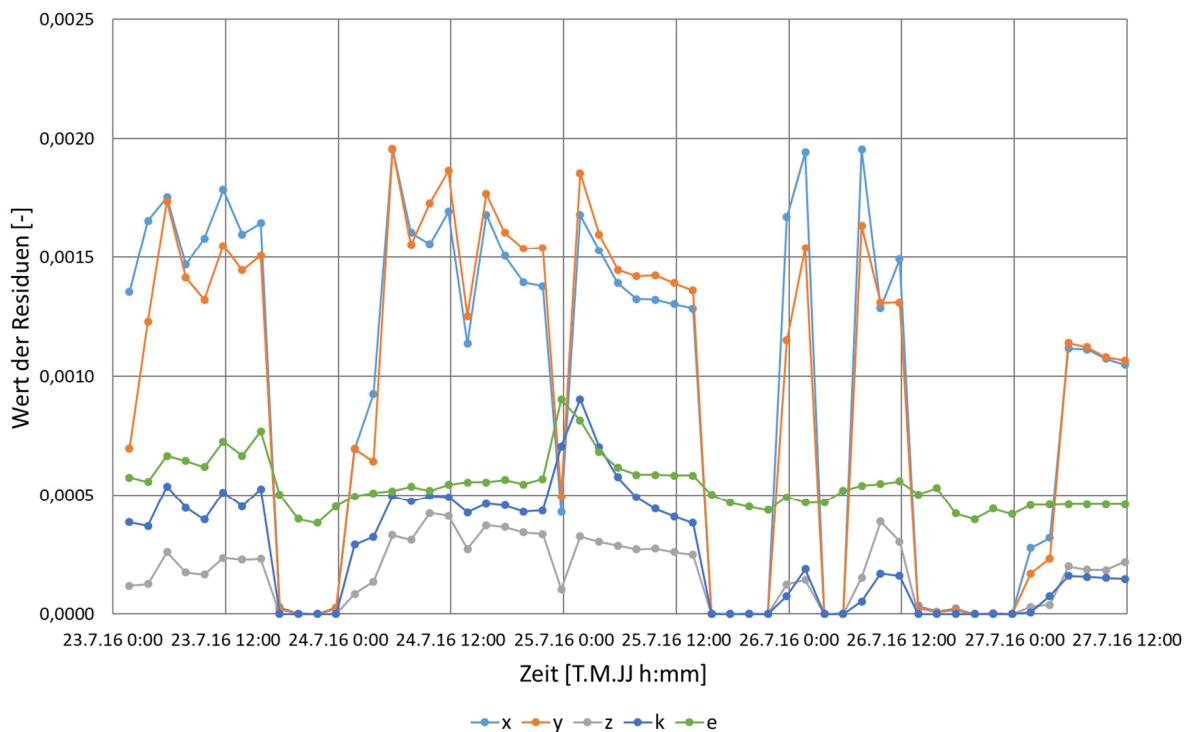


Abbildung 7-7: Zeitlicher Verlauf der Residuen für die Geschwindigkeits- und Turbulenzgleichungen während der Plausibilisierungssimulation 1

Die Residuen befinden sich während der gesamten Simulation unter einem Wert von 0,002 und sind damit relativ gering. Während der instationären Simulation springt die Simulation in den nächsten Zeitschritt, bevor sich alle Residuen unterhalb des Konvergenzkriteriums (hier: 0,001) befinden. Folglich liegen die Werte für die Geschwindigkeit in x(Ost)- und y(Nord)-Richtung, in den Zeiträumen ohne Kraftwerksbetrieb, zwischen 0,001 und 0,002. Auffällig sind die sehr niedrigen Werte der Residuen für die drei Geschwindigkeitsgleichungen, sowie für die turbulente kinetische Energie κ während des Turbinen- und Pumpbetriebes (z.B. 23.07.2016 17:45 und 25.07.2016 15:45). Der im Programm implementierte Algorithmus versucht die Residuen mit jeder inneren Iteration zu minimieren. Allerdings können die Residuen für die Kontinuitätsgleichung, aufgrund der nicht gegebenen Kontinuität, nur begrenzt minimiert werden. Demzufolge führt das Programm in jedem Zeitschritt die maximale Anzahl innerer Iterationen durch. Dabei bleibt das Residuum für die Kontinuitätsgleichung unverändert, wohingegen die anderen Residuen weiter verringert werden können.

Die Residuen während der Plausibilisierungssimulation 2 verhalten sich äquivalent zu dem in diesem Kapitel beschriebenen Plausibilisierungszeitraum 2. Der Turbinen- und Pumpenbetrieb führt zu einem Anstieg des Residuums für die Kontinuitätsgleichung. Zeitgleich nehmen die Residuen der drei Geschwindigkeitsgleichungen und das Residuum der turbulenten kinetischen Energie k deutlich ab.

7.3.3 Vergleich der simulierten mit den gemessenen Geschwindigkeiten

Zur Plausibilisierung des erstellten Modells werden in diesem Kapitel die simulierten und die gemessenen Geschwindigkeiten, in Richtung Norden und Osten, verglichen. Dazu werden in den folgenden Grafiken die tiefengemittelten Geschwindigkeiten über die Zeit aufgetragen. Da die der Simulation zugrundeliegenden Daten in stündlicher Auflösung vorliegen, ist theoretisch ein zeitlicher Versatz, zwischen den simulierten und gemessenen Geschwindigkeiten, von bis zu einer Stunde möglich.

- Plausibilisierungszeitraum 1

Abbildung 7-8 zeigt neben dem Verlauf der simulierten Geschwindigkeiten den Verlauf der gemessenen Geschwindigkeiten in Richtung Osten. Diese sind im Schaubild auf der sekundären Vertikalachse aufgetragen und liegen zwischen -7,0 mm/s und 5,0 mm/s. Aufgrund des großen zufälligen Fehlers einzelner ADCP-Messungen (vgl. Kapitel 7.1.1), ist im Schaubild zusätzlich der gleitende Mittelwert (gemittelt über eine Stunde) eingezeichnet.

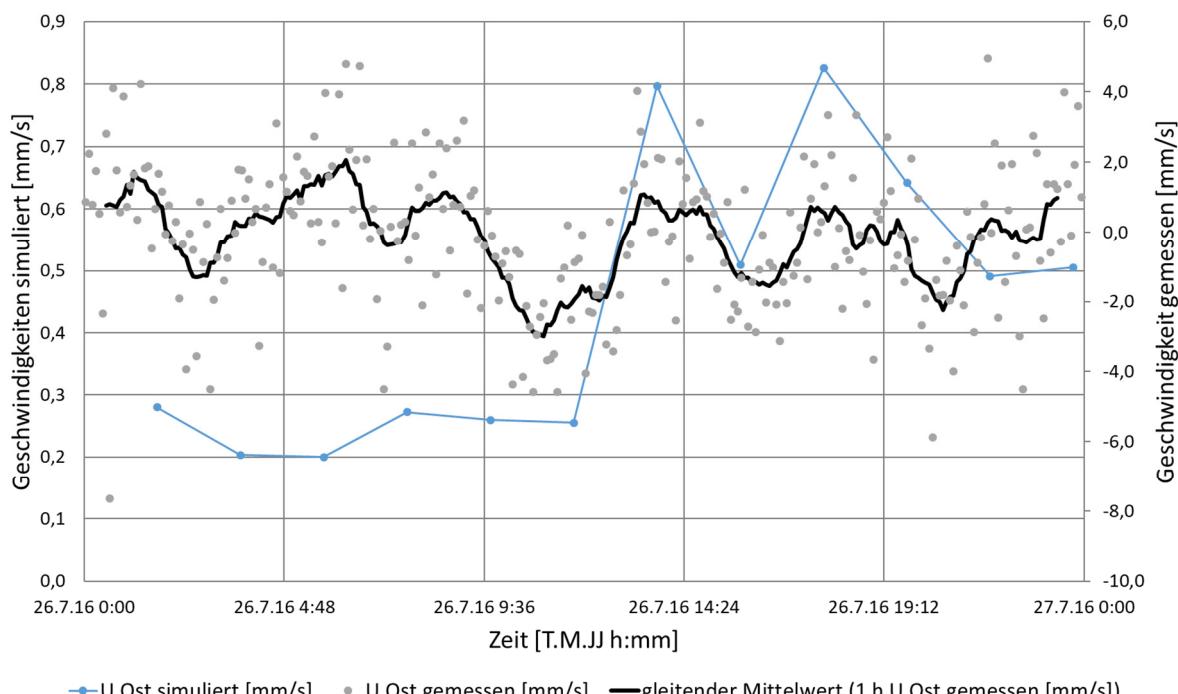


Abbildung 7-8: Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeit in Richtung Osten für den Plausibilisierungszeitraum 1

Die simulierten Geschwindigkeiten liegen im betrachteten Zeitraum durchgehend zwischen 0,2 mm/s und 0,9 mm/s. Während des Turbinenbetriebes (größter Abfluss um 14 Uhr und 18 Uhr) ist sowohl bei den gemessenen als auch bei den simulierten Geschwindigkeiten eine Zunahme der Geschwindigkeit in Richtung Osten zu erkennen. Die simulierten Werte der beiden Peaks liegen bei ca. 0,8 mm/s, wohingegen die Peaks des gleitenden Mittelwertes zum gleichen Zeitpunkt bei ca. 1,0 mm/s liegen (vgl. Abbildung 7-8). Ein Einfluss des Pumpbetriebes auf die gemessenen Geschwindigkeiten in Richtung Osten ist im Plausibilisierungszeitraum 1 nicht zu erkennen.

Anhand von Abbildung 7-9 ist der Verlauf der gemessenen und simulierten Geschwindigkeiten in Richtung Norden zu erkennen. Es ist zu beachten, dass die gemessenen Geschwindigkeiten auf der sekundären Vertikalachse aufgetragen sind.

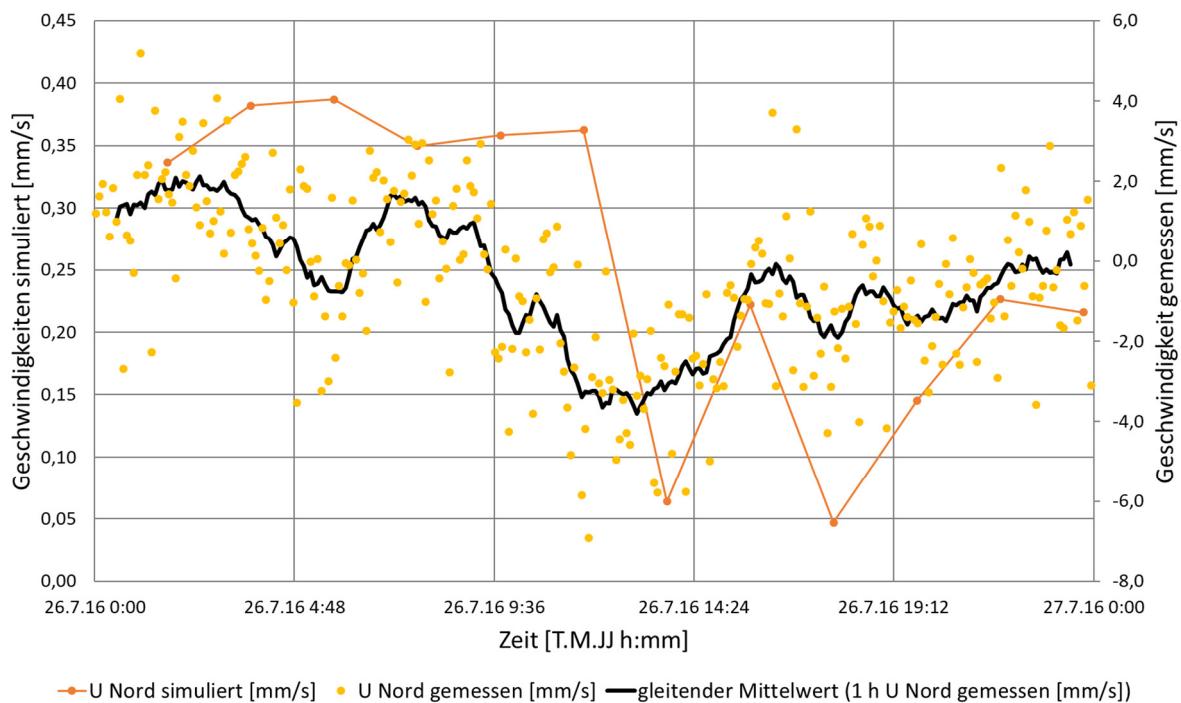


Abbildung 7-9: Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeit in Richtung Norden für den Plausibilisierungszeitraum 1

Der gleitende Mittelwert (gemittelt über 1 h) beträgt während des Plausibilisierungszeitraumes 1 maximal 2,2 mm/s und minimal -3,7 mm/s. Dahingegen ist die simulierte Geschwindigkeit durchgehend größer als 0,0 mm/s und geringer als 0,4 mm/s. Ein Vergleich der Geschwindigkeitsverläufe zeigt, dass sowohl bei den gemessenen als auch bei den simulierten Werten die geringste Geschwindigkeit während des Turbinenbetriebes (ab 11:30 Uhr) auftritt. Dabei ist die gemessene Geschwindigkeit in Richtung Norden negativ. Dies bedeutet, dass die Strömung im Messbereich des ADCPs, während des Turbinenbetriebes, in südlicher Richtung verläuft. Während des Pumpbetriebes nimmt die simulierte Geschwindigkeit in Richtung Norden um ca. 0,05 mm/s zu. Diese Tendenz ist anhand der gemessenen Geschwindigkeiten nicht zu erkennen.

- Plausibilisierungszeitraum 2

Der Einfluss des Turbinenbetriebes auf die gemessenen und simulierten Geschwindigkeiten in Richtung Osten, lässt sich anhand von Abbildung 7-10 erkennen. Zur übersichtlicheren Darstellung sind die Geschwindigkeitsverläufe, über den Zeitraum vom 01.08.2016 19:12 bis zum 03.08.2016 9:36, dargestellt.

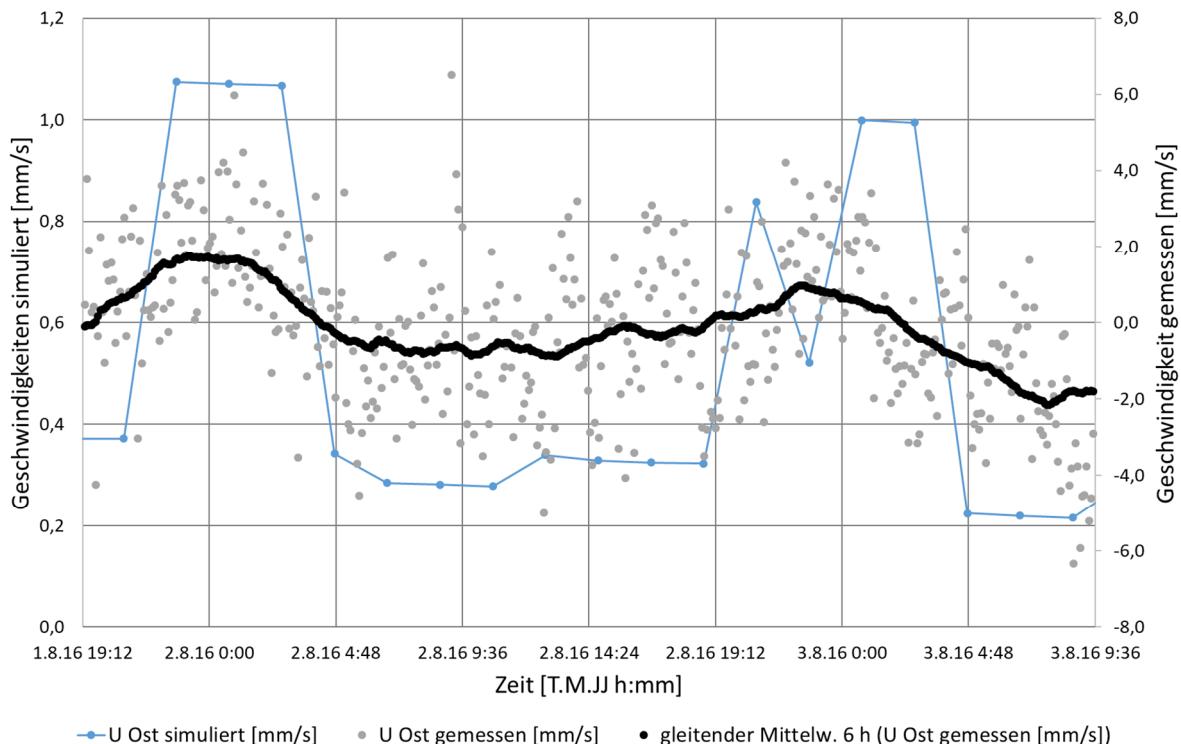


Abbildung 7-10: Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeit in Richtung Osten für den Plausibilisierungszeitraum 2

Die gemessenen Geschwindigkeiten und der aus diesen berechnete gleitende Mittelwert (Mittelung über 6 h) sind auf der sekundären Vertikalachse aufgetragen. Innerhalb des abgebildeten Zeitraumes liegen die Werte des gleitenden Mittelwertes zwischen -2,0 mm/s und 1,7 mm/s. Dahingegen betragen die simulierten Werte maximal 1,1 mm/s und minimal 0,2 mm/s. Ein Vergleich der beiden Geschwindigkeitsverläufe zeigt, dass die höchsten Geschwindigkeiten jeweils während des Turbinenbetriebes auftreten. Dabei sind die gemessenen Werte, während des ersten Turbinenbetriebes um ca. 0,6 mm/s und während des zweiten Turbinenbetriebes um ca. 0,1 mm/s, größer als die simulierten Geschwindigkeiten in Richtung Osten.

Abbildung 7-11 zeigt den Verlauf, der simulierten und gemessenen Geschwindigkeit in Richtung Norden, über den gesamten Plausibilisierungszeitraum 2. Entsprechend den vorangegangenen Grafiken sind die gemessenen Geschwindigkeiten, sowie der aus diesen resultierende gleitende Mittelwert (Mittelung über 6 Stunden) auf der sekundären Vertikalachse aufgetragen.

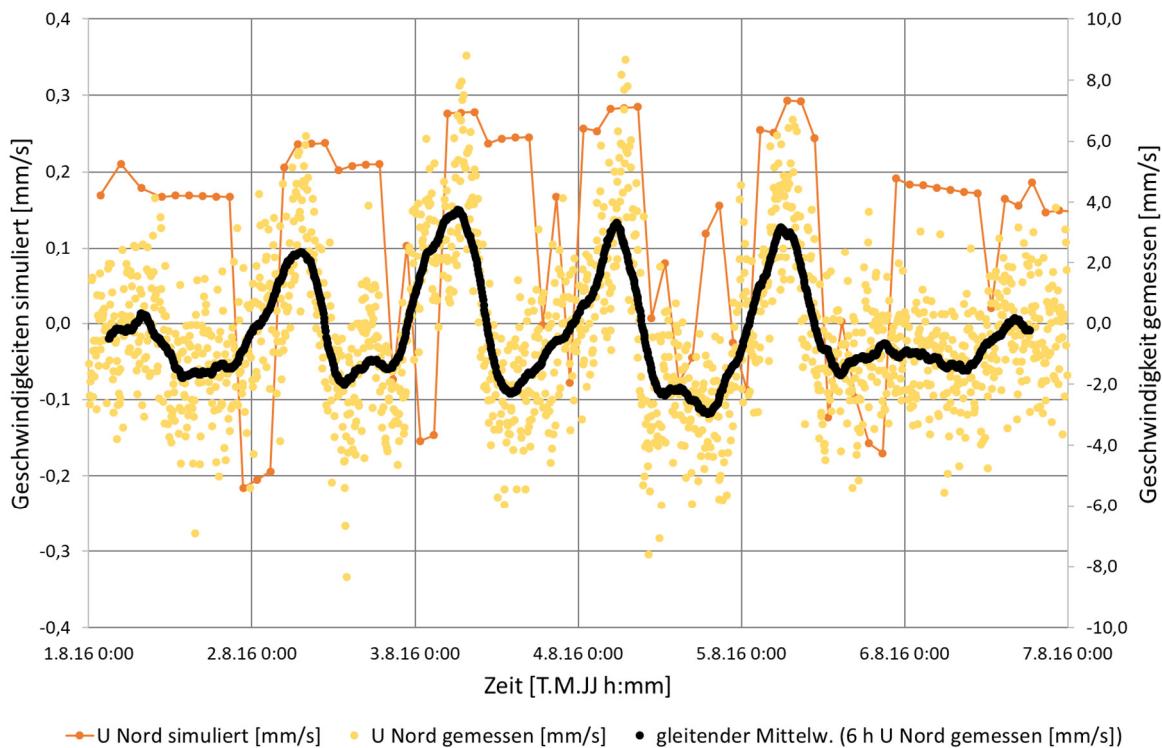


Abbildung 7-11: Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeit in Richtung Norden für den Plausibilisierungszeitraum 2

Anhand der Abbildung 7-11 ist zu erkennen, dass die größten simulierten und gemessenen Geschwindigkeiten in Richtung Norden während des Pumpbetriebes auftreten. Allerdings unterscheiden sich die absoluten Werte deutlich. Die größte simulierte Geschwindigkeit beträgt, mit 0,3 mm/s, weniger als ein Zehntel des gleitenden Mittelwertes (3,7 mm/s) zu diesem Zeitpunkt. Ebenso ist das Minimum des gleitenden Mittelwertes, mit -3,0 mm/s, signifikant geringer als das Minimum der simulierten Geschwindigkeit in Richtung Norden, welches -0,2 mm/s beträgt. Im Gegensatz zu den gemessenen Geschwindigkeiten in Richtung Osten, ist während des Plausibilisierungszeitraumes 2 kein merklicher Einfluss des Turbinenbetriebes auf die gemessenen Geschwindigkeiten in Richtung Norden zu erkennen.

- Stationäre Plausibilisierung

Der Mittelwert der gemessenen Geschwindigkeit in Richtung Osten beträgt 0,28 mm/s und ist damit um lediglich 0,04 mm/s größer als die unter stationären Randbedingungen simulierte Geschwindigkeit. Bezuglich der Geschwindigkeit in Richtung Norden ergibt sich eine noch geringere Differenz. Der Mittelwert der gemessenen Geschwindigkeit beträgt -0,01 mm/s, wohingegen sich anhand der stationären Simulation ein Wert von -0,02 mm/s ergibt. In Abbildung 7-12 sind die aus den genannten Werten resultierenden horizontalen Geschwindigkeitsvektoren eingezeichnet. Der auf den gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten basierende Vektor ist rot und der auf den simulierten Strömungsgeschwindigkeiten basierende Vektor ist lila dar gestellt. Es wird deutlich, dass sich die beiden Geschwindigkeitsvektoren im Bereich der ADCP-Messung nur geringfügig unterscheiden. Sowohl der Betrag als auch die Richtung der Vektoren stimmen weitestgehend überein.

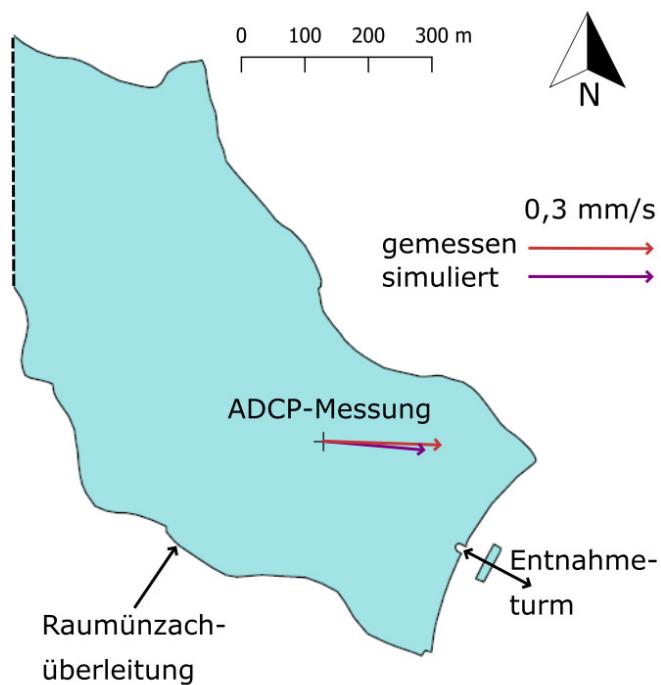


Abbildung 7-12: Vergleich der mittleren simulierten und mittleren gemessenen Geschwindigkeit im Bereich der ADCP-Messung

7.4 Diskussion

Aufgrund des komplexen Strömungsfeldes im Bereich der ADCP-Messung werden die simulierten Geschwindigkeiten primär durch die Lage der Zirkulationszone beeinflusst. Diese bildet sich infolge des lateralen Zuflusses der Raumünzachüberleitung und wirkt sich sowohl auf die Richtung als auch auf den Betrag des resultierenden Geschwindigkeitsvektors aus. Erkennen lässt sich dies am Trend der simulierten Geschwindigkeiten innerhalb der Plausibilisierungssimulation 1 (vgl. Abbildung 7-4). Die Geschwindigkeit in Richtung Norden wird zunehmend größer, wohingegen die Geschwindigkeit in Richtung Osten abnimmt. Das ursächliche Phänomen ist schematisch in Abbildung 7-13 dargestellt. Im linken Teil der Grafik ist die Lage der Zirkulationszone zu Beginn, im rechten Teil der Grafik gegen Ende der Plausibilisierungssimulation, zu sehen. Der Ort der ADCP-Messung befindet sich zu Beginn im nordwestlichen Bereich des Wirbels. Anhand der Abbildung zeigt sich, dass in diesem Bereich die Strömung in östlicher Richtung überwiegt. Im Vergleich dazu hat sich die Zirkulationszone im linken Teil der Grafik nach Nordosten verschoben. Infolgedessen verändert sich die Strömungsrichtung und die Geschwindigkeit in nördlicher Richtung nimmt zu. Die Lage und räumliche Ausdehnung der eingezeichneten Zirkulationszone, nordwestlich der Staumauer, wird im Modell primär durch den Zufluss der Raumünzachüberleitung und durch den Kraftwerksbetrieb bestimmt. Bezüglich der folgenden Auswertung der Ergebnisse ist zu beachten, dass die Lage des Wirbels sensitiv ist und durch kleine Veränderungen der Randbedingungen, sowie durch die Eigendynamik des Wirbels selbst, beeinflusst wird.

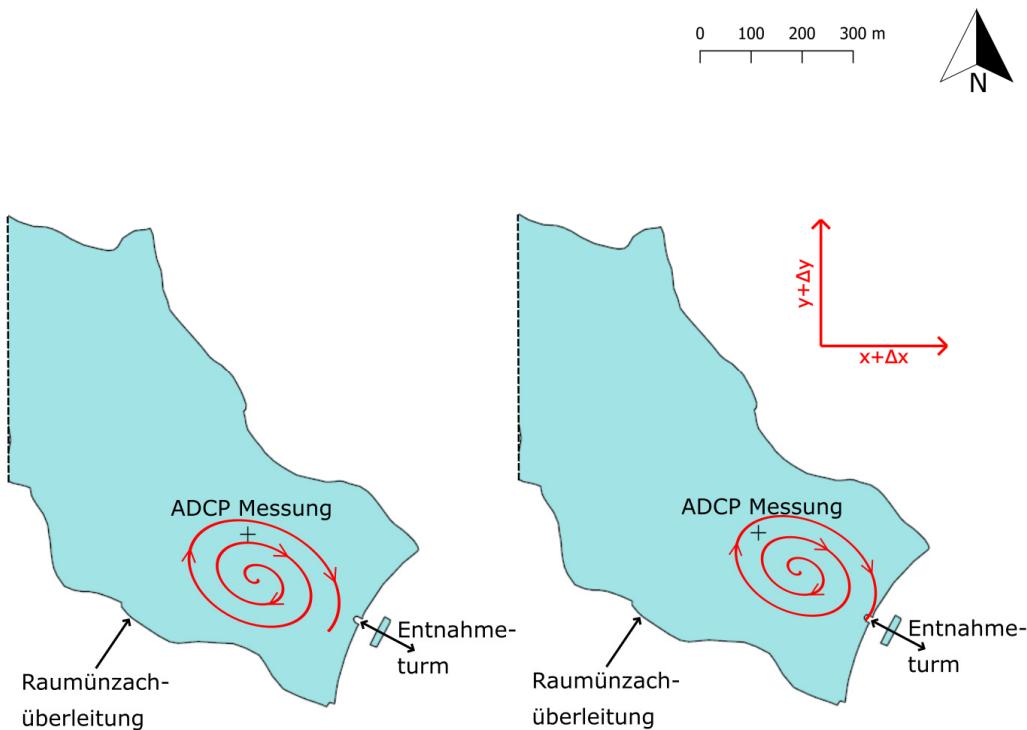


Abbildung 7-13: Einfluss der Zirkulationszone auf die Geschwindigkeit im Bereich der ADCP-Messung

Bei Inbetriebnahme der Turbine entsteht eine Strömung in Richtung Entnahmeturm. Dieser liegt südöstlich der ADCP-Messung. Infolgedessen werden die Geschwindigkeitsvektoren in den durchgeführten Simulationen während des Turbinenbetriebes in Richtung Südosten abgelenkt. Dies äußert sich in einer Zunahme der Geschwindigkeit in Richtung Osten, bei gleichzeitiger Geschwindigkeitsabnahme in Richtung Norden. Dahingegen wirkt sich der Pumpbetrieb in der Simulation weniger stark auf die Geschwindigkeitsvektoren im Bereich der ADCP-Messung aus. Das gepumpte Wasser wird von der Zirkulationszone abgelenkt und strömt zunächst in Richtung Westen. Dadurch wird der Bereich der ADCP-Messung im Pumpbetrieb, im Gegensatz zum Turbinenbetrieb, indirekt über die aus südöstlicher Richtung kommende Strömung (Zirkulationszone) beeinflusst. Folglich nimmt die Geschwindigkeit in Richtung Norden zu und in Richtung Osten ab. Hinsichtlich der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung ergibt sich in den durchgeführten Simulationen ein relativ gleichmäßiges Profil. Aufgrund des Einflusses der Raumünzachüberleitung ist die Geschwindigkeit in Richtung Norden, im Nahbereich der Wasseroberfläche, am größten. Demgegenüber ist die Geschwindigkeit in Richtung Osten, aufgrund des Einflusses der Wasserentnahme im sohnahen Bereich, am größten.

Die Differenzen der Geschwindigkeitsverläufe, bei Anwendung unterschiedlicher Interpolationsverfahren, lassen sich durch die Lage und Ausdehnung der Zirkulationszonen erklären. Bei Anwendung des SOU-Verfahrens sind kleinere Wirbel stärker ausgebildet und beeinflussen das Strömungsfeld im Bereich der ADCP-Messung (vgl. Kapitel 5.3). Aufgrund dessen unterscheidet sich in diesem Bereich auch die Richtung und der Betrag der Geschwindigkeitsvektoren.

Die Residuen sind ein Maß für die Genauigkeit einer numerischen Lösung (vgl. Kapitel 3.1.3). Infolge des Kraftwerksbetriebes verändern sich die hydraulischen Randbedingungen innerhalb kurzer Zeit. Dennoch sind die Residuen für die Geschwindigkeitsgleichungen, in die drei Raumrichtungen x, y und z sowie für die beiden Turbulenzgrößen κ und ϵ , innerhalb der Plausibilisierungssimulationen gering. Lediglich die Residuen für die Kontinuitätsgleichung können, trotz der hohen Anzahl von 800 inneren Iterationen, während des Kraftwerksbetriebes nur begrenzt minimiert werden. Ursächlich hierfür sind die großen Differenzen zwischen der ein- und austretenden Wassermenge. Demnach sind die berechneten Lösungen, während des Pump- und Turbinenbetriebs, mit einer etwas größeren Unsicherheit behaftet.

Zur Plausibilisierung des Modells werden die simulierten Geschwindigkeiten am Punkt der ADCP-Messung mit den gemessenen Geschwindigkeiten verglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass die simulierten und die gemessenen Geschwindigkeitsverläufe eine vergleichbare Charakteristik aufweisen. Die Geschwindigkeiten in Richtung Norden nehmen während des Pumpbetriebes, die Geschwindigkeiten in Richtung Osten während des Turbinenbetriebes zu. Dieser Trend zeigt sich am deutlichsten, insofern eine große Wassermenge über einen langen Zeitraum gepumpt bzw. turbiniert wird. Dementsprechend sind in Abbildung 7-11 die vier mittleren Peaks, der simulierten und gemessenen Geschwindigkeiten, stärker ausgeprägt, als die beiden äußeren Peaks. Das Modell reagiert demnach vergleichbar wie das natürliche System, auf die durch den Kraftwerksbetrieb veränderten Randbedingungen. Allerdings ergeben sich hinsichtlich der absoluten Geschwindigkeitswerte relativ große Abweichungen.

Ein möglicher Grund für die Abweichungen ist die Unsicherheit des numerischen Modells. Wie bereits erläutert, beeinflusst die Zirkulationszone in hohem Maße den Betrag und die Richtung des Geschwindigkeitsvektors am Punkt der ADCP-Messung. Im Rahmen der Plausibilisierungssimulationen ergibt sich ihre Lage in Abhängigkeit zu den hydraulischen Randbedingungen. Allerdings belegen die stationären Modelltests, dass der Wind das Strömungsfeld innerhalb des Stauraumes sichtbar beeinflussen kann. Insbesondere aufgrund der geringen natürlichen Zuflüsse während des Plausibilisierungszeitraumes, ist eine Beeinflussung des Strömungsfeldes durch den Wind wahrscheinlich. Da für den Plausibilisierungszeitraum keine Winddaten zur Verfügung standen, konnte dessen möglicher Einfluss auf das Strömungsfeld nicht berücksichtigt werden.

Weiterhin zeigen große und tiefe Stauräume, eine geographisch bedingte thermische Schichtung wie natürliche Seen. In den gemäßigten Breiten führt dies im Sommer zu einem thermisch dreistöckigen Aufbau. Das dem Stauraum zufließende Wasser schichtet sich nach physikalischen Gesetzmäßigkeiten, entsprechend seiner Dichte, in den Wasserkörper ein (Schönborn und Risse-Buhl 2013, S. 554). Allerdings lässt sich der Einfluss von temperaturbedingten Dichteunterschieden mit dem erstellten Berechnungsgitter nicht simulieren (Olsen 2017). Zur korrekten Simulation dieser Einflüsse müssten die Gitternetzlinien im gesamten Berechnungsgitter horizontal sein. Die Gitternetzlinien in sohlnähe sind jedoch im Hinblick auf spätere morphodynamische Simulationen nicht horizontal, sondern dem Verlauf der Gewässersohle angepasst (vgl. Kapitel 4.3). Da die Plausibilisierungszeiträume im Juli und August liegen, ist von einer Schichtung des Stauraumes auszugehen. In diesem Fall ist das gepumpte Wasser aus dem Sammelbecken Kirschbaumwasen (vgl. Kapitel 2.1.4) wärmer als das kühle Wasser in der Tiefe des Stauraumes. Folglich steigt es auf und schichtet sich unterhalb der erwärmten oberflächennahen Schicht (Epilimnion) ein. Dieser stark durch Dichteunterschiede beeinflusste Strömungsvorgang kann durch das Modell nicht abgebildet werden. Im Modell ist die Temperatur des Wassers konstant, die Strömung nicht geschichtet und die Dispersion dementsprechend größer. Möglicherweise sind die gemessenen Geschwindigkeiten in Richtung Norden, während des Pumpbetriebes, infolge dieses Effektes höher, als die simulierten Geschwindigkeiten (vgl. Abbildung 7-11).

Dorfmann et al. (2010) nennen als mögliche Erklärung der Abweichungen zwischen den simulierten und gemessenen Geschwindigkeiten, eine Überschätzung der Wirbelviskosität durch das in SSIIM 2 implementierte $k-\epsilon$ Turbulenzmodell. Ergo wird die Strömung im numerischen Modell gedämpft und die simulierten Geschwindigkeiten sind geringer als die gemessenen Geschwindigkeiten.

Eine weitere mögliche Ursache für die Abweichungen zwischen den gemessenen und den simulierten Geschwindigkeiten, ist die Unsicherheit des ADCP-Messverfahrens (vgl. Kapitel 7.1.1). Aufgrund der geringen Strömungsgeschwindigkeiten innerhalb des Stauraumes, ist der Einfluss des Rauschens (ca. 5 mm/s) auf die gemessenen Werte, verhältnismäßig groß. Die absoluten Geschwindigkeitswerte sind dementsprechend mit einer hohen Unsicherheit behaftet. Allerdings lässt sich der zufällige Fehler durch den implementierten gleitenden Mittelwert

reduzieren. Anhand dessen Verlaufs, können Tendenzen und Geschwindigkeitsveränderungen erkannt werden. Aussagen, bezüglich der absoluten Strömungsgeschwindigkeit zu einem Zeitpunkt, sind angesichts der verwendeten Messwerte, lediglich mit einer relativ geringen Genauigkeit (ca. +- 5 mm/s) möglich.

Jedoch zeigen die Ergebnisse der stationären Plausibilisierungssimulation, dass die über den Messungszeitraum gemittelten Geschwindigkeiten gut mit den unter konstanten Randbedingungen simulierten Geschwindigkeiten übereinstimmen. Die Differenz zwischen den simulierten und gemessenen Geschwindigkeitskomponenten, in Richtung Norden und Osten, ist jeweils geringer als 0,05 mm/s. Demnach sind die mittlere Strömungsrichtung und die mittlere Strömungsgeschwindigkeit, am Punkt der ADCP-Messung, im Modell nahezu identisch zum natürlichen System (vgl. Abbildung 7-12). Dies verdeutlicht, dass die Differenzen primär aus den instationären Vorgängen des Kraftwerksbetriebes resultieren. Zum einen unterliegen die gemessenen Werte deutlichen Schwankungen, welche nur durch Mittelung über einen langen Zeitraum reduziert werden können. Zum anderen zeigen die Ergebnisse, dass das Modell den Einfluss des Kraftwerksbetriebes auf die Geschwindigkeiten im Stauraum tendenziell unterschätzt. Beispielsweise ist während des Pumpbetriebes im Plausibilisierungszeitraum 2 eine große Geschwindigkeitszunahme in Richtung Norden zu erkennen. Dabei treten die größten Strömungsgeschwindigkeiten von über 20 mm/s, im Mittelwasser des Stauraumes auf. Dahingegen ergibt sich im numerischen Modell ein gleichmäßiges Geschwindigkeitsprofil, mit einer mittleren Geschwindigkeit von deutlich unter 1 mm/s, im Bereich der ADCP-Messung. Lokale Einflüsse des Kraftwerksbetriebes auf die vertikale Geschwindigkeitsverteilung sind im Modell nur im Nahbereich (bis zu 50 m Entfernung) des Entnahmeturms zu erkennen. Eine mögliche Erklärung hierfür ist die Vernachlässigung von temperaturbedingten Dichteinflüssen im Modell und die daraus resultierende hohe vertikale Dispersion.

Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass die simulierten und gemessenen Geschwindigkeiten eine vergleichbare Charakteristik aufweisen und das Modell nachvollziehbar auf veränderte hydraulische Randbedingungen reagiert. Allerdings unterscheiden sich die absoluten Werte, obgleich der übereinstimmenden Tendenz, teilweise deutlich. Dies ist auf die verschiedenen, im Rahmen dieses Kapitels erläuterten Unsicherheiten sowie deren mögliche Überlagerung zurückzuführen.

8 Untersuchung der Sedimentationsvorgänge

Im Rahmen der morphodynamischen Simulationen wird numerisch untersucht, in welchen Gebieten des Schwarzenbachstausees sich verschiedene Kornfraktionen anlanden. Dazu werden unterschiedliche Szenarien simuliert. Anhand der Untersuchungen sollen Erkenntnisse, zum Einfluss des Wasserstandes, des natürlichen Zuflusses, des Windes sowie des angewandten Interpolationsverfahrens auf den Verlauf der Schwebstoffkonzentration und das Depositionsmuster, gewonnen werden.

8.1 Durchführung

Zur morphodynamischen Simulation werden fünf verschiedene Kornfraktionen in das numerische Modell implementiert. Die Bestimmung der maßgebenden Korngrößen erfolgt auf Grundlage der vorliegenden Sedimentproben (vgl. Kapitel 2.2.2). Dazu werden die Sieblinien der einzelnen Oberflächenproben entsprechend der Massenanteile diskretisiert. Als charakteristische Korndurchmesser werden im Modell die aus den einzelnen Sieblinien berechneten Mittelwerte für d₁₀, d₃₀, d₅₀, d₇₀ und d₉₀ verwendet.

Die Berechnung der Sinkgeschwindigkeit erfolgt entsprechend der in Kapitel 3.4.4 erläuterten Methoden. Tabelle 8-1 enthält die im Modell implementierten Kornfraktionen sowie die dazugehörige Sinkgeschwindigkeit und den entsprechenden mittleren Korndurchmesser. Die Dichte der Sedimente beträgt 2650 kg/m³.

Tabelle 8-1: Sinkgeschwindigkeit und charakteristischer Durchmesser der einzelnen Kornfraktionen

Nummer der Kornfraktion	Mittlerer Korndurchmesser [µm]	Sinkgeschwindigkeit [cm/s]
1	125,58	1,288
2	49,74	0,222
3	27,05	0,066
4	14,30	0,018
5	5,09	0,002

Zu Beginn der Simulation ist die Korngrößenverteilung entlang der Sohle des Stauraumes konstant. Der Anteil der einzelnen Kornfraktionen beträgt jeweils 20 %. Die Mächtigkeit der aktiven Schicht entspricht dem Korndurchmesser der grössten Fraktion (0,126 mm), wohingegen die inaktive Schicht eine doppelt so große Mächtigkeit (0,251 mm) besitzt. Es ist zu beachten, dass die aktive Schicht bei der morphodynamischen Simulation, mittels SSIIM 2, nicht grösser als die grösste Kornfraktion definiert werden kann. Eine grössere inaktive Schicht wurde getestet, hat aber keinen Einfluss auf die Lösung des numerischen Modells. Infolge der vergleichsweise geringen Strömungsgeschwindigkeiten, kommt es auch bei Simulation der Jahresmaxima lediglich im Bereich des sohnahen Abflusses und der Raumünzachüberleitung

zeitweise (vor Sedimentzugabe) zu einer Eintiefung der Sohle. Die Sedimentschicht nimmt jedoch zu keinem Zeitpunkt um mehr als 0,2 mm ab. Folgerichtig ist die Sedimentkontinuität im numerischen Modell, auch bei einer inaktiven Schicht mit einer Mächtigkeit von 0,251 mm, gewährleistet.

Insgesamt werden im Rahmen der Untersuchung neun verschiedene Szenarien simuliert. Diese unterscheiden sich hinsichtlich des Wasserstandes und der natürlichen Zuflüsse. Der Wasserstand ist während der Simulation konstant und beträgt jeweils in drei Simulationen 668,5 m ü. NN (Stauziel), 659,96 m ü. NN (mittlerer Wasserstand vgl. Abbildung 2-6) sowie 657,23 m ü. NN. Der niedrige Wasserspiegel ist nicht geringer gewählt, da im Zuflussbereich des See- und Schwarzenbachs im Laufe der Simulation Sedimente anlanden und die Zuflüsse dementsprechend trockenfallen würden. Ursächlich hierfür ist die Unterschreitung der Mindestwassertiefe zur Generierung einer Zelle (vgl. Kapitel 6.1.4). Die natürlichen Zuflüsse sind über die Zeit konstant. Es wird für jeden Wasserstand eine Simulation, in welcher die natürlichen Zuflüsse dem Mittelwert der Jahresmaxima, dem Mittelwert der Jahresminima sowie dem Mittelwert der Jahresmittelwerte (vgl. Tabelle 2-1) entsprechen, durchgeführt. Die neun betrachteten Szenarien sind in Tabelle 8-2 zusammengefasst.

Tabelle 8-2: Morphodynamisch simulierte Szenarien zur Untersuchung der Sedimentationsvorgänge

	Jahresminima	Mittelwerte	Jahresmaxima
Max. Wasserstand	Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3
Mittl. Wasserstand	Szenario 4	Szenario 5	Szenario 6
Niedrig. Wasserstand	Szenario 7	Szenario 8	Szenario 9

Es ist zu beachten, dass die simulierten Szenarien teilweise nicht realistisch sind. Insofern die mittleren Zuflüsse den Jahresmaxima entsprechen, würde der Wasserspiegel aufgrund der begrenzten Abflussleistung bei mittlerem und niedrigen Wasserstand ansteigen und könnte nicht konstant gehalten werden. Lediglich im Stauziel ist dies aufgrund des zusätzlichen Abflusses über die Hochwasserentlastung, welcher in Szenario 3 implementiert ist, möglich. Allerdings wird im Rahmen der Simulationen der Einfluss des Wasserstandes auf das Sedimentationsverhalten innerhalb des Stauraumes untersucht. Folglich ist es zum besseren Verständnis der Sedimentations- und Strömungsvorgänge nötig, die Simulationen mit einem konstanten Wasserspiegel durchzuführen.

Aufgrund eines vorgeschalteten Absetzbeckens trägt die Raumünzachüberleitung keine Sedimente in den Stauraum ein (vgl. Kapitel 2.2.3). Die Zugabe der Sedimente erfolgt ausschließlich durch die Zuflüsse des Seebachs und des Schwarzenbachs. Dabei beträgt die Volumenkonzentration für jede Kornfraktion $4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3$. Dies entspricht einer Massenkonzentration von 10,6 mg/l pro Kornfraktion. Demnach variiert der Massenstrom der Sedimente in Abhängigkeit zum Volumenstrom des Wassers. Der eingetragene Massenstrom bei Simulation der Mittelwerte der Jahresmaxima beträgt 1,047 kg/s. Für die Mittelwerte der Jahresmittelwerte ergibt sich ein Wert von 0,049 kg/s, für die Mittelwerte der Jahresminima ein Wert von 0,012 kg/s. Da bezüglich der Sedimentkonzentration in den Zuflüssen keine Informationen zur

Verfügung stehen, beruhen die implementierten Werte nicht auf Messdaten. Die Konzentrationen und der Simulationszeitraum sind so gewählt, dass die Zuflüsse im Laufe der Simulation nicht trockenfallen und morphodynamische Entwicklungen innerhalb des Stauraumes sichtbar sind. Auf Grundlage der visuellen Beobachtungen und der niedrigen Verlandungsrate (vgl. Kapitel 2.2.3), erscheint die vergleichsweise geringe Sedimentkonzentration plausibel.

In den durchgeführten Simulationen wird jeweils ein Zeitraum von 712 Tagen simuliert. Dabei ist zu beachten, dass die Sedimentzugabe nach 35 Tagen erfolgt. Dieser Wert basiert auf den Erkenntnissen der stationären Modelltests (vgl. Kapitel 5.6), sodass sich unter den gleichbleibenden hydraulischen Randbedingungen, bereits vor der Sedimentzugabe, ein näherungsweise stationäres Strömungsfeld ausbilden kann. Die Diskretisierung des konvektiven Terms der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen erfolgt in allen neun Szenarien zunächst mittels Power-Law-Verfahren. Zusätzlich werden die Szenarien 1, 2 und 3 unter Anwendung des Second-Order-Upstream-Verfahrens simuliert. Weiterhin wird der Einfluss des Windes auf das Sedimentationsverhalten, anhand der Szenarien 1, 2 und 3, untersucht. Der Wind weht dabei mit einer konstanten Windgeschwindigkeit, von 1,57 m/s, aus Richtung West-Süd-West.

Der äußere Zeitschritt beträgt in den durchgeführten Simulationen 100.000 s. Zudem ist die maximale Anzahl der inneren Iterationen zur hydrodynamischen Berechnung auf 800 festgelegt. Die Relaxationskoeffizienten zur hydrodynamischen Berechnung sind identisch zur vorangegangenen hydrodynamischen Plausibilisierung; der Tabelle 7-2 zu entnehmen. Entsprechend den vorangegangenen Simulationen werden das Mehrgitterverfahren (**F 168 8; K 5 0 0 0 10 0 0**) sowie verschiedene stabilisierende Algorithmen implementiert (**F 113 7; F 235 10**).

Die maximale Anzahl der Iterationen zur Berechnung der Schwebstoffkonzentration (vgl. Kapitel 3.4.2) beträgt 500. Dabei entsprechen das Konvergenzkriterium und der Relaxationskoeffizient für die Konvektions-Diffusionsgleichung, mit 0,01 und 0,5, den in SSIIM 2 standardmäßig verwendeten Werten (Olsen 2014, S. 89). Die Berechnung der kritischen Sohlschubspannungen erfolgt anhand des Shield-Diagramms. Dementsprechend werden kohäsive Eigenschaften der Sedimente nicht berücksichtigt. Dahingegen wird der Einfluss der Sohlneigung auf die Sohlschubspannung im Rahmen der Untersuchungen beachtet (vgl. Kapitel 3.4.5). Weiterhin beträgt die äquivalente Sandrauheit an der Sohle im gesamten Stauraum 0,02 m. Es handelt sich dabei um einen Mischwert aus den verhältnismäßig großen Sohlrauheiten der Rand- und Zuflussbereiche und den geringeren Sohlrauheiten der tieferen Bereiche des Stauraumes.

Zur Visualisierung der mittels SSIIM 2 berechneten Schwebstoffkonzentration und Korngrößenverteilung entlang der Sohle, wird das kostenfrei zur Verfügung stehende Programm ParaView 5.3.0 verwendet.

8.2 Ergebnis

8.2.1 Schwebstoffkonzentration

Die Sedimentkonzentration an den Zuflüssen des Schwarzen- und Seebachs beträgt in allen Szenarien $2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^3$. Dies entspricht einer Massenkonzentration von 53 mg/l. Anhand von Abbildung 8-1 ist der Verlauf der Schwebstoffkonzentration, im Nahbereich der Wasseroberfläche für das Szenario 3, zu erkennen. Links ist die Gesamtschwebstoffkonzentration und rechts die Konzentration der Kornfraktion 5 dargestellt. Die maximale Gesamtschwebstoffkonzentration beträgt 53,0 mg/l, wohingegen die maximale Schwebstoffkonzentration der Kornfraktion 5 10,65 mg/l beträgt.

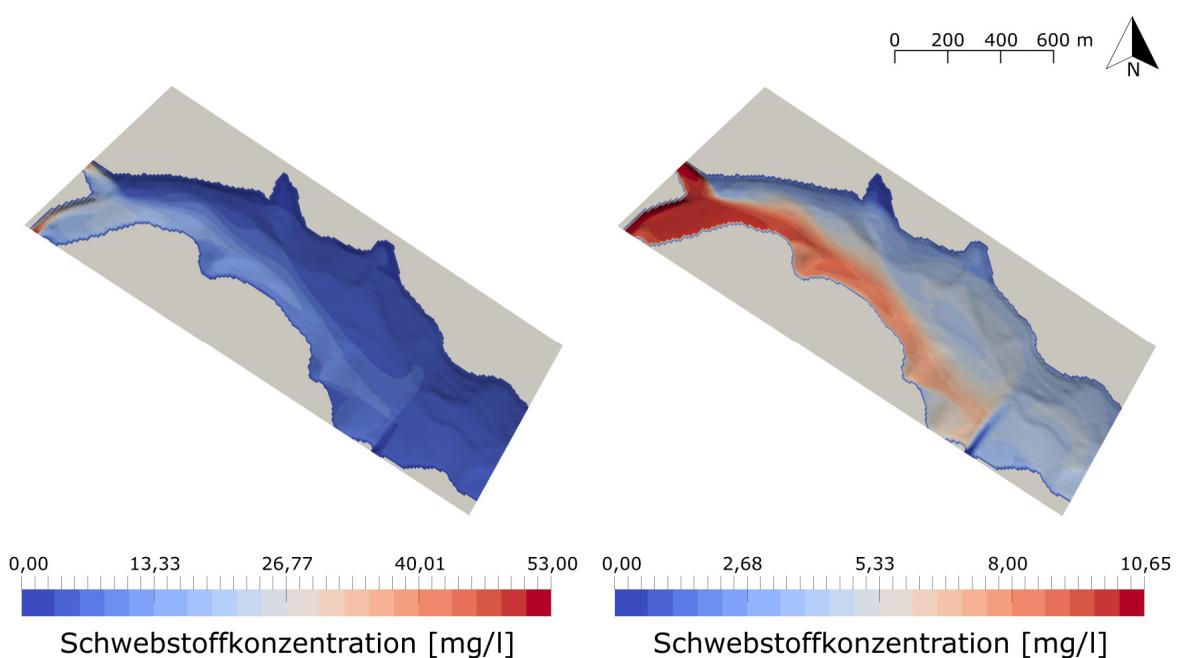


Abbildung 8-1: Verlauf der Gesamtschwebstoffkonzentration (links) und Verlauf der Schwebstoffkonzentration für $d = 5,09 \mu\text{m}$ (rechts) in Szenario 3

Die Gesamtschwebstoffkonzentration nimmt beim Zufluss des Seebachs nach ca. 50 m, beim Zufluss des Schwarzenbachs nach ca. 150 m um die Hälfte ab. Daran lässt sich erkennen, dass insbesondere die größeren Kornfraktionen nicht mehr in Schweben gehalten werden können und sedimentieren. Die Schwebstoffkonzentration der feinsten Kornfraktion nimmt in diesem Bereich nicht ab und die Partikel werden weiter in Richtung Südosten transportiert. Die aus den Zuflüssen des Schwarzen- und Seebachs resultierende Hauptströmung verläuft entlang des Südufers. Dementsprechend ist die Schwebstoffkonzentration am Südufer höher als am Nordufer des Stauraumes. Weiterhin zeigt die Grafik, dass die Schwebstoffkonzentration entlang der Hauptströmung, bis zum Zufluss der Raumünzachüberleitung, relativ gleichmäßig abnimmt. Im Bereich des Zuflusses der Raumünzachüberleitung bildet sich durch das Zuströmen des schwebstofffreien Wassers eine natürliche „Barriere“ für die Schwebstoffe. Die simulierten Schwebstoffkonzentrationen östlich der Einleitung sind sichtbar geringer als die

Schwebstoffkonzentrationen westlich der Raumünzachüberleitung. Dennoch ist anzumerken, dass sich insbesondere die feinen Schwebstoffe im gesamten Stauraum ausbreiten. Ursächlich hierfür sind die beiden Zirkulationszonen, welche sich infolge des lateralen Zustroms der Raumünzachüberleitung östlich und westlich von dieser ausbilden.

Abbildung 8-2 zeigt die Schwebstoffkonzentrationen der Kornfraktion 5 ($d = 5,09 \mu\text{m}$), für die neun verschiedenen Szenarien in Sohlnähe. Die Konzentrationen unter 0,00 mg/l sind in den Grafiken farblos dargestellt. Da sich die größeren Kornfraktionen bei der Simulation mittlerer und niedriger Zuflüsse direkt nach Eintritt in den Stauraum absetzen, enthält die Abbildung ausschließlich die Verläufe der Schwebstoffkonzentration für die feinste implementierte Kornfraktion 5.

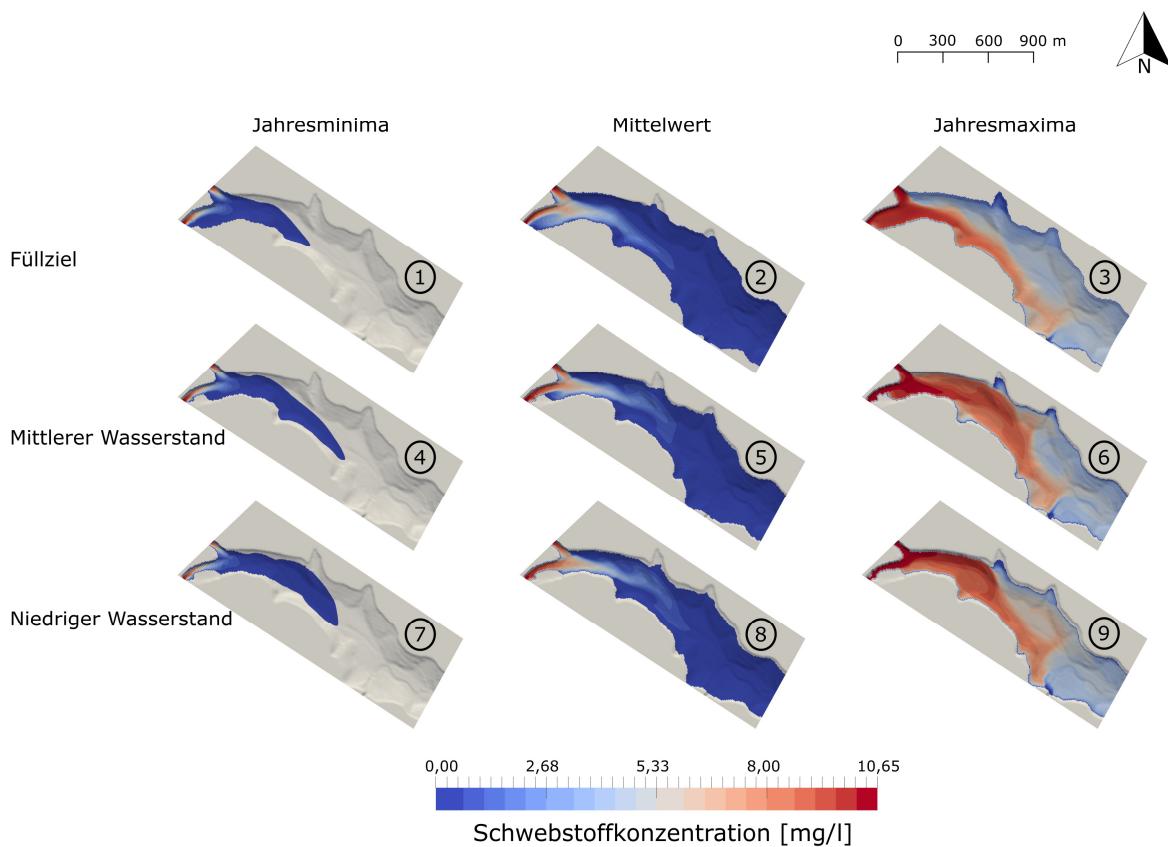


Abbildung 8-2: Verlauf der Schwebstoffkonzentration für $d = 5,09 \mu\text{m}$ in den Szenarien 1 bis 9

Insofern die Zuflüsse den mittleren Jahresminima (Szenarien 1, 4 und 7) entsprechen, befinden sich in weiten Teilen des Stauraumes keine Sedimente in Suspension. Außerdem zeigt ein Vergleich der verschiedenen Wasserstände, dass die Schwebstofffahne bei niedrigem und mittlerem Wasserstand weiter in den Stauraum hineinreicht als bei maximalem Wasserstand. Entsprechen die natürlichen Zuflüsse den Jahresmittelwerten (Szenarien 2, 5 und 8), werden die Schwebstoffe weiter in den Stauraum hineingetragen. Im gesamten Stauraum, exklusive der Bucht im Nordwesten, befinden sich Sedimentpartikel in Suspension. Allerdings nimmt die

Schwebstoffkonzentration ($d = 5,09 \mu\text{m}$), innerhalb der ersten 900 m entlang der Hauptströmung in Richtung Südosten, um ca. 10 mg/l ab. Demnach ist die Schwebstoffkonzentration, insbesondere im Südosten des Stauraumes mit ca. 0,5 mg/l, gering.

Eine Erhöhung der natürlichen Zuflüsse auf die mittleren Jahresmaxima (Szenarien 3, 6 und 9), verursacht eine Zunahme der Schwebstoffkonzentration im gesamten Stauraum. Bei mittlerem und niedrigem Wasserstand liegt die Schwebstoffkonzentration im gesamten nordwestlichen Teil des Stauraumes zwischen 6,00 mg/l und 10,65 mg/l. Die Schwebstoffkonzentration östlich des Zuflusses der Raumünzachüberleitung, ist bei allen Wasserständen deutlich geringer und beträgt weniger als 5,33 mg/l.

Ein Vergleich der Szenarien 8 und 9 zeigt, dass die zufließende Wassermenge neben der Schwebstoffkonzentration im Stauraum, auch die Form der Schwebstofffahne beeinflusst. Bei Simulation des niedrigen Wasserstandes mit mittleren Zuflüssen, verläuft die Schwebstofffahne entlang des Südufers. Insofern die Zuflüsse den Jahresmaxima entsprechen, tritt die größte Schwebstoffkonzentration zunächst entlang des Nordufers auf. Weiterhin ist anhand von Abbildung 8-2 zu sehen, dass sich die Form der Schwebstofffahne in Abhängigkeit zum Wasserstand verändert. Wohingegen die Schwebstofffahne in Szenario 3 entlang des Südufers verläuft, ist in den Szenarien 6 und 9 eine hohe Schwebstoffkonzentration über die gesamte Breite zu erkennen. Infolge des geringeren Wasserstandes bildet sich bereits im nordwestlichen Bereich des Stauraumes ein Wirbel aus. Dementsprechend werden die eingebrachten Schwebstoffe nicht mehr ausschließlich entlang des Südufers transportiert, sondern verteilen sich in diesem Bereich über die gesamte Breite des Stauraumes. Außerdem ist festzustellen, dass sich der Verlauf der Schwebstoffkonzentration, im Bereich der Raumünzachüberleitung, in Abhängigkeit zum Wasserstand ändert. Das Strömungsfeld verschiebt sich mit abnehmendem Wasserstand tendenziell gen Nordwesten.

Für die Szenarien 1 und 3 kann unter Anwendung des SOU-Verfahrens und ansonsten gleichbleibenden numerischen Parametern und Randbedingungen keine konvergente Lösung berechnet werden. Eine Lösung mit geringen Residuen und plausiblem Strömungsfeld, wird ausschließlich für Szenario 2 erreicht. Abbildung 8-3 zeigt den Verlauf der Schwebstoffkonzentration ($d = 5,09 \mu\text{m}$) für das Szenario 2. Links unter Anwendung des SOU- und rechts unter Anwendung des POW-Verfahrens. Die Grafiken zeigen für beide Verfahren einen nahezu identischen Verlauf der Schwebstoffkonzentration. Geringe Unterschiede ergeben sich hinsichtlich der Form der Schwebstofffahne. Diese ist bei Anwendung des SOU-Verfahrens schmäler bzw. konzentrierter und reicht dementsprechend etwas weiter in Richtung Südosten.

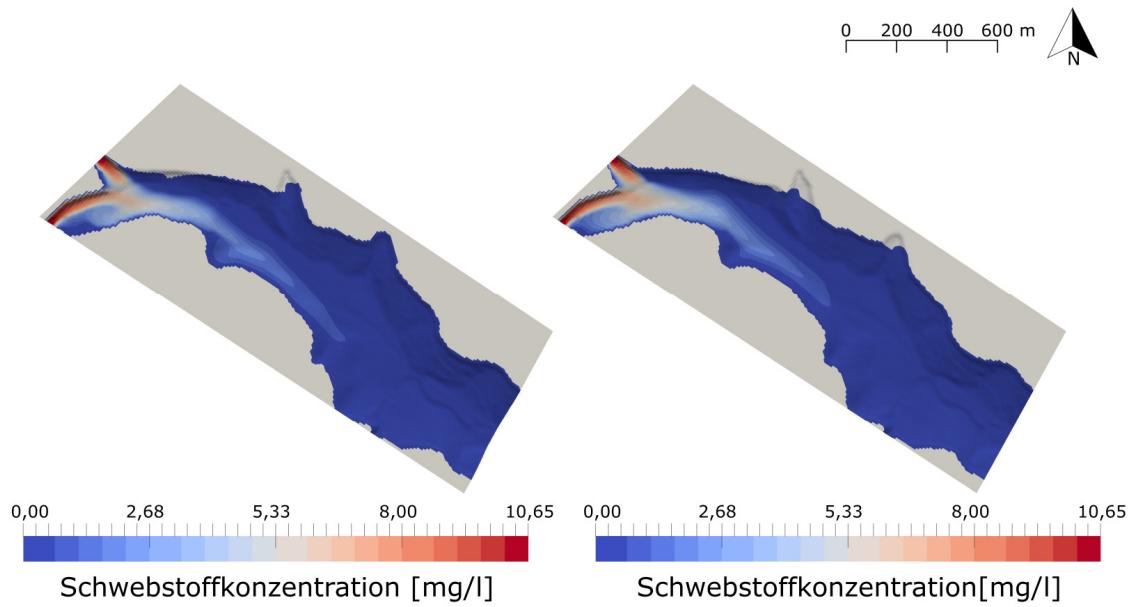


Abbildung 8-3: Verlauf der Schwebstoffkonzentration ($d = 5,09 \mu\text{m}$) unter Anwendung des SOU-Verfahrens (links) und POW-Verfahrens (rechts) für das Szenario 2

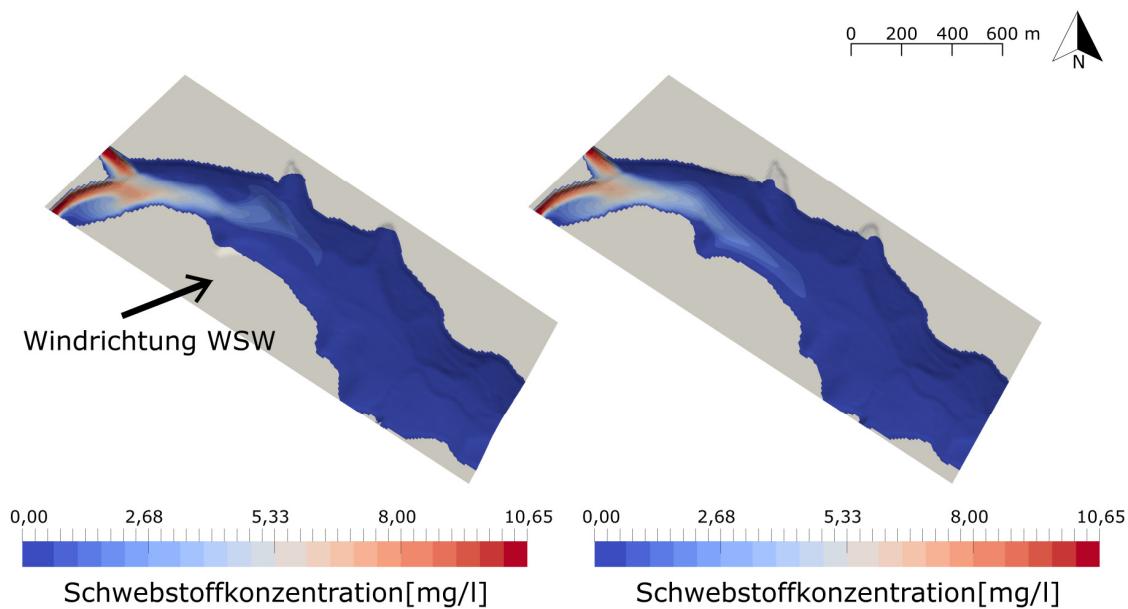


Abbildung 8-4: Verlauf der Schwebstoffkonzentration ($d = 5,09 \mu\text{m}$) mit (links) und ohne (rechts) Implementierung des Windes

Anhand von Abbildung 8-4 ist der Einfluss des Windes auf die Schwebstoffkonzentration ($d = 5,09 \mu\text{m}$) für das Szenario 2 zu erkennen. Bei Implementierung des Windes aus Richtung West-Süd-West, verläuft die Schwebstofffahne bis zur ersten Bucht entlang des Südufers. Anschließend erfolgt eine Ablenkung in Richtung Osten. Insofern der Wind im Modell nicht implementiert wird, ist diese Ablenkung nicht zu erkennen und die Schwebstoffe werden weiter entlang des Südufers in Richtung Südosten transportiert. Bei Simulation der Szenarien 1 und 3 sind die Unterschiede zwischen dem Verlauf der Schwebstoffkonzentration, mit und ohne Wind, weniger signifikant (vgl. Anhang D-1). Dennoch zeigt sich, dass die Schwebstofffahne in Szenario 1, unter Einfluss des Windes, breiter ist und weniger weit in den Stauraum hineinreicht. Hinsichtlich des Verlaufes der Schwebstoffkonzentration in Szenario 3 ergeben sich keine sichtbaren Unterschiede.

8.2.2 Korngrößenverteilung an der Sohle

Zu Beginn der Simulationen ist die Korngrößenverteilung der Sedimente entlang der Gewässersohle konstant. Die charakteristischen Perzentilwerte d10, d50 und d90 entsprechen im gesamten Stauraum den mittleren Werten, welche aus den entnommenen Oberflächenproben berechnet wurden. Im Laufe der Simulationen ändert sich die Korngrößenverteilung in Folge von Erosions- aber vor allem in Folge von Sedimentationsvorgängen der eingetragenen Feststoffe.

Abbildung 8-5 zeigt die Perzentilwerte d10, d50 und d90 der Sedimentschicht über die Geometrie des Stauraumes nach Simulation der Szenarien 1, 2 und 3.

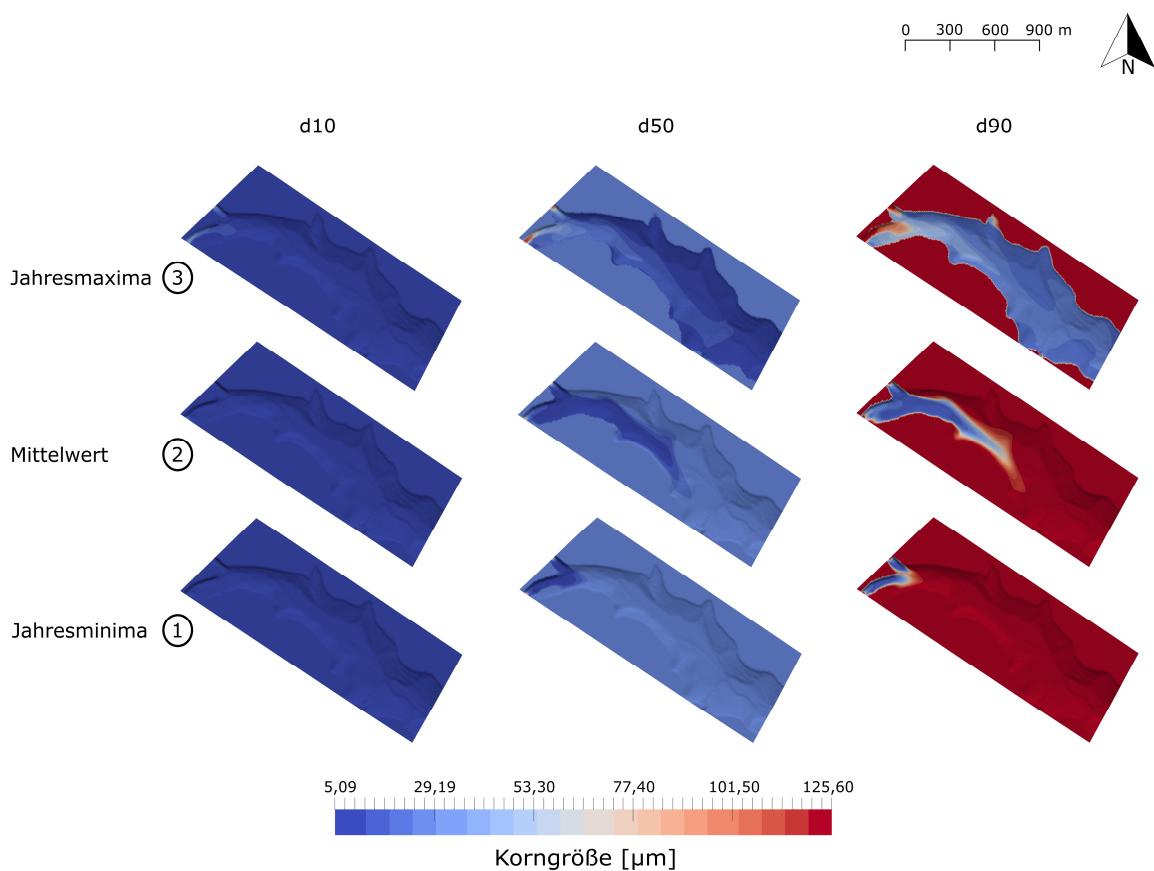


Abbildung 8-5: Korngrößenverteilung über die Geometrie des Schwarzenbachstausees nach Simulation der Szenarien 1, 2 und 3

Am deutlichsten sichtbar sind die Veränderungen der Korngrößenverteilung entlang der Sohle, insofern die natürlichen Zuflüsse den mittleren Jahresmaxima (Szenario 3) entsprechen. Insbesondere anhand der Perzentilwerte d_{10} und d_{50} ist zu sehen, dass innerhalb der ersten 300 m nach Eintreten des Schwarzenbachs und innerhalb der ersten 150 m nach Eintreten des Seebachs in den Stauraum die größeren Kornfraktionen akkumulieren. In diesem Bereich sind die Perzentilwerte größer als zu Beginn der Simulation. Entlang der Hauptströmung, in Richtung Südosten, ist eine zunehmende Verfeinerung der Sedimente zu erkennen. Die Korn-

größen für d₅₀ und d₉₀ nehmen in Fließrichtung ab und sind geringer als im Ausgangszustand. Da die feinste Kornfraktion 5 in den strömungsärmsten Bereichen des Stauraumes anlandet, ist eine weitere Verfeinerung der Sedimente abseits der Hauptströmung zu beobachten. Der Median (d₅₀) beträgt in diesen Bereichen weniger als 15 µm.

Bei mittleren Zuflüssen (Szenario 2) ist in weiten Teilen des Stauraumes keine merkliche Veränderung der Korngrößenverteilung erkennbar (vgl. Abbildung 8-5). Die Perzentilwerte d₁₀, d₅₀ und d₉₀ entsprechen im südöstlichen Bereich des Stauraumes den Anfangswerten. Eine Vergrößerung des Sohlmaterials ist ausschließlich innerhalb der ersten 20 m nach Zufluss des Schwarzen- und Seebachs zu erkennen. Insbesondere die feinste Kornfraktion wird weiter in den Stauraum hineingetragen und akkumuliert über eine Strecke von ca. 900 m entlang der Hauptströmung. Der hohe Anteil der Kornfraktion 5 ($d = 5,09 \mu\text{m}$) in diesem Bereich äußert sich in den geringen Perzentilwerten von unter 20 µm für d₅₀ und d₉₀.

Entsprechen die natürlichen Zuflüsse den Mittelwerten der Jahresminima (Szenario 1), so verändert sich die Korngrößenverteilung ausschließlich im Nahbereich der Zuflüsse im Nordwesten des Stauraumes. Die restlichen Bereiche sind vom Sedimenteintrag durch den See- und Schwarzenbach unbeeinflusst. Die vier größeren Kornfraktionen sedimentieren direkt nach Eintritt in den Stauraum. Die Sedimentpartikel der feinsten Kornfraktion werden etwas weiter in den See hineingetragen und sedimentieren im Bereich bis zum Zusammentreffen der aus Schwarzen- und Seebach resultierenden Strömungen. Folgerichtig betragen die Perzentilwerte für d₅₀ und d₉₀ in diesem Bereich weniger als 20 µm.

Die Korngrößenverteilungen, über die Geometrie des Stauraumes, für einen Wasserstand von 659,96 m ü. NN und 657,23 m ü. NN sind den Anhängen D-2 und D-3 zu entnehmen. Im Vergleich zu den Simulationen mit maximalem Wasserstand, ergeben sich leicht verschiedene Depositionsmuster bzw. Korngrößenverteilungen entlang der Sohle. Beispielsweise verändert sich die Korngrößenzusammensetzung bei mittleren Zuflüssen und niedrigem bzw. mittlerem Wasserstand (Szenario 5 und 8) über die gesamte Breite des Stauraumes. Bei maximalem Wasserstand (Szenario 2) ist die Korngrößenzusammensetzung entlang des nördlichen Ufers in weiten Bereichen unverändert. Insofern die Zuflüsse den mittleren Jahresminima entsprechen, tritt die flächenmäßig größte Veränderung der Korngrößenzusammensetzung ebenfalls bei niedrigem Wasserstand auf.

Signifikante Unterschiede hinsichtlich der Korngrößenverteilung entlang der Sohle ergeben sich durch den Einfluss des Windes ausschließlich, wenn der natürliche Zufluss den Jahresmittelwerten entspricht (vgl. Anhang D-4). Infolge der durch den Wind beeinflussten Schwebstofffahne verändert sich das Depositionsmuster und die Partikel sedimentieren vermehrt im Nahbereich der nördlichen Bucht. Bei Anwendung des SOU-Verfahrens ist der Bereich, in welchem sich die Korngrößenzusammensetzung im Laufe der Simulation verändert, schmäler und weiter in Richtung Südosten ausgeprägt. Im Gegensatz zur Anwendung des POW-Verfahrens ist eine Verfeinerung der angelieferten Sedimente, bis zum Zustrom der Raumünzachüberleitung, zu erkennen (vgl. Anhang D-5).

8.3 Diskussion

Die durchgeführten Simulationen demonstrieren, dass die Sedimentkonzentration nach Eintritt des Wassers in den Stauraum abnimmt. Ursächlich hierfür sind die bis zum Zustrom der Raumünzachüberleitung abnehmenden Fließgeschwindigkeiten und Turbulenzen. Aufgrund ihrer geringeren Sinkgeschwindigkeit werden feine Partikel länger in Schwebeweh gehalten und sedimentieren folglich später als die groben Kornfraktionen. Die groben Kornfraktionen akkumulieren bereits im Bereich der Stauwurzel (deltaische Deposition; Fan und Morris 1992, S. 255)). Dadurch ergibt sich eine zunehmende Verfeinerung der angelandeten Sedimente in Fließrichtung. Dieser Größengradient ist charakteristisch für das Sedimentationsverhalten innerhalb von Stauräumen und entspricht den theoretischen Erwartungen (Fan und Morris 1992, S. 355–356; Schönborn und Risse-Buhl 2013, S. 555). Weiterhin ist eine Verfeinerung der Sedimentpartikel in Richtung Staumauer anhand der im Schwarzenbachstausee entnommenen Sedimentproben zu erkennen (vgl. Kapitel 2.2.2).

Die Simulationsergebnisse verdeutlichen, dass die Ausbreitung der suspendierten Sedimente primär durch die natürlich zuströmende Wassermenge beeinflusst wird. Insofern die Zuflüsse den mittleren Jahresmaxima entsprechen, treten im gesamten Stauraum größere Strömungsgeschwindigkeiten auf. Diese gehen durch die Konvektions-Diffusionsgleichung (3.20) direkt in die Berechnung der Schwebstoffkonzentration ein. Demnach lässt sich sagen, dass die Schwebstoffe mit zunehmender Strömungsgeschwindigkeit weiter in den Stauraum hineingebracht werden. Neben der natürlich zuströmenden Wassermenge, beeinflusst der Wasserstand die Strömungsgeschwindigkeit innerhalb des Stauraumes. Infolge eines niedrigen Wasserstandes reduziert sich der Fließquerschnitt. Bei gleichbleibendem Durchfluss resultiert daraus eine Zunahme der Strömungsgeschwindigkeit und die Schwebstoffe werden über eine längere Strecke transportiert. Dieser Effekt ist anhand der Simulationsergebnisse zu erkennen (vgl. Abbildung 8-2).

Allerdings wird der Verlauf der Schwebstoffkonzentration, neben der Strömungsgeschwindigkeit, auch durch die Strömungsrichtung bestimmt. Anhand der simulierten Schwebstofffahnen ist zu erkennen, dass sich das Strömungsfeld innerhalb des Stauraumes sowohl in Abhängigkeit zur natürlich zuströmenden Wassermenge als auch in Abhängigkeit zum Wasserstand verändert. Infolgedessen ergeben sich je nach Randbedingungen verschiedene Depositionsmuster. Bezuglich des Sedimentmanagements ist zu beachten, dass der Wasserstand im Gegensatz zur natürlich zuströmenden Wassermenge, durch den Betrieb der Talsperre beeinflusst wird. Da das System sensibel auf Änderungen des Wasserstandes reagiert, kann der Betreiber das Depositionsmuster der eingetragenen Sedimente beeinflussen. Durch die Verwendung des numerischen Modells, können der Schwebstofftransport und das Depositionsmuster prognostiziert werden. Dazu ist allerdings eine möglichst genaue Kenntnis der zu erwartenden eintretenden Wassermenge sowie der Zusammensetzung der eingetragenen Sedimente notwendig.

Die Verwendung des Second-Order-Upstream-Verfahrens anstelle des Power-Law-Verfahrens hat einen vergleichsweise geringen Einfluss auf den simulierten Verlauf der Schwebstoffkonzentration. Bei Anwendung des SOU-Verfahrens, ist die Schwebstofffahne konzentrierter und reicht weiter in den Stauraum hinein. Ursächlich dafür ist die zu vernachlässigende falsche Diffusion bei Anwendung eines Interpolationsverfahrens höherer Ordnung. Folglich ist eine Verfeinerung der angelandeten Sedimente, bis zum Zustrom der Raumünzachüberleitung, zu erkennen. Dieser Einfluss des Interpolationsverfahrens auf die numerische Berechnung von Sedimentationsvorgängen innerhalb von Stauräumen wurde ebenfalls von Haun et al. (2013, S. 187) beobachtet und entspricht den theoretischen Erwartungen.

Anhand der durchgeführten Simulationen lässt sich konstatieren, dass der Wind den Verlauf der Schwebstoffkonzentration und die Korngrößen Zusammensetzung an der Sohle am deutlichsten beeinflusst, insofern die natürlichen Zuflüsse den Mittelwerten entsprechen. Bei großem Durchfluss (Szenario 3) sind die Strömungsgeschwindigkeiten im Stauraum verhältnismäßig hoch. Infolgedessen sind die durch den Wind induzierten Kräfte auf die Wasseroberfläche noch zu gering, um das Strömungsfeld merklich zu beeinflussen. Dahingegen wird das Strömungsfeld bei niedrigem Zufluss (Szenario 1), in weiten Teilen des Stauraumes, durch den Wind beeinflusst. Allerdings sedimentieren über 95 % der Schwebstoffe bereits innerhalb der ersten 100 m in den Zuflussbereichen des Schwarzen- und Seebachs. In diesen Bereichen ist die Strömungsrichtung durch die Topografie und das zuströmende Wasser eindeutig vorgegeben. Folglich ergibt sich für die Simulation mit und ohne Wind eine nicht zu unterscheidende Korngrößenverteilung entlang der Sohle. Im Gegensatz dazu befinden sich in Szenario 2 die Sedimente auch in vom Wind merklich beeinflussten Bereichen in Suspension. Folgerichtig ergibt sich ein durch den Wind beeinflusster Verlauf der Schwebstoffkonzentration.

Bezüglich der Genauigkeit der Ergebnisse ist zu beachten, dass temperaturbedingte Dichteinflüsse nicht berücksichtigt werden. Dementsprechend ergibt sich im realen System in den Sommermonaten möglicherweise ein leicht anderer Verlauf der Schwebstoffkonzentration. Bei Ausbildung einer geschichteten Strömung ist die Strömungsgeschwindigkeit, bei gleichbleibendem Durchfluss, lokal größer und die Schwebstoffe werden über eine längere Strecke transportiert. Allerdings ist unklar, inwieweit die Temperaturschichtung innerhalb des Stauraumes, beispielsweise bei Auftreten eines Hochwasserereignisses, welches die höchsten Schwebstoffkonzentrationen mit sich bringt, erhalten bleibt. Weiterhin ist die Sohlage im Bereich der Zuflüsse tiefer als im natürlichen System (vgl. Kapitel 4.1). Infolge der geringeren Fließgeschwindigkeiten in diesem Bereich, sedimentieren die groben Kornfraktionen im numerischen Modell eventuell früher als im natürlichen System.

Hinsichtlich der Konzentration der suspendierten Sedimente in Schwarzen- und Seebach stehen keine Daten zur Verfügung. Demnach beruhen die implementierte Werte nicht auf Messdaten. Die Konzentration ist so gewählt, dass sich die Zuflüsse im Laufe der Simulation nicht zusetzen und morphodynamische Entwicklungen innerhalb des Stauraumes sichtbar sind. Insofern, beispielsweise im Hochwasserfall, sehr große Schwebstoffkonzentrationen auftreten, kann es zur Ausbildung von Trübeströmen kommen (Schleiss et al. 2010). In diesem Fall beeinflusst die Schwebstoffkonzentration die Strömungsvorgänge innerhalb des Stauraumes.

Aufgrund der höheren Dichte bewegt sich das schwebstoffbeladene Wasser auf dem geneigten Seegrund in Richtung des tiefsten Punktes.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Erstellung und Plausibilisierung eines 3-D morphodynamischen Modells der Schwarzenbachtalsperre. Das erstellte numerische Modell ermöglicht die Simulation der Strömungs- und Sedimentationsvorgänge verschiedener Betriebszustände und kann zukünftig zur Prognose und zur Zielerreichung eines optimierten und nachhaltigen Stauraummanagements beitragen.

Im Anschluss an die Erstellung des Berechnungsgitters wird der Einfluss verschiedener Parameter und Algorithmen auf das Strömungsfeld, innerhalb des Stauraumes, untersucht. Dabei ergibt sich in allen durchgeführten Simulationen ein komplexes Strömungsfeld, mit zwei großen Zirkulationszonen im mittleren Bereich des Stauraumes. Diese sind auf die, durch den lateralen Zufluss der Raumünzachüberleitung induzierten, Querströmungen zurückzuführen. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die Implementierung des RNG $\kappa-\epsilon$ Turbulenzmodells, anstelle des Standard $\kappa-\epsilon$ Turbulenzmodells, sowie die zusätzliche Implementierung der Wandgesetze an den Seiten des Berechnungsgitters, einen zu vernachlässigenden Einfluss auf das berechnete Strömungsfeld haben. Weiterhin ist die Wasserspiegellage im Stauraum näherungsweise unbeeinflusst von der Sohlrauheit. Infolgedessen ist eine Kalibrierung anhand von Wasserspiegellagen, unter Anpassung der Sohlrauheit, im untersuchten Stauraum nicht möglich. Jedoch zeigen die Ergebnisse, dass die Sohlschubspannungen durch die im Modell implementierte Sohlrauheit beeinflusst werden. Zusätzlich ist festzuhalten, dass der Wind im untersuchten Betriebszustand einen Einfluss auf das simulierte Strömungsfeld hat. Die Wahl des Interpolationsverfahrens beeinflusst das Strömungsfeld vorwiegend im nordwestlichen Bereich des Stauraumes. Infolge der falschen Diffusion ist die Hauptströmung unter Anwendung des Power-Law-Verfahrens, in diesem Bereich breiter als bei Anwendung eines Interpolationsverfahrens höherer Ordnung. Ein weiterer Unterschied ist die stärkere Ausprägung der Wirbel und Zirkulationszonen, unter Anwendung eines Interpolationsverfahrens höherer Ordnung.

Der instationäre Modelltest zeigt, dass das erstellte Berechnungsgitter zur Simulation des Stauraumes, ab einem Wasserstand von 653,8 m ü. NN., geeignet ist. Bei Simulation eines niedrigeren Wasserstandes, befinden sich die implementierten Zuflussrandbedingungen außerhalb des Berechnungsgitters, wodurch kein Wasser mehr in den Stauraum zuströmen kann. Weiterhin lässt sich die Höhe eines sohnahen Ab- bzw. Zuflusses in SSIIM 2 nicht exakt definieren, falls sich im Laufe einer Simulation die Anzahl der Zellen in vertikaler Richtung verändert. Aus diesem Grund müssen die Ebenen des Ab-/Zuflusses, entsprechend der im Simulationszeitraum zu erwartenden Wasserstände, sinnvoll definiert werden, sodass die Abweichungen zur realen Lage des Ab-/Zuflusses möglichst gering sind. Bezuglich des Konvergenzverhaltens lässt sich festhalten, dass ein innerer Zeitschritt ausschließlich zur Stabilisierung einer ansonsten divergierenden Simulation verwendet werden sollte.

Ein wichtiger Bestandteil der vorliegenden Arbeit ist die Plausibilisierung bzw. die Überprüfung der Belastbarkeit des erstellten numerischen Modells. Basierend auf den Ergebnissen lässt sich konstatieren, dass die gemessenen und simulierten Geschwindigkeitsverläufe eine vergleichbare Charakteristik aufweisen. Die Reaktion des Modells, auf veränderte hydraulische Randbedingungen, ist nachvollziehbar und stimmt tendenziell gut mit den gemessenen Geschwindigkeiten überein. Allerdings unterscheiden sich die absoluten Werte, insbesondere während des Kraftwerksbetriebes, deutlich. Als mögliche Ursache seitens der Simulation ist die Vernachlässigung von temperaturbedingten Dichteunterschieden und Windeinflüssen sowie die Überschätzung der Wirbelviskosität im numerischen Modell zu nennen. Zusätzlich ist die Messung der geringen Strömungsgeschwindigkeiten mit einer relativ hohen Unsicherheit behaftet und dementsprechend eine weitere mögliche Ursache für die teilweise signifikanten Unterschiede, zwischen den gemessenen und simulierten Strömungsgeschwindigkeiten.

Im Rahmen der abschließenden morphodynamischen Simulationen wird das Sedimentationsverhalten verschiedener Kornfraktionen, innerhalb des Stauraumes, numerisch untersucht. Dabei werden die feineren Partikel weiter in den Stauraum hineingetragen, wohingegen die groben Partikel im Bereich der Zuflüsse akkumulieren. Folglich ergibt sich eine zunehmende Verfeinerung der angelieferten Sedimente in Fließrichtung. Diese Tendenz zeigt sich ebenfalls anhand der im Schwarzenbachstausee entnommenen Sedimentproben und ist charakteristisch für das Sedimentationsverhalten in Stauräumen. Der Verlauf der Schwebstoffkonzentration und die Korngrößenverteilung an der Sohle werden hauptsächlich durch die natürlich zuströmende Wassermenge und den Wasserstand beeinflusst. Da der Wasserstand, im Gegensatz zur natürlich zufließenden Wassermenge, durch den Betrieb der Talsperre gesteuert werden kann, ist er für das Sedimentmanagement von großer Bedeutung. Der Betreiber der Talsperre kann durch die Steuerung des Wasserstandes beeinflussen, in welchen Bereichen des Stauraumes die verschiedenen Kornfraktionen anlanden. Die Wirkung des Windes auf den Schwebstofftransport variiert in Abhängigkeit zur natürlich zuströmenden Wassermenge. Die Simulationsergebnisse demonstrieren, dass der Einfluss des Windes auf den Verlauf der Schwebstoffkonzentration bei großen Zuflüssen vernachlässigbar und bei mittleren Zuflüssen am deutlichsten ist. Die Verwendung eines Interpolationsverfahrens höherer Ordnung, anstelle des Power-Law-Verfahrens, beeinflusst den Verlauf der Schwebstoffkonzentration und das Depositionsmuster nur geringfügig.

Bei der Anwendung des dreidimensionalen Modells ist zu beachten, dass das Konvergenzverhalten in Abhängigkeit zu den Randbedingungen, numerischen Parametern und verwendeten Interpolationsverfahren variiert. Aufgrund der unterschiedlich großen Residuen sind die simulierten Ergebnisse mit verschiedenen Unsicherheiten behaftet. Dabei führt insbesondere die Anwendung von Interpolationsverfahren höherer Ordnung vermehrt zu Stabilitätsproblemen und es kann teilweise keine konvergente Lösung berechnet werden. Insofern die Instabilitäten auch bei Anwendung des Power-Law-Verfahrens auftreten, empfiehlt es sich die Relaxationskoeffizienten zu reduzieren bzw. als letzte Möglichkeit einen inneren Zeitschritt zu implementieren.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass das erstellte numerische Modell die hydro- und morphodynamische Simulation verschiedenster Betriebszustände ermöglicht. Basierend auf den Simulationsergebnissen können Erkenntnisse hinsichtlich der Strömungs- und Sedimentationsvorgänge, innerhalb des Stauraumes, gewonnen werden. Insbesondere die Beeinflussung des Depositionsmusters durch Anpassung des Wasserstandes, beispielsweise vor einem zu erwartenden Hochwasserereignis, ist ein vielversprechendes Verfahren zur Zielerreichung eines optimierten und nachhaltigen Stauraummanagements. Allerdings genügt die aktuell zur Verfügung stehende Datengrundlage nicht für eine abschließende Beurteilung der Belastbarkeit des erstellten numerischen Modells. In zukünftigen Untersuchungen sollte das zur Plausibilisierung dienende Geschwindigkeitsprofil, an weiteren Punkten innerhalb des Stauraumes, gemessen werden. Anhand einer verbesserten räumlichen Auflösung lässt sich überprüfen, inwieweit das simulierte Strömungsfeld dem tatsächlichen Strömungsfeld entspricht. Ein einzelner Messpunkt erlaubt keine verlässliche Aussage über die reale Lage und Ausdehnung der Zirkulationszonen. Ist diese bekannt, können die im Rahmen der Modelltests untersuchten Parameter und Algorithmen entsprechend angepasst werden.

Zu beachten ist außerdem, dass die Sedimentkonzentrationen des See- und Schwarzenbachs, in den durchgeführten Sedimentationsuntersuchungen, als konstant und unabhängig vom Durchfluss angenommen wurden. Allerdings sollten zur Prognose der tatsächlichen Verlandung und räumlichen Sedimentverteilung Daten zur Erstellung einer Sedimentkonzentration-Abfluss-Beziehung erhoben werden. Visuelle Beobachtungen zeigen, dass die Zuflüsse bei mittlerem Abfluss sehr klar sind. Folgerichtig sind für zukünftige Simulationen zur Prognose der Stauraumverlandung, insbesondere die Sedimentkonzentrationen bei großem Abfluss von Interesse.

Weiterhin sollte zur Simulation der Strömungs- und Sedimentationsvorgänge in den Sommermonaten zukünftig der Einfluss von temperaturbedingten Dichteunterschieden berücksichtigt werden. Für die physikalisch korrekte Simulation dieses Einflusses in SSIIM 2, müssen die Gitternetzlinien im gesamten Stauraum horizontal ausgerichtet sein. Dahingegen sollen die Gitternetzlinien zur morphodynamischen Simulation in sohnähe dem Verlauf der Gewässersohle angepasst sein. Da sich die jeweiligen Anforderungen widersprechen, empfiehlt sich an dieser Stelle eine Untersuchung zur Sedimenttransportmodellierung unter Verwendung eines Berechnungsgitters, in welchem die Gitternetzlinien ausschließlich horizontal ausgerichtet sind. Falls die Testsimulation zu plausiblen Ergebnissen führt, kann der temperaturbedingte Einfluss der Dichte, unter geringen Anpassungen des Berechnungsgitters, in das numerische Modell implementiert werden. Dazu werden mit der Bestrahlungsstärke, der Lufttemperatur, der Temperatur des einströmenden Wassers und dem initialen vertikalen Temperaturprofil des Stauraumes, weitere Randbedingungen benötigt (Olsen 2014, 131,184).

Grundsätzlich sind die notwendigen Modellverbesserungen und Optimierungen von der Fragestellung, beziehungsweise dem zu untersuchenden Vorgang abhängig. Beispielsweise kann das erstellte numerische Modell zukünftig zur Simulation verschiedener Spülzonen verwendet werden. Für diesen Vorgang ist der Einfluss des Windes oder der Einfluss der tem-

peraturbedingten Dichteunterschiede nicht von Bedeutung. Dahingegen sollten die Erosionsvorgänge möglichst exakt abgebildet werden können. Dazu empfiehlt es sich, die reale Korngrößenverteilung an der Gewässersohle in das Modell zu implementieren. Das Programm SSIIM 2 beinhaltet einen Algorithmus, welcher die Sohlrauheit entsprechend der vorliegenden Korngrößenverteilung berechnet. Infolgedessen können auch die Sohlschubspannungen mit einer höheren Genauigkeit berechnet werden. Weiterhin erfolgt die Berechnung der kritischen Sohlschubspannung im erstellten Modell bislang auf Grundlage des Shield-Diagrammes und möglicherweise vorhandene kohäsive Eigenschaften, der angelandeten Feinsedimente, werden nicht berücksichtigt (vgl. Kapitel 3.4.5). Dementsprechend kann eine weitere Modellverbesserung, zur Simulation der Resuspensionsvorgänge, durch die Implementierung von Berechnungsansätzen zur Beschreibung des Erosionsbeginns kohäsiver Feinsedimente erreicht werden.

Literaturverzeichnis

- Ahrens, John P. (2000): A Fall-Velocity Equation. In: *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 126 (2), S. 99–102. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-950X(2000)126:2(99).
- Ahrens, John P. (2003): Simple Equations to Calculate Fall Velocity and Sediment Scale Parameter. In: *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 129 (3), S. 146–150. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-950X(2003)129:3(146).
- BGL Boos (2008): Projekt Schwarzenbachtalsperre. Hg. v. Büro für Gewässerkunde und Landschaftsökologie. Saarbrücken.
- Breitung, V.; Keller, M. (2010): Management von schadstoffbelasteten Feinsedimenten in Bundeswasserstraßen. In: *Umweltwiss Schadst Forsch* 22 (6), S. 645–650. DOI: 10.1007/s12302-010-0160-3.
- Brokate, Martin (2016): Höhere Analysis, Numerik und Stochastik. Berlin [u.a.]: Springer Spektrum (Lehrbuch).
- Brooks, N. H. (1963): Discussion of "Boundary Shear Stresses in Curved Trapezoidal Channels" by A.T. Ippen and P.A. Drinker. In: *Journal of the Hydraulics Division* (89), S. 327–345.
- Bugglin Ingenieure GmbH (2012): Lotung. Bestimmung der Schlammächtigkeit in der Schwarzenbachtalsperre. Karlsruhe.
- Bussmann, Ingeborg (2005): Methane Release through Resuspension of Littoral Sediment. In: *Biogeochemistry* 74 (3), S. 283–302. DOI: 10.1007/s10533-004-2223-2.
- Cooney, Catherine M. (2012): Managing the risks of extreme weather. IPCC Special Report. In: *Environmental health perspectives* 120 (2), a58. DOI: 10.1289/ehp.120-a58.
- Deemer, Bridget R.; Harrison, John A.; Li, Siyue; Beaulieu, Jake J.; DelSontro, Tonya; Barros, Nathan et al. (2016): Greenhouse Gas Emissions from Reservoir Water Surfaces. A New Global Synthesis. In: *BioScience* 66 (11), S. 949–964. DOI: 10.1093/biosci/biw117.
- Deutsches TalsperrenKomitee e.V. (Hrsg.) (2013): Talsperren in Deutschland. s.l.: Springer Fachmedien Wiesbaden. Online verfügbar unter <http://lib.myilibrary.com/detail.asp?id=558986>.
- Dorfmann, C.; Knoblauch, H.; Moser, A. (2010): Physikalische und numerische Modellierung des Strömungsverhaltens im Stauraum des KW Feistritz-Ludmannsdorf an der Drau. In: *Österr. Wasser- und Abfallwirtschaft* 62 (3-4), S. 62–66. DOI: 10.1007/s00506-010-0171-8.

- Einstein, H. A.; Anderson, Alvin G.; Johnson, Joe W. (1940): A distinction between bed-load and suspended load in natural streams. In: *Trans. AGU* 21 (2), S. 628. DOI: 10.1029/TR021i002p00628.
- Fan, Jiahua; Morris, Gregory L. (1992): Reservoir Sedimentation. I. Delta and Density Current Deposits. In: *Journal of Hydraulic Engineering* 118 (3), S. 354–369. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1992)118:3(354).
- Ferziger, Joel H.; Peric, Milovan (2008): Numerische Strömungsmechanik. Berlin u.a.: Springer.
- Giesecke, Jürgen; Heimerl, Stephan; Mosonyi, Emil (2014): Wasserkraftanlagen. Planung, Bau und Betrieb. 6., aktual. und erw. Aufl. Berlin: Springer Vieweg. Online verfügbar unter <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-53871-1>.
- Harb, Gabriele (2013): Numerical modeling of sediment transport processes in alpine reservoirs. Dissertation. Technische Universität Graz. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft.
- Harb, Gabriele; Haun, Stefan; Schneider, Josef; Olsen, Nils Reidar B. (2014): Numerical analysis of synthetic granulate deposition in a physical model study. In: *International Journal of Sediment Research* 29 (1), S. 110–117. DOI: 10.1016/S1001-6279(14)60026-3.
- Haun, Stefan; Dorfmann, C.; Harb, Gabriele; Olsen, Nils Reidar B. (2012): 3D numerical modelling of the reservoir flushing of the Bodendorf reservoir, Austria. Online verfügbar unter http://folk.ntnu.no/nilsol/abstracts/iahr2012_a33.pdf.
- Haun, Stefan; Kjærås, Halvor; Løvfall, Sigurd; Olsen, Nils Reidar B. (2013): Three-dimensional measurements and numerical modelling of suspended sediments in a hydropower reservoir. In: *Journal of Hydrology* 479, S. 180–188. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2012.11.060.
- Haun, Stefan; Olsen, Nils Reidar B. (2012): Three-dimensional numerical modelling of the flushing process of the Kali Gandaki hydropower reservoir. In: *Lakes & Reservoirs: Research & Management* 17 (1), S. 25–33. DOI: 10.1111/j.1440-1770.2012.00491.x.
- Heitfeld, Karl-Heinrich (1991): Talsperren. Berlin u.a.: Borntraeger (Lehrbuch der Hydrogeologie, 5).
- Herschy, Reginald W. (2009): Streamflow measurement. 3. ed. London: Routledge Taylor & Francis.
- Hofmann, Hilmar (2017): Telefonat zu den durchgeföhrten Strömungsmessungen, 11.09.2017. Telefonat an Kilian Mouris.
- ICOLD (2007): Dams and the World's Water. An Educational Book that Explains how Dams Help to Manage the World's Water. Levallois-Perret.

- Keller, Daniel (2014): „Weiße Kohle“ im Murgtal. Das Rudolf-Fettweis-Werk in Forbach – eines der ersten Pumpspeicherkraftwerke Europas. In: *Denkmalpflege in Baden-Württemberg – Nachrichtenblatt der Landesdenkmalpflege* 41 (3), S. 152–157. DOI: 10.11588/nbdpfbw.2012.3.12402.
- Launder, Brian Edward; Spalding, Dudley Brian (1972): Lectures in mathematical models of turbulence. London: Academic Press.
- Lecheler, Stefan (2014): Numerische Strömungsberechnung. Schneller Einstieg durch anschauliche Beispiele mit ANSYS 15.0. 3., aktual. Aufl. Wiesbaden: Springer Vieweg. Online verfügbar unter <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-05201-0>.
- Leonard, B. P. (1979): A stable and accurate convective modelling procedure based on quadratic upstream interpolation. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 19 (1), S. 59–98. DOI: 10.1016/0045-7825(79)90034-3.
- LUBW (1997): Windstatistiken der Messstation Hornisgrinde. Hg. v. Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg. Online verfügbar unter http://udo.lubw.baden-wuerttemberg.de/dokumente/gemesseneWindstatistiken/steckbrief_996.html, zuletzt geprüft am 27.10.2017.
- LUBW (2010): Landnutzung nach Landsat 2010. Hg. v. Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg. Karlsruhe. Online verfügbar unter <http://rips-dienste.lubw.baden-wuerttemberg.de/rips/ripsservices/apps/uis/metadata/beschreibung.aspx?typ=0&uuid=db9d1dd9-158a-4b6e-b9a0-701330242b90>, zuletzt geprüft am 30.08.2017.
- LUBW (2016): AWGN-Stehendes Gewässer. Karlsruhe: Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg. Online verfügbar unter <http://rips-dienste.lubw.baden-wuerttemberg.de/rips/ripsservices/apps/uis/metadaten/beschreibung.aspx?typ=0&uuid=7ef11b78-cd06-4cb8-8c26-9f45d410d09c>, zuletzt geprüft am 04.08.2017.
- Martin, Helmut (2011): Numerische Strömungssimulation in der Hydrodynamik. Grundlagen und Methoden. Berlin u.a.: Springer.
- Menter, F. R. (1996): A Comparison of Some Recent Eddy-Viscosity Turbulence Models. In: *J. Fluids Eng.* 118 (3), S. 514. DOI: 10.1115/1.2817788.
- Morgenschweis, Gerd (2010): Hydrometrie. Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg (VDI-Buch). Online verfügbar unter <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-05390-0>.
- Morris, Gregory L.; Fan, Jiahua (1998): Reservoir Sedimentation Handbook. New York: McGraw-Hill Book Company.
- Moukalled, F.; Mangani, L.; Darwish, M. (2016): The finite volume method in computational fluid dynamics. An advanced introduction with OpenFOAM® and Matlab® (Fluid mechanics and its applications).

- Muste, M.; Yu, K.; Pratt, T.; Abraham, D. (2004): Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics; Part II. Fixed-vessel measurements. In: *Flow Measurement and Instrumentation* 15 (1), S. 17–28. DOI: 10.1016/j.flowmeasinst.2003.09.002.
- Naudascher, Eduard (1992): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Zweite, verbesserte Auflage. Vienna: Springer Vienna. Online verfügbar unter <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-7091-9222-1>.
- Olsen, Nils Reidar B. (1999): Computational Fluid Dynamics in Hydraulic and Sedimentation Engineering. Class Notes. 2. Aufl. Hg. v. Department of Hydraulic Engineering and Environmental Engineering. Norwegian University of Science and Technology. Trondheim.
- Olsen, Nils Reidar B. (2000): CFD Algorithms for Hydraulic Engineering. Hg. v. Department of Hydraulic Engineering and Environmental Engineering. Norwegian University of Science and Technology. Trondheim.
- Olsen, Nils Reidar B. (2012): Numerical Modelling and Hydraulics. Hg. v. Department of Hydraulic Engineering and Environmental Engineering. Norwegian University of Science and Technology. Trondheim.
- Olsen, Nils Reidar B. (2014): SSIIM User's Manual. Hg. v. Department of Hydraulic Engineering and Environmental Engineering. Norwegian University of Science and Technology. Trondheim.
- Olsen, Nils Reidar B. (2017): Modelling density stratification, 07.08.2017. E-Mail an Kilian Mouris.
- Olsen, Nils Reidar B.; Haun, Stefan (Hg.) (2010): Free surface algorithms for 3D numerical modelling of reservoir flushing. River Flow 2010. Braunschweig.
- Patankar, Suhas V. (1980): Numerical heat transfer and fluid flow. Bristol PA: Taylor & Francis (Series in computational methods in mechanics and thermal sciences).
- Riedmüller, U.; Mischke, U.; Pottgiesser, T.; Böhmer, J.; Deneke, R.; Ritterbusch D. et al. (2013): Steckbriefe der deutschen Seetypen. Dessau-Roßlau.
- Rodi, Wolfgang (1993): Turbulence models and their application in hydraulics. A state-of-the-art review. 3. ed. Rotterdam: Balkema (IAHR-AIRH monograph series).
- Rüther, N. (2006): Computational fluid dynamics in fluvial sedimentation engineering. Dissertation. Norwegian University of Science and Technology. Trondheim.
- Schleiss, Anton; Cesare, Giovanni de; Jenzer Althaus, Jolanda (2010): Verlandung der Stauseen gefährdet die nachhaltige Nutzung der Wasserkraft. In: *Wasser Energie Luft*, S. 31–40. Online verfügbar unter https://infoscience.epfl.ch/record/147714/files/Schleiss_DeCesare_Jenzer_wel_2010_Verlandung.pdf.
- Schllichting, H. (1979): Boundary layer theory. New York: McGraw-Hill Book Company.

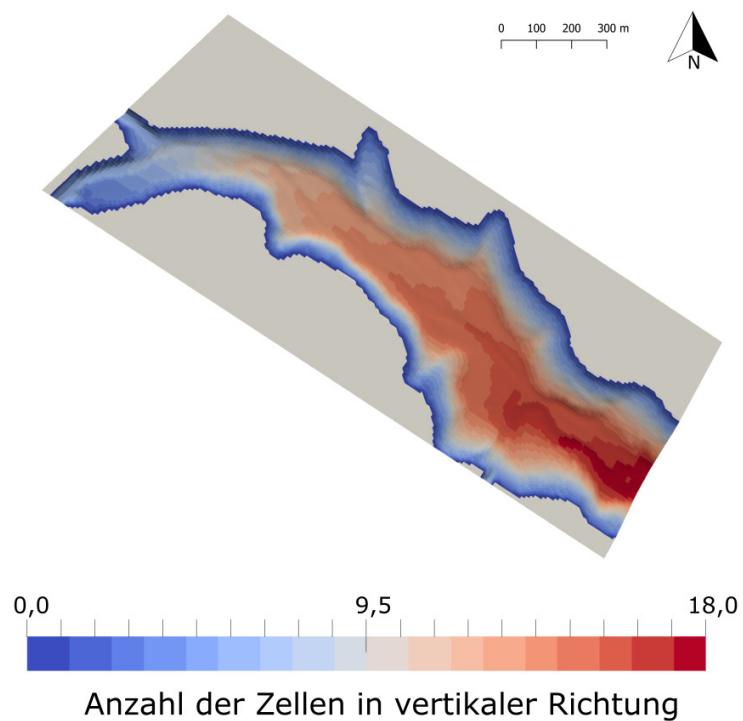
- Schönborn, Wilfried; Risse-Buhl, Ute (2013): Lehrbuch der Limnologie. 2., vollständig überarbeitete Auflage. Stuttgart: Schweizerbart.
- Schwarze, Rüdiger (2013): CFD-Modellierung. Grundlagen und Anwendungen bei Strömungsprozessen. Berlin Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. Online verfügbar unter <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-24378-3>.
- Shields, A. (1936): Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Berlin.
- Simpson, M. R. (2001): Discharge Measurements Using a Broad-Band Acoustic Doppler Current Profiler. US Geological Survey. open File Report 01-1. Sacramento.
- Strobl, Theodor; Zunic, Franz (2006): Wasserbau. Aktuelle Grundlagen - Neue Entwicklungen. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg. Online verfügbar unter <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-47857-7>.
- Teledyne RD Instruments (Hg.) (2011): Acoustic Doppler Current Profiler - Principles of Operation. A Practical Primer. Poway.
- Uhlmann, Dietrich; Willmitzer, Hartmut; Hupfer, Michael (2014): Limnologie und Bewirtschaftung von Talsperren. In: Handbuch Angewandte Limnologie, S. 1–44.
- Urban, Gerhard; Fütterer, Volker; Fritz, Hubert; Reif, Hubert; Wunsch, Wolfgang; Ried, Erwin et al. (2006): 80 Jahre Schwarzenbachwerk. Wissenswertes über und rund um das Rudolf-Fettweis-Werk der EnBW.
- van Dorn, W. (1953): Wind stress on an artificial pond. In: *Journal of Marine Research* 12, S. 249–276.
- van Rijn, Leo C. (1984a): Sediment Transport, Part I. Bed Load Transport. In: *Journal of Hydraulic Engineering* 110 (10), S. 1431–1456. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:10(1431).
- van Rijn, Leo C. (1984b): Sediment Transport, Part II. Suspended Load Transport. In: *Journal of Hydraulic Engineering* 110 (11), S. 1613–1641. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:11(1613).
- Versteeg, H. K.; Malalasekera, W. (1995): An introduction to computational fluid dynamics. The finite volume method. [Nachdr.]. Harlow: Pearson/Prentice Hall.
- Wiprecht, Silke; Gebler, Tobias (2009): Entleerungszeitberechnung der Schwarzenbachtalsperre über das Grundablasssystem. Universität Stuttgart, Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft. Stuttgart.
- Williams, S. Jeffress (2013): Surficial sediment character of the Louisiana offshore continental shelf region. A GIS compilation. Reston, USA.
- Wu, Weiming (2008): Computational river dynamics. London u.a.: Taylor & Francis.
- Wu, Weiming; Wang, Sam S. Y. (2006): Formulas for Sediment Porosity and Settling Velocity. In: *Journal of Hydraulic Engineering* 132 (8), S. 858–862. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2006)132:8(858).

Yakhot, V.; Orszag, S. A.; Thangam, S.; Gatski, T. B.; Speziale, C. G. (1992): Development of turbulence models for shear flows by a double expansion technique. In: *Physics of Fluids A: Fluid Dynamics* 4 (7), S. 1510–1520. DOI: 10.1063/1.858424.

Zanke, Ulrich (2013): Hydraulik für den Wasserbau. 3. Aufl. Berlin u.a.: Springer Vieweg.

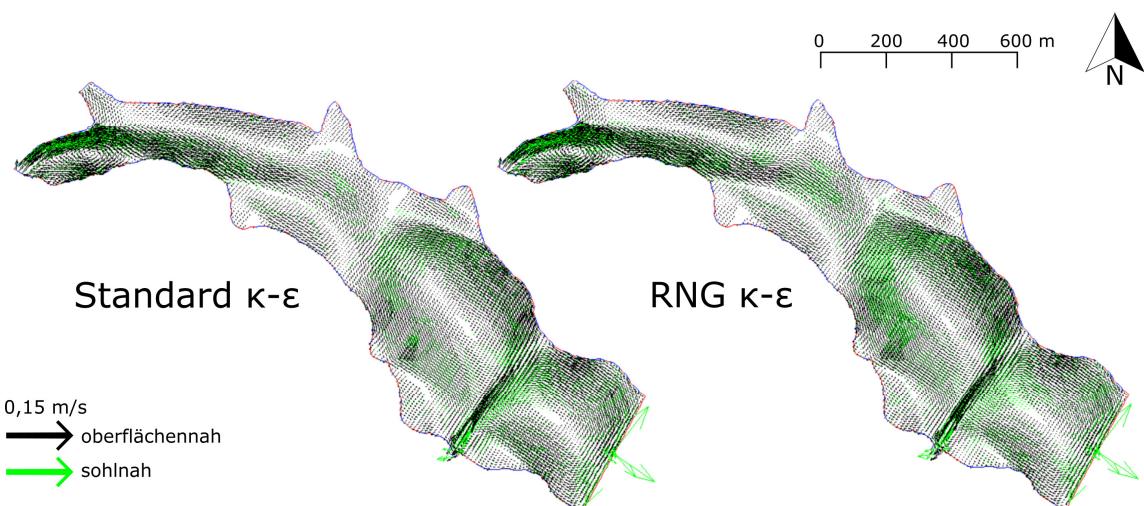
Anhang

Anhang A: Erstellung des Berechnungsgitters

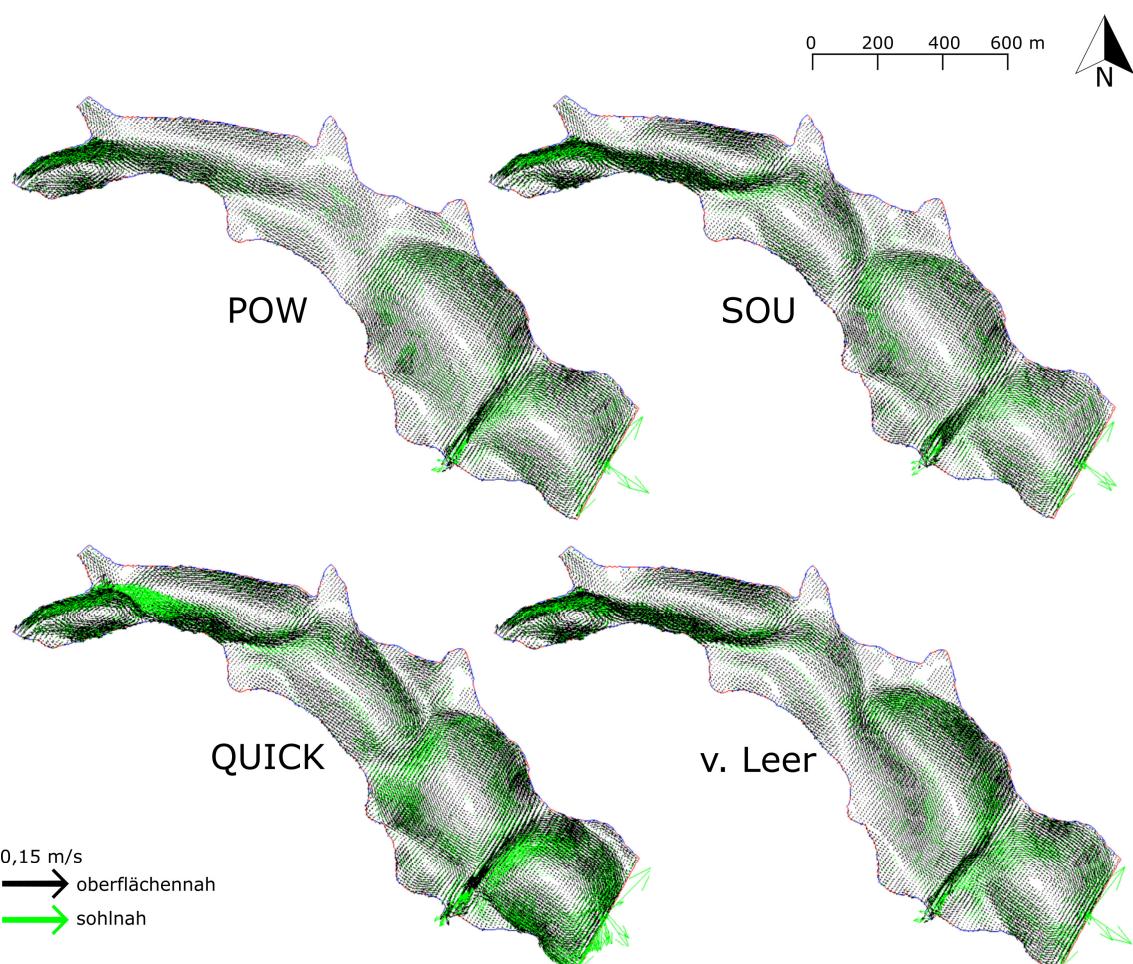


Anhang A-1: Anzahl der Gitterzellen in vertikaler Richtung über die Geometrie des Stauraumes

Anhang B: Stationäre Modelltests

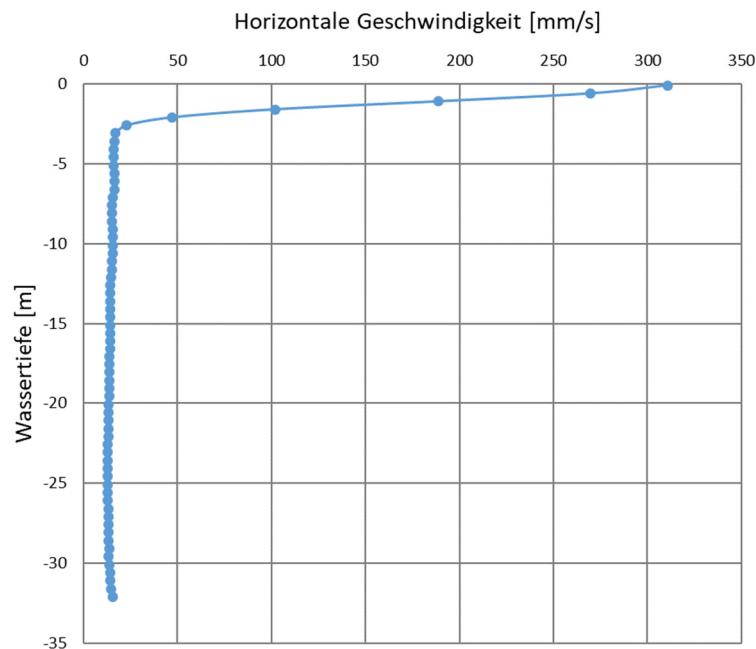


Anhang B-1: Strömungsfelder unter Anwendung des Standard $\kappa-\epsilon$ Turbulenzmodells (links) und des RNG $\kappa-\epsilon$ Turbulenzmodells (rechts)

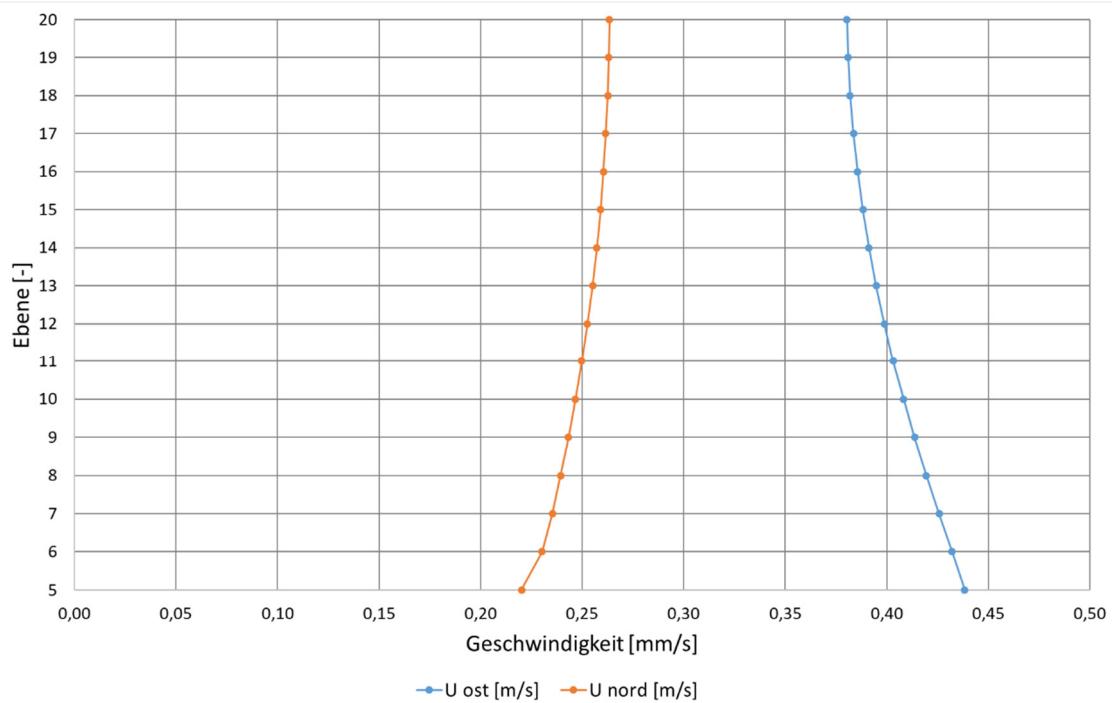


Anhang B-2: Strömungsfelder unter Anwendung des POW-, SOU-, QUICK-, und v.Leer-Verfahrens

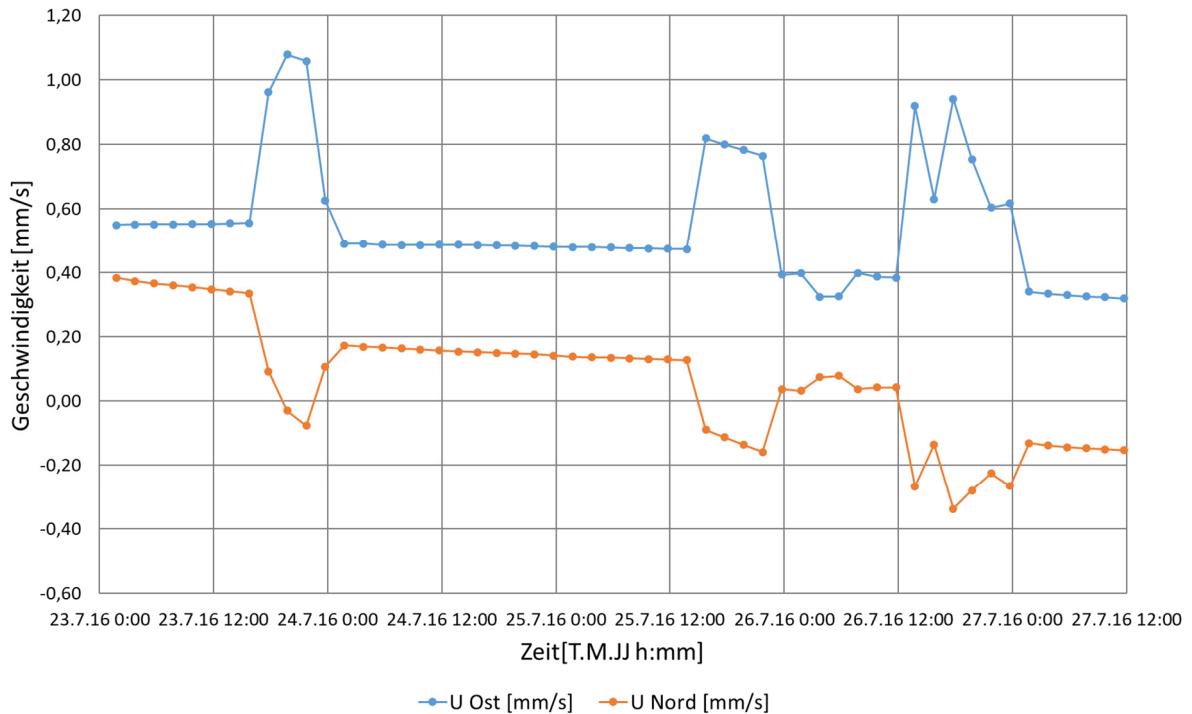
Anhang C: Hydrodynamische Plausibilisierung



Anhang C-1: Zeitlich gemittelte vertikale Geschwindigkeitsverteilung der gemessenen Horizontalgeschwindigkeit

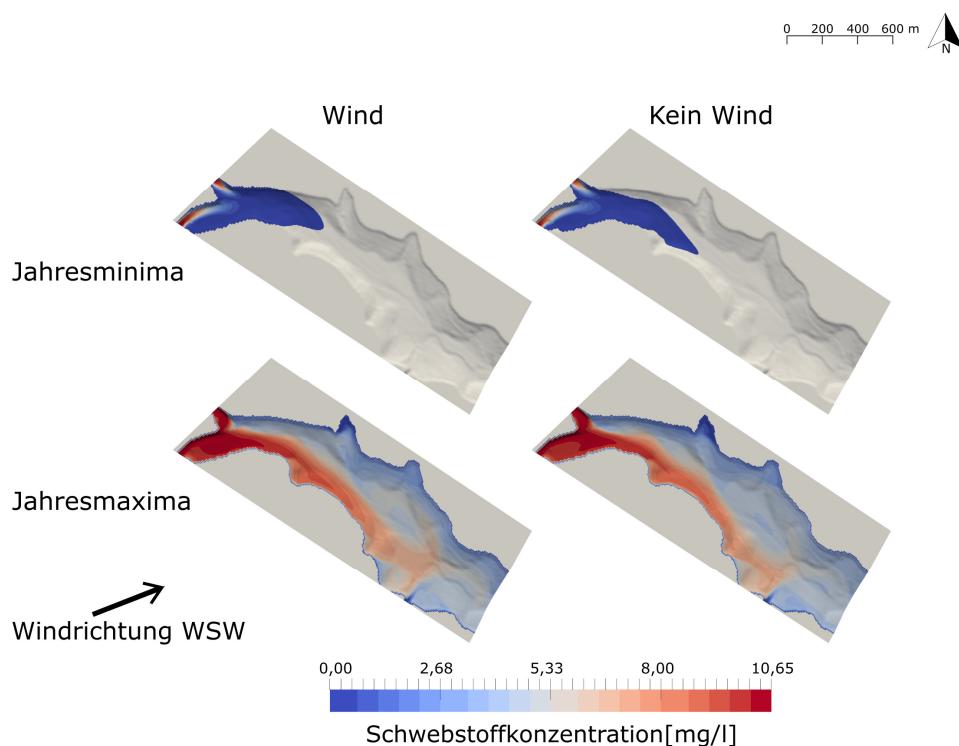


Anhang C-2: Zeitlich gemittelte vertikale Geschwindigkeitsverteilung der simulierten Geschwindigkeit in Richtung Norden und Osten

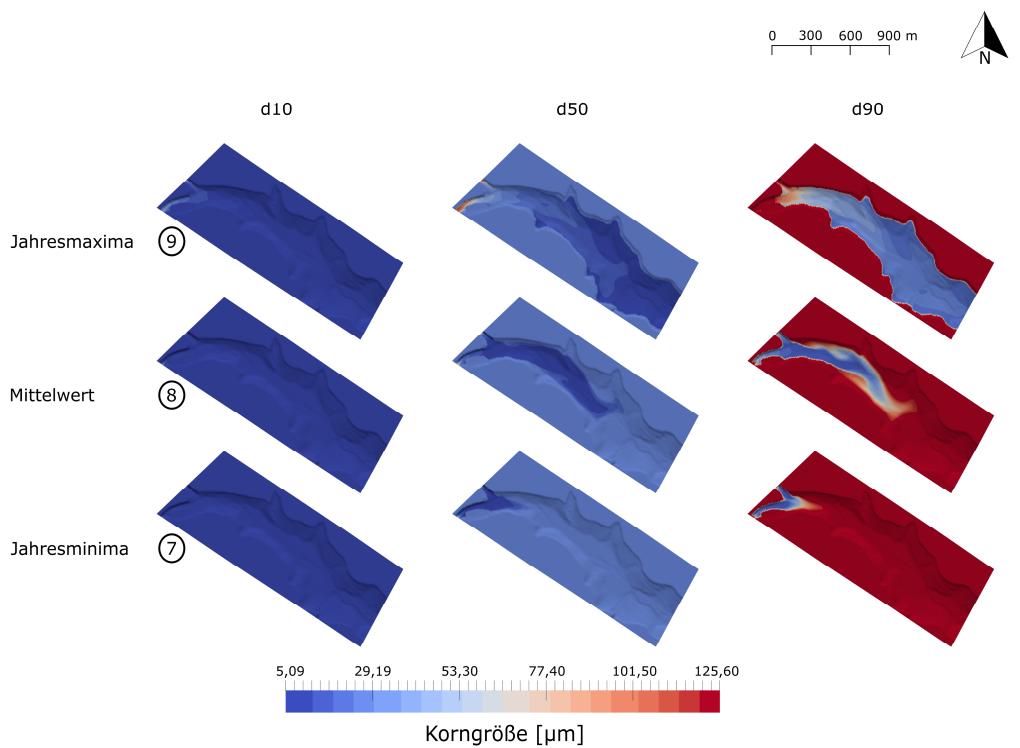


Anhang C-3: Zeitlicher Verlauf der simulierten Geschwindigkeiten während der Plausibilisierungssimulation 1 unter Anwendung des SOU-Verfahrens

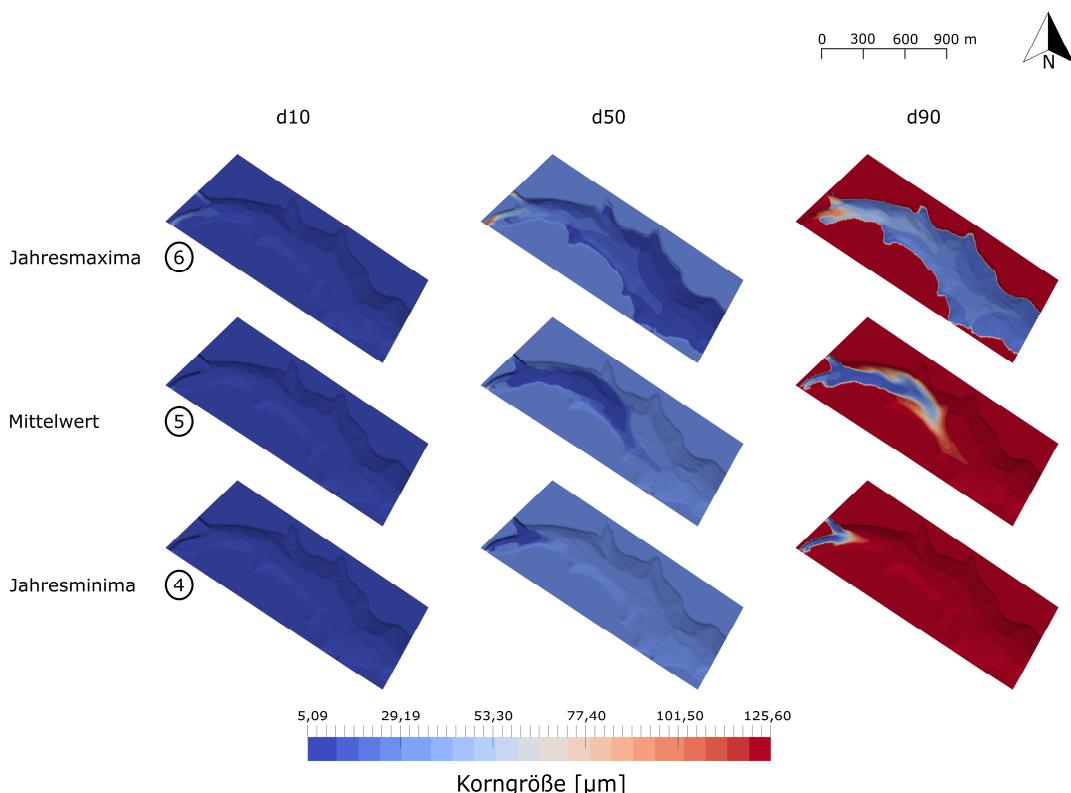
Anhang D: Untersuchung der Sedimentationsvorgänge



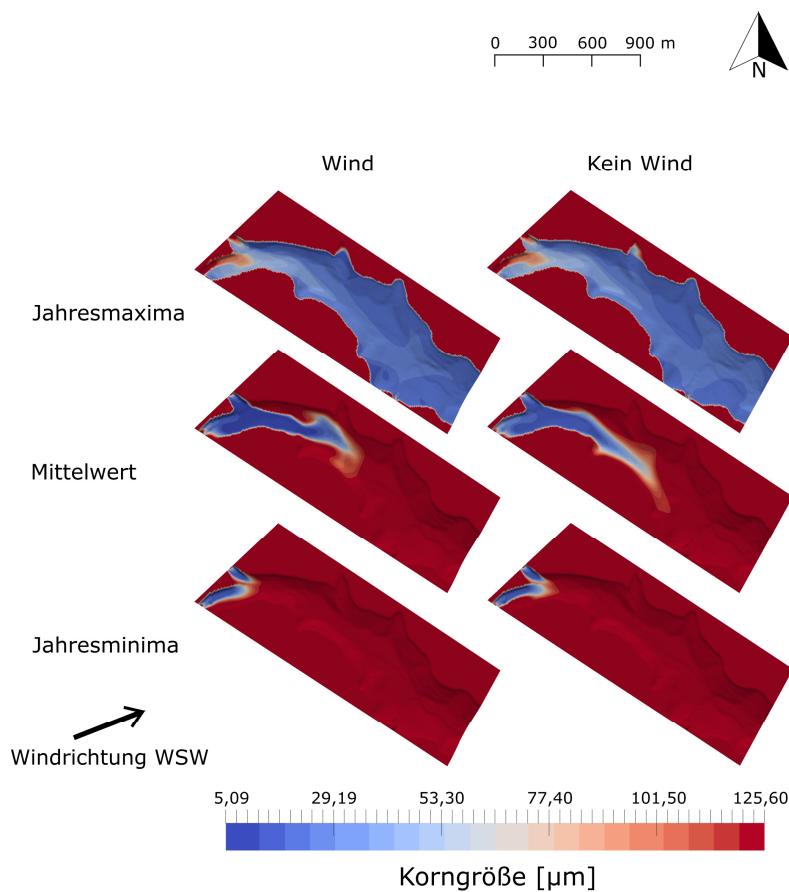
Anhang D-1: Verlauf der Schwebstoffkonzentration für $d = 5,09 \mu\text{m}$ in den Szenarien 1 und 3 mit und ohne Wind



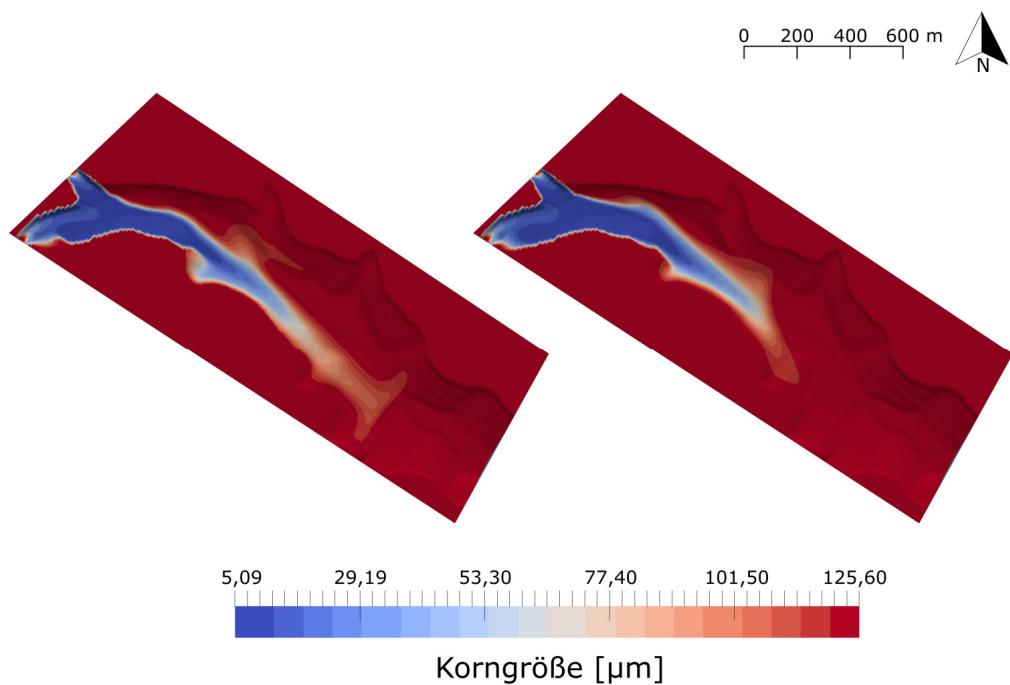
Anhang D-2: Korngrößenverteilung über die Geometrie des Schwarzenbachstausees nach Simulation der Szenarien 7, 8 und 9



Anhang D-3: Korngrößenverteilung über die Geometrie des Schwarzenbachstausees nach Simulation der Szenarien 4, 5 und 6



Anhang D-4: Perzentilwert d90 nach Simulation der Szenarien 1, 2 und 3 mit und ohne Einfluss des Windes



Anhang D-5: Perzentilwert d90 für Szenario 2 unter Anwendung des POW-Verfahrens (rechts) und unter Anwendung des SOU-Verfahrens (links)

Anhang E: Daten CD

Die beiliegende CD enthält die finale Version der Masterarbeit als PDF- und Word-Dokument. Zusätzlich befinden sich auf ihr die erstellten Grafiken und Excel-Tabellen. Die textbasierten Ein- und Ausgabedateien der numerischen Simulationen können, aufgrund des benötigten Speicherplatzes, nicht auf eine DVD/CD geschrieben und befinden sich dementsprechend auf dem Server unter dem Pfad:

Y:\Abt1\Diplomanden\Mouris\Simulationsdateien zur Masterthesis