

Hybride Modellierung der hydrodynamischen Prozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen zur Erlangung des akademischen Grades einer Doktorin der Ingenieurwissenschaften genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Elena Marianne Pummer

Berichter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf

Associate Prof. Nils Rüter (Ph.D.)

Prof. Dr.-Ing. André Niemann

Tag der mündlichen Prüfung:

8. Juli 2016

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Abstract

Currently energy storage systems are indispensable for the energy supply system. They are needed to ensure the required balance between production and demand of energy. As a short to medium term storage pumped storage plants have been used economically over a long period of time, but their expansion is limited locally. The reasons are in particular the required topography and the extensive human land use. Through the use of underground reservoirs instead of surface lakes expansion options could be increased. This work presents for the first time the hydrodynamic processes in underground pumped storage reservoirs. The knowledge of these processes is essential for a successful realization. In this thesis the reservoirs are branched caverns with ventilation, in which open channel flow occurs.

Hydrodynamic processes in underground reservoirs occur due to plant operations and are influenced by the specific design. Based on hybrid modeling the processes are presented and analyzed. Hybrid means here the combination of experimental studies, numerical 3D simulations with OpenFOAM and numerical 2D simulations with TELEMAC-2D. By combining the multiple methods the hydrodynamic processes were analyzed qualitatively and quantitatively and calculation approaches were developed. The local flow processes partly show a great intensity, which is why the knowledge of the time-dependent averages of the flow variables (global effects) is not sufficient as a basis for a hydraulic calculation approach. The highest intensity of the local processes occurs during the filling of the reservoirs. Lower intensity occurs during the emptying of the reservoirs or for interruptions of these operations. Depending on operational and structural factors surge waves, undular bores and breaking bores occur. Independent of the wave type the calculation approaches allow the determination of the maximum water level. With this information the required height of the reservoirs can be sized, as well as the calculation of wave speeds that enable determining the duration of reservoir-oscillations, so that the operational characteristics can be found.

The results that imply the basis for design criteria of underground pumped storage reservoirs go far beyond the current state of knowledge and have to be included in future plans and design developments of underground pumped storage plants.

Kurzfassung

Energiespeicher sind derzeit ein unverzichtbares Element im Energieversorgungssystem, sie sind für den erforderlichen Ausgleich von Energieerzeugung und -nachfrage notwendig. Pumpspeicherwerke als kurz- bis mittelfristige Speicher sind erprobt und wirtschaftlich nutzbar, deren Ausbau ist jedoch vor allem durch die erforderliche Topographie und die bestehende Landnutzung örtlich begrenzt. Durch die Nutzung unterirdischer Reservoirs an Stelle oberirdischer Seen könnten die Ausbaumöglichkeiten erheblich erweitert werden. Diese Arbeit stellt erstmalig die hydrodynamischen Prozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs dar, deren Kenntnis für eine erfolgreiche Realisierung unterirdischer Pumpspeicherwerke unbedingt notwendig ist. Es handelt sich speziell um verzweigte Kanalsysteme mit Belüftung, in denen Freispiegelabfluss vorherrscht.

In unterirdischen Reservoirs entstehen hydrodynamische Prozesse durch den Kraftwerksbetrieb und werden durch die spezielle Konstruktion beeinflusst. Auf Basis einer hybriden Modellierung konnten diese Prozesse dargestellt und analysiert werden. Hybrid bedeutet in diesem Zusammenhang die Kombination aus experimentellen Untersuchungen, numerischen 3D-Simulationen mit OpenFOAM und numerischen 2D-Simulationen mit TELEMAC-2D. Durch die Kombination der verschiedenen Methoden wurden die hydrodynamischen Prozesse qualitativ und quantitativ erfasst und Berechnungsansätze entwickelt. Die lokale Ausprägung der Strömungsprozesse zeigt zum Teil eine große Intensität, weshalb die Kenntnis der zeitabhängigen Mittelwerte (globale Effekte) der Strömungsgrößen nicht als Grundlage für eine Bemessung ausreicht. Die Intensität der Prozesse ist bei der Füllung der Reservoirs größer als bei der Leerung oder bei Unterbrechungen der Vorgänge. In Abhängigkeit betrieblicher und konstruktiver Parameter treten dort Schwallwellen auf, die sich in Einzelwellen auflösen oder brechen. Die Berechnungsansätze ermöglichen unabhängig von der auftretenden Wellenart zum einen die Bestimmung der maximalen Wasserstände, wodurch die erforderliche Höhe der Reservoirs bemessen werden kann. Zum anderen können die Wellengeschwindigkeiten berechnet werden, die die Ermittlung der Dauer der Reservoir-Schwingungen ermöglichen, wodurch die betrieblichen Eigenschaften bestimmt werden.

Die Ergebnisse, die die Bemessungsgrundlagen für unterirdische Pumpspeicherwerke darstellen, gehen weit über den derzeitigen Wissensstand hinaus und müssen in die zukünftige Planung und Projektierung von unterirdischen Pumpspeicherwerken miteinbezogen werden.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	XI
Tabellenverzeichnis	XIX
Abkürzungsverzeichnis	XXI
1 Einleitung	1
1.1 Hintergrund	1
1.2 Problemstellung und Zielsetzung	4
1.3 Methodisches Vorgehen.....	5
2 Grundlagen	9
2.1 Definitionen und Methodik.....	9
2.2 Unterirdische Pumpspeicherwerke	12
2.2.1 Speicherbetrieb.....	12
2.2.2 Design mit Priorität auf die Reservoirs	13
2.3 Unterirdische Pumpspeicherreservoirs.....	17
2.3.1 Globale Strömungseffekte.....	17
2.3.2 Lokale Strömungsprozesse.....	17
2.4 Zwischenfazit und Schlussfolgerungen für die Untersuchung.....	28
3 Konzept zur Ermittlung der hydrodynamischen Prozesse	31
3.1 Einführung.....	31
3.2 Konzeptionierung	32
3.2.1 Speicherbetrieb.....	32
3.2.2 Reservoir-Design	33
3.3 Methodische Umsetzung.....	36
3.3.1 Hybride Modellierung	36
3.3.2 Versuchskonzept.....	37
3.4 Zwischenfazit	40

4	Experimentelle Untersuchung im Rahmen hybrider Modellierung	41
4.1	Einführung.....	41
4.2	Modell	41
4.2.1	Aufbau	41
4.2.2	Messtechnik	43
4.3	Kalibrierung und Validierung	46
4.4	Modell- und Maßstabeffekte	47
4.5	Versuchsdurchführung	48
4.6	Datenaufbereitung.....	49
4.7	Zwischenfazit	50
5	CFD-Simulation im Rahmen hybrider Modellierung	51
5.1	Einführung.....	51
5.2	Beschreibung und Auswahl von Softwarepaketen.....	52
5.3	Numerische 3D-Simulation [OpenFOAM].....	53
5.3.1	Räumliche Diskretisierung.....	53
5.3.2	Zeitliche Diskretisierung	55
5.3.3	Solver.....	56
5.3.4	Anfangs- und Randbedingungen.....	57
5.4	Numerische 2D-Simulation [TELEMAC-2D]	59
5.4.1	Räumliche Diskretisierung.....	59
5.4.2	Zeitliche Diskretisierung	60
5.4.3	Solver.....	60
5.4.4	Anfangs- und Randbedingungen.....	60
5.5	Kalibrierung und Validierung	61
5.6	Modell- und Maßstabeffekte	62
5.7	Datenaufbereitung.....	63
5.8	Zwischenfazit	63
6	Ergebnisse zu globalen Strömungseffekten	65
6.1	Einführung und Vorgehen bei der Analyse	65
6.2	Analyse von Füllvorgang und Füllstopp.....	65
6.3	Analyse von Leervorgang und Leerstopp	67
6.4	Bestimmung und Konkretisierung des relevanten Betriebsvorgangs	69
6.5	Zwischenfazit	73

7	Ergebnisse zu lokalen Strömungsprozessen	75
7.1	Einführung und Vorgehen bei der Analyse	75
7.2	Phänomenologische Beschreibung	76
7.2.1	Einteilung der lokalen Prozesse nach Wellenart und Darstellung der Relevanz.....	76
7.2.2	Charakteristik der relevanten lokalen Prozesse.....	81
7.3	Abhängigkeit von betrieblichen Parametern	89
7.3.1	Analyse zum Einfluss des Durchflusses	89
7.3.2	Analyse zum Einfluss des Initialwasserstands.....	94
7.4	Abhängigkeit von konstruktiven Parametern	98
7.4.1	Analyse zum Einfluss von Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen.....	98
7.4.2	Analyse zum Einfluss des Sohlgefälles	106
7.4.3	Analyse zum Einfluss der Rauheit.....	110
7.5	Berechnungsansätze.....	115
7.6	Zwischenfazit	116
8	Anwendungsbeispiel	117
9	Zusammenfassung und Ausblick	121
9.1	Zusammenfassung.....	121
9.2	Bewertung der wesentlichen Ergebnisse.....	123
9.3	Zukünftiger Forschungs- und Entwicklungsbedarf	124
	Literaturverzeichnis	XIX
	Anhang	XXXIII
A.1.	Gitternetzgenerierung [OpenFOAM].....	XXXIII
A.2.	Konvergenzanalyse [OpenFOAM]	XXXVII
A.3.	Diskretisierung [OpenFOAM].....	XXXVII
A.4.	Parametrisierung [OpenFOAM]	XLI
A.5.	Steuerungsdatei [TELEMAC-2D].....	XLVIII
A.6.	Steuerungsdatei [BASEPlane].....	L
	Danksagung	LIII

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Aufbau eines unterirdischen Pumpspeicherwerks, beispielhaft mit einem Kanalsystem als unteres und einem See als oberes Reservoir	3
Abbildung 2:	Methodisches Vorgehen.....	5
Abbildung 3:	Relevante Fachdisziplinen für das Design unterirdischer Pumpspeicherreservoirs	11
Abbildung 4:	Foto eines Bergwerks (SOPOTNICKI 2015).....	15
Abbildung 5:	Schematische Darstellung einer in Einzelwellen aufgelösten Schwallwelle [oben] und einer brandenden Schwallwelle [unten], im Längsschnitt [links] und im Querschnitt [rechts] (verändert nach AIGNER UND BOLLRICH (2012, S. 312)).....	20
Abbildung 6:	Schematische Darstellung einer Sunkwelle [oben] und einer Sunkwelle mit Schwallwelle [unten], im Längsschnitt [links] und Querschnitt [rechts] (verändert nach AIGNER UND BOLLRICH (2012, S. 312)).....	28
Abbildung 7:	Konzeptionierung der betrieblich relevanten Parameter	32
Abbildung 8:	Durchfluss im Zeitverlauf für die vier relevanten Betriebszustände im Versuchskonzept.....	33
Abbildung 9:	Konzeptionierung der konstruktiv relevanten Parameter.....	33
Abbildung 10:	Entwickelte Design-Referenz für ein belüftetes unterirdisches Pumpspeicherreservoir.....	34
Abbildung 11:	Wasserstands-, Volumen-, und Flächenverhältnis des unterirdischen Reservoirs	35
Abbildung 12:	Konstruktive Varianten des unterirdischen Reservoirs.....	36

Abbildung 13:	Aufbau des hydraulischen Modells in der Versuchshalle des IWW	42
Abbildung 14:	Verwendete Materialien im hydraulischen Modell	42
Abbildung 15:	Koordinaten der Messpunkte im hydraulischen Modell	43
Abbildung 16:	Durchflussmesser (DigitalFlow DF868) zur Durchflussmessung im hydraulischen Modell [links] und die technischen Merkmale [rechts]	44
Abbildung 17:	Ultraschallsonden (mic +35/IU/TC) zur Wasserstandsmessung im hydraulischen Modell [links] und die technischen Merkmale [rechts]	44
Abbildung 18:	Strömungsmessgerät (MiniWater6 Micro) zur Fließgeschwindigkeitsmessung im hydraulischen Modell [links] und die technischen Merkmale [rechts].....	45
Abbildung 19:	Messwerterfassung im hydraulischen Modell: Signalverarbeitung [links] und Darstellung am PC [rechts].....	46
Abbildung 20:	Gegenüberstellung der Messwerte und vollständig konvergenter Werte von h/h_{MAX} , beispielhaft für Versuchsreihe 1 und 2	47
Abbildung 21:	Darstellung komplexer Stellen der Gitternetzgenerierung. Ein- und Auslaufbauteil [links], Kanalaufteilung [Mitte], Ende des Kanalsystems [rechts] [OpenFOAM].....	55
Abbildung 22:	Randbedingungen [OpenFOAM]	58
Abbildung 23:	Gitternetz im Einlaufbereich [TELEMAC-2D]	59
Abbildung 24:	Mittlere relative Abweichung der Wasserstände an den Messpositionen bei der numerischen 3D- und 2D-Simulation im Vergleich zur experimentellen Untersuchung [$Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_{MAX} = 0,1 \text{ m}$] (verändert nach PUMMER ET AL. (2014b)).....	61
Abbildung 25:	Relative Abweichung der Ankunftszeiten der Wellen an den Messpositionen bei der numerischen 3D- und 2D-Simulation im Vergleich zur experimentellen Untersuchung [$Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_{MAX} = 0,1 \text{ m}$]	62
Abbildung 26:	Berechnete globale Effekte und gemessene Wasserspiegelverhältnisse für die Referenz-Füllung und den Referenz-Füllstopp.....	66

Abbildung 27:	Abweichung des Wasserspiegelverhältnisses zu den zeitabhängigen Mittelwerten für die Referenz-Füllung [oben] und den Referenz-Füllstopp [unten] im experimentellen Modellversuch.....	67
Abbildung 28:	Berechnete globale Effekte und gemessene Wasserspiegelverhältnisse für die Referenz-Leerung und den Referenz-Leerstopp.....	68
Abbildung 29:	Abweichung des Wasserspiegelverhältnisses zu den zeitabhängigen Mittelwerten für die Referenz-Leerung [oben] und den Referenz-Leerstopp [unten] im experimentellen Modellversuch.....	69
Abbildung 30:	Ergebnisse zur Abweichung der globalen Effekte der Durchflüsse $0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$ und $0.0005 \text{ m}^3/\text{s}$ [oben] und Abweichung der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert [unten] aus den experimentellen Untersuchungen	70
Abbildung 31:	Ergebnisse zur Abweichung der globalen Effekte der Referenz-Füllung [$h_0 = 0.02 \text{ m}$] und der Füllung bei einem Initialwasserstand von 0.06 m [oben] und Abweichung der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert [unten] aus den experimentellen Untersuchungen.....	71
Abbildung 32:	Ergebnisse zur Abweichung der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert für die Referenz-Füllung [links], die Variante ohne Abzweig und Richtungsänderung ($b_{\text{GES}} = 0.141 \text{ m}$) [Mitte] und die Variante mit einer Richtungsänderung ($b_{\text{GES}} = 0.1 \text{ m}$) [rechts] aus der hybriden Modellierung.....	72
Abbildung 33:	Ergebnisse zur Abweichung der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert für die Referenz-Füllung [links] und für die Füllung des Reservoirs ohne Sohlgefälle [rechts] aus der hybriden Modellierung	72
Abbildung 34:	Ergebnisse zur Abweichung des Wasserspiegelverhältnisses von deren zeitabhängigem Mittelwert für die Referenz-Füllung [links] und für die Füllung des rauen Reservoirs [rechts] aus der hybriden Modellierung	73
Abbildung 35:	Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung.....	77
Abbildung 36:	Wasserstand (h_1) über die Zeit (t) für die Bereiche Anfang [links], Mitte [Mitte] und Ende [rechts] während der Referenz-Füllung [Kennzeichnung des maximalen Wasserstands ($h_{1,\text{MAX}}$) im Anfangsbereich]	78

Abbildung 37:	Wasserstand (h_1) über die Zeit (t) für die Bereiche Anfang [links], Mitte [Mitte] und Ende [rechts] während der Referenz-Füllung, nach der ersten Totalreflexion.....	79
Abbildung 38:	Wellengeschwindigkeiten in der numerischen 3D-Simulation für verschiedene Messpositionen (X) im Reservoir	80
Abbildung 39:	Wellengeschwindigkeiten für die numerische 3D-Simulation für verschiedene Messpositionen (X) im Reservoir, nach der ersten Totalreflexion	80
Abbildung 40:	Fließgeschwindigkeiten der numerischen 3D-Simulation im Einlaufbauwerk, bei Entstehung der Schwallwelle [links] und Schwallwelle im experimentellen Modellversuch [rechts] [$t = 0.5$ s]	81
Abbildung 41:	Entwicklung der Welle im Einlaufkanal. Darstellung verschiedener Zeitpunkte der Referenz-Füllung der numerischen 3D-Simulation	83
Abbildung 42:	Wellenform der experimentellen Untersuchungen im Einlaufbereich im Vergleich zur cnoidalen Wellentheorie, der Einzelwellentheorie und der linearen Wellentheorie.....	84
Abbildung 43:	Numerische Ergebnisse der 3D-Simulation zu den dreidimensionalen Fließgeschwindigkeiten im Einlaufkanal für die Zeitpunkte 0.5 s, 1.0 s und 1.5 s	85
Abbildung 44:	Wellenhöhe in den experimentellen Untersuchungen im Anfangsbereich der vier Kanäle im Vergleich zur cnoidalen Wellentheorie, zur Einzelwellentheorie und zur linearen Wellentheorie.....	87
Abbildung 45:	In Einzelwellen aufgelöste Schwallwelle im hydraulischen Modell	88
Abbildung 46:	Brandende Schwallwelle im hydraulischen Modell.....	88
Abbildung 47:	Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für sechs verschiedene Durchflüsse.....	90
Abbildung 48:	Wasserstandsverhältnisse im experimentellen Modellversuch in Abhängigkeit der dimensionslosen Zeitkonstante im Anfangsbereich des Reservoirs für sechs verschiedene Durchflüsse	91

Abbildung 49: Überprüfung der berechneten maximalen Wasserstandsverhältnisse mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für sechs verschiedene Durchflüsse	92
Abbildung 50: Überprüfung der berechneten mittleren Wellengeschwindigkeiten mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für sechs verschiedene Durchflüsse	92
Abbildung 51: Überprüfung der berechneten Dauern der Reservoir-Schwingungen mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für sechs verschiedene Durchflüsse	93
Abbildung 52: Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung und für zwei weitere Varianten mit größerem Initialwasserstand	95
Abbildung 53: Wasserstandsverhältnisse des experimentellen Modellversuchs für drei verschiedene Initialwasserstände	96
Abbildung 54: Überprüfung der berechneten maximalen Wasserstandsverhältnisse mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für drei verschiedene Initialwasserstände	96
Abbildung 55: Überprüfung der berechneten mittleren Wellengeschwindigkeiten mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für drei verschiedene Initialwasserstände	97
Abbildung 56: Überprüfung der berechneten Dauern der Reservoir-Schwingungen mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für drei verschiedene Initialwasserstände	97
Abbildung 57: Entwicklung der Welle im Einlaufkanal für verschiedene Zeitpunkte der Referenz-Füllung und der Variante ohne Richtungsänderung (=Variante mit einer Richtungsänderung) in der numerischen 3D-Simulation	99
Abbildung 58: Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung und für vier weitere Varianten mit unterschiedlicher Anzahl an Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen	100

Abbildung 59:	Darstellung der Fließgeschwindigkeitsvektoren im Einlauf- und Anfangsbereich der Design-Referenz [links] und der Variante mit einem Abzweig [rechts] der numerischen 3D-Simulation.....	101
Abbildung 60:	Entwicklung der Welle in Kanal 4. Darstellung des Zeitpunktes $t = 20$ s für die Referenz-Füllung [oben] und für die Variante mit einer Richtungsänderung [unten] in der numerischen 3D-Simulation	102
Abbildung 61:	Tiefengemittelte Fließgeschwindigkeiten im Referenzzustand [oben] und in der Variante ohne Abzweig und ohne Richtungsänderung [unten] im Endbereich der Reservoirs vor und nach der Reflexion	103
Abbildung 62:	Überprüfung der berechneten maximalen Wasserstandsverhältnisse mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für fünf verschiedene konstruktive Varianten mit unterschiedlicher Anzahl an Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen	104
Abbildung 63:	Überprüfung der berechneten mittleren Wellengeschwindigkeiten mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für fünf verschiedene konstruktive Varianten mit unterschiedlicher Anzahl an Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen	105
Abbildung 64:	Überprüfung der berechneten Dauern der Reservoir-Schwingung mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für fünf verschiedene konstruktive Varianten mit unterschiedlicher Anzahl an Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen	105
Abbildung 65:	Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung im experimentellen Modellversuch und für die Variante ohne Sohlgefälle in der numerischen 3D-Simulation	107
Abbildung 66:	Wellengeschwindigkeiten an verschiedenen Positionen während der Referenz-Füllung und der Füllung des Reservoirs ohne Sohlgefälle in der numerischen 3D-Simulation.....	108
Abbildung 67:	Fließgeschwindigkeiten in x-Richtung in der Draufsicht für das Referenzmodell und die Variante ohne Sohlgefälle	108

Abbildung 68:	Überprüfung der berechneten maximalen Wasserstandsverhältnisse mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das Reservoir ohne Sohlgefälle.....	109
Abbildung 69:	Überprüfung der berechneten mittleren Wellengeschwindigkeiten mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das Reservoir ohne Sohlgefälle.....	109
Abbildung 70:	Überprüfung der berechneten Dauern der Reservoir-Schwingungen mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das Reservoir ohne Sohlgefälle.....	110
Abbildung 71:	Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung und für die Füllung der rauen Variante.....	111
Abbildung 72:	Entwicklung der Welle im glatten und im rauen Reservoir. Darstellung der relativen Wellenhöhe (H_{MAX}/h_0) für verschiedene Bereiche des Reservoirs	112
Abbildung 73:	Überprüfung der berechneten maximalen Wasserstandsverhältnisse mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das raue Reservoir.....	113
Abbildung 74:	Überprüfung der berechneten mittleren dimensionslosen Wellengeschwindigkeiten mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das raue Reservoir.....	114
Abbildung 75:	Überprüfung der berechneten Dauern der Reservoir-Schwingungen mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das raue Reservoir.....	114
Abbildung 76:	Abmessungen für drei beispielhafte unterirdische Pumpspeicherreservoirs (Vergleich zum Unterbecken des Kopswerk II).....	120

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Zusammenfassende Ergebnisse aus Schrifttumsanalyse und Experteninterviews zum Betrieb von UPSW (PUMMER UND KERPEN 2013, 2014).....	13
Tabelle 2:	Zusammenstellung der Inhalte einer Auswahl wichtiger Studien zum Thema UPSW	14
Tabelle 3:	Relevante Ergebnisse aus Schrifttumsanalyse und Experteninterviews zum Design von UPSR (PUMMER UND KERPEN 2013, 2014)	16
Tabelle 4:	Übersicht über Grenzwerte und Versuchsbedingungen zu den Wellenarten nach Referenz.....	22
Tabelle 5:	Mathematische Beschreibung von Schwallwellen, in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen und brandenden Schwallwellen im Rechteckquerschnitt.....	24
Tabelle 6:	Versuchskonzept für die betrieblichen Einflussfaktoren	38
Tabelle 7:	Versuchskonzept für die konstruktiven Einflussfaktoren	39
Tabelle 8:	Messtechnik	43
Tabelle 9:	Entwickelte Berechnungsansätze	116
Tabelle 10:	Merkmale für drei beispielhafte unterirdische Pumpspeicherreservoirs (Vergleich zum Unterbecken des Kopswerk II)	118

Abkürzungsverzeichnis

a	Beschleunigung [m/s ²]
A	Fläche [m ²]
A _{DIFFUSOR}	Fläche Diffusor [m ²]
A _{GRUND}	Grundfläche [m ²]
alphawater	Volume-of-Fluid-Parameter [-]
alpha1	Volume-of-Fluid-Parameter [-]
A _{QUER}	Querschnittsfläche [m ²]
A _X	Fläche an der Position x [m ²]
b	Breite [m]
b'	Für teilreflektierte Welle relevante Breite [-]
b''	Breite nach Querschnittsänderung [-]
b _{DIFFUSOR}	Breite Diffusor [m]
b _{EINLAUFKANAL}	Breite Einlaufkanal [m]
b _{GES}	Gesamte Breite [m]
b _{KANAL}	Breite Kanal [m]
b _{VERBINDUNG}	Breite Verbindungskanal [m]
c	Wellengeschwindigkeit [m/s]
C	Abflussbeiwert (bei undurchlässigem Untergrund C=0, bei voll durchlässigem Untergrund C=1)
c'	Wellengeschwindigkeit der teilreflektierten Welle [m/s]
c''	Wellengeschwindigkeit nach Querschnittsänderung [m/s]
C _s	Parameter für die Ungleichförmigkeit der Rauheit [-]
CFL	Courant-Friedrichs-Lewy-Zahl [-]
D	Durchmesser [m]
f	Frequenz [Hz]
f	Relative Messabweichung [-]
f _{h1,MW}	Mittlere relative Messabweichung des Wasserstandes [-]
f _{t,SONDE}	Messabweichung der Ankunftszeit an der Sonde [-]
Fr	Froude-Zahl [-]
Fr ₁	Froude-Zahl bei Wellenentstehung [-]
g	Gravitationskonstante [m/s ²]

h	Höhe [m]
h_{DIFFUSOR}	Höhe Diffusor [m]
H	Wellenamplitude [m]
H'	Wellenhöhe der teilreflektierten Welle [m]
H''	Wellenhöhe nach Querschnittsänderung [m]
H_M	Mittlere Wellenhöhe [m]
H_{MAX}	Maximale Wellenhöhe [m]
h_0	Initialwasserstand [m]
h_1	Wasserstand [m]
$h_{1,\text{MAX}}$	Maximaler Wasserstand [m]
k	Turbulenzenergie [m^2/s^2]
k_S	Äquivalente Sandrauheit [m]
L	Länge/ Wellenlänge [m]
$L_{\text{EINLAUFKANAL}}$	Länge Einlaufkanal [m]
L_{KANAL}	Länge Kanal [m]
$L_{\text{VERBINDUNG}}$	Länge Verbindungskanal [m]
m	Steigung Gerade [-]
n	Anzahl [-]
$n_{\text{KANÄLE}}$	Anzahl Kanäle [-]
p	Druck [$\text{kg}/(\text{ms}^2)$]
PSW	Pumpspeicherwerk
Q	Durchfluss [m^3/s]
Re	Reynolds-Zahl [-]
t	Zeit [s]
T	Zeitdauer [s]
t_n	Zeitpunkt n [s]
t_{n+1}	Zeitpunkt n + 1 [s]
t_0	Anfangszeitpunkt [s]
$u_{\text{magnitude}}$	Fließgeschwindigkeit [m/s]
u_x	Fließgeschwindigkeit in x-Richtung [m/s]
u_y	Fließgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]
u_z	Fließgeschwindigkeit in z-Richtung [m/s]
UPSR	Unterirdisches Pumpspeicherreservoir
UPSW	Unterirdisches Pumpspeicherwerk
v	Fließgeschwindigkeit [m/s]
v_{DIFFUSOR}	Fließgeschwindigkeit Diffusor [m/s]
v_M	Mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
v_0	Anfängliche Fließgeschwindigkeit [m/s]
w	Relativgeschwindigkeit der Welle [m/s]

We	Weber-Zahl [-]
WSP ₀	Initialwasserspiegel [m]
WSP ₁	Wasserspiegel [m]
x	Koordinatenrichtung [-]
X	Position [m]
x _s	Länge Strahlachse [m]
y	Koordinatenrichtung [-]
z	Koordinatenrichtung [-]
z	Höhe [m]
α	Koeffizient cnoidale Wellentheorie [-]
β	Winkel für Abzweige/ Richtungsänderungen [°]
Δ	Differenz [-]
δ	Differenz [-]
ε	Dissipationsrate [(m ² /s ²)/s]
η	Dynamische Viskosität [m/(ms ²)]
ν	Kinematische Viskosität [m ² /s]
ρ	Dichte [kg/s ²]
σ	Oberflächenspannung [N/m ²]
θ	Winkel Sohlgefälle [°]
Φ	Unbekannte Größe [-]
Φ ₀	Unbekannte Größe zum Zeitpunkt 0 [-]
Φ _n	Unbekannte Größe zum Zeitpunkt n [-]

1 Einleitung

1.1 Hintergrund

Eine der größten Herausforderungen dieses Jahrhunderts stellt die zuverlässige, wirtschaftliche und vor allem umweltverträgliche Energieversorgung dar (BMU 2013). In Deutschland sollen dafür die Nutzung fossiler und nuklearer Energieträger reduziert und die erneuerbaren Energien ausgebaut werden. Diese sollen bis zum Jahr 2025 einen Anteil von mindestens 40% und bis zum Jahr 2050 von mindestens 80% der Stromerzeugung erreichen (BMU 2013). Der notwendige Ausgleich von Energieerzeugung und -nachfrage führt durch die schwankende Einspeisung erneuerbarer Energien zu neuen Herausforderungen an zukünftige Technologien der Energieerzeugung sowie deren Zusammenspiel, an Stromnetze und an Stromspeicher. Leistungsstarke Energiespeicher im Kurz-, Mittel- und Langzeitspeicherbereich müssen bei diesem Ausgleich unterstützend mitwirken. Laut einer Studie zu Energiespeichern des Verbandes der Elektrotechnik Elektronik Informationstechnik (VDE) werden Energiespeicher in Deutschland ab einem Anteil von rd. 40% an erneuerbaren Energien ein unverzichtbares Element des Stromversorgungssystems sein, was einen erheblichen Speicherausbau notwendig macht (ADAMEK ET AL. 2012).

Zurzeit sind Pumpspeicherwerke die einzige erprobte und wirtschaftlich nutzbare kurz- bis mittelfristige Speichertechnologie (HUNDT ET AL. 2010). Sie nutzen die potentielle Energie des Wassers zur Energiespeicherung, indem aus einem niedriger gelegenen Becken (Unterbecken) Wasser über Rohrleitungen in ein höher gelegenes Becken (Oberbecken) gepumpt und dort gespeichert wird (mit Energiezufuhr). Umgekehrt wird das Wasser aus dem Oberbecken abgelassen, um Energie über Turbinen und Generatoren zu erzeugen. Hierfür sind natürliche Höhenunterschiede erforderlich, die Speicherkapazität ist abhängig von der nutzbaren Höhendifferenz und der Größe der Speicherbecken. Die Abhängigkeit von der Topographie ist nur einer der limitierenden Faktoren für den Ausbau klassischer Pumpspeicherwerke, der zu der Alternatividee der unterirdischen Pumpspeicherwerke führte (FESSENDEN 1917). Unterirdische Pumpspeicherwerke funktionieren prinzipiell wie die klassischen Pumpspeicherwerke, jedoch wird mindestens ein Speicherbecken untertage errichtet, was erhebliche Vorteile bzgl.

Landnutzung, Flächenbedarf, Höhendifferenzen, Akzeptanz, etc. erwarten lässt (PUMMER ET AL. 2013d). In Ländern, in denen keine natürlichen Höhenunterschiede vorliegen, würde die unterirdische Bauweise überhaupt erst den Bau von Pumpspeicherwerken ermöglichen. Die große Herausforderung besteht darin, die seit über 100 Jahren technisch erprobte Technologie der klassischen Pumpspeicherwerke auf die zukünftigen betrieblichen Anforderungen und die speziellen konstruktiven, technischen, geologischen, ökologischen, rechtlichen und sonstigen Randbedingungen eines unterirdischen Pumpspeicherwerks anzupassen (VENNEMANN 2011; GUTSCHI ET AL. 2011).

Die Funktion der Energiespeicherung der klassischen Pumpspeicherwerke soll bei unterirdischen Pumpspeicherwerken (UPSW) erhalten bleiben, weshalb sich die einzelnen Elemente der unterirdischen Pumpspeicherwerke (ausgenommen die Speicherbecken) nicht entscheidend von denen klassischer oberirdischer Pumpspeicherwerke unterscheiden (SCHÜTTRUMPF UND PUMMER 2014). Als Speicherbecken sollen allerdings untertägige geschlossene, belüftete Hohlräume genutzt werden. Ihre geometrische Form und ihre Dimensionen können entweder an die Form bestehender Hohlräume angepasst werden (z. B. stillgelegte Bergwerke für den Abbau von Salz, Kohle oder Erz), oder im Falle einer Neuauffahrung von Hohlräumen (z. B. im Festgestein) auch direkt an die spezifischen Anforderungen an Energiespeicher (z. B. Betrieb und Dimensionierung) angepasst werden. Die Kraftwerke können komplett unter Tage liegen, oder nur einzelne Reservoirs bzw. ein Reservoir¹. Es wird in offene und geschlossene Systeme oder eine Kombinationen aus diesen unterschieden, womit der Austausch mit dem umliegenden Grundwasser gemeint ist (NIEMANN 2014). Abbildung 1 zeigt einen möglichen Aufbau unterirdischer Pumpspeicherwerke. Weitere Vorschläge zum Aufbau finden sich u. a. bei NIEMANN (2014), PERAU (2013), PUMMER ET AL. (2014a), PICKARD (2012), PHILLIPS ET AL. (2013). Die Einflüsse der Geometrie der Hohlräume auf die Füll- und Leervorgänge unterirdischer Reservoirs im Pumpspeicherbetrieb sind derzeit nicht bekannt und es wird erwartet, dass im ungünstigsten Fall Einschränkungen im Betrieb, erhöhte Energieverluste, geologische Instabilitäten und damit ein Verlust der Leistungsfähigkeit ggf. aber auch Betriebsausfälle auftreten können (SCHÜTTRUMPF UND PUMMER 2014). In diesem Zusammenhang ist in Einzelkavernen und in unterirdische Kanalsysteme zu unterscheiden. Unter Einzelkavernen sind Reservoirs mit einem großen Höhen- zu Längenverhältnis zu verstehen, wobei sich Kanalsys-

¹ Der Begriff „Reservoir“ wird hier für unterirdische Hohlräume, ggf. Kavernen oder Stollen verwendet, um eine Abgrenzung zu „Speicherbecken“ in klassischen Pumpspeicherwerken deutlich zu machen

teme aus Kanälen zusammensetzen, die ein großes Längen- zu Höhenverhältnis haben. Kanalsysteme können sehr unterschiedlich aufgebaut sein und stellen hydrodynamisch einen besonders komplexen Fall dar. Eine hydrodynamisch optimierte Form würde sich neben den betrieblichen Vorteilen bei geeigneter Planung positiv auf die Akzeptanz, die Umweltverträglichkeit, die Stabilität, die Geologie und die Bau- und Betriebskosten auswirken (ALLEN ET AL. 1984; MADLENER UND SPECHT 2013).

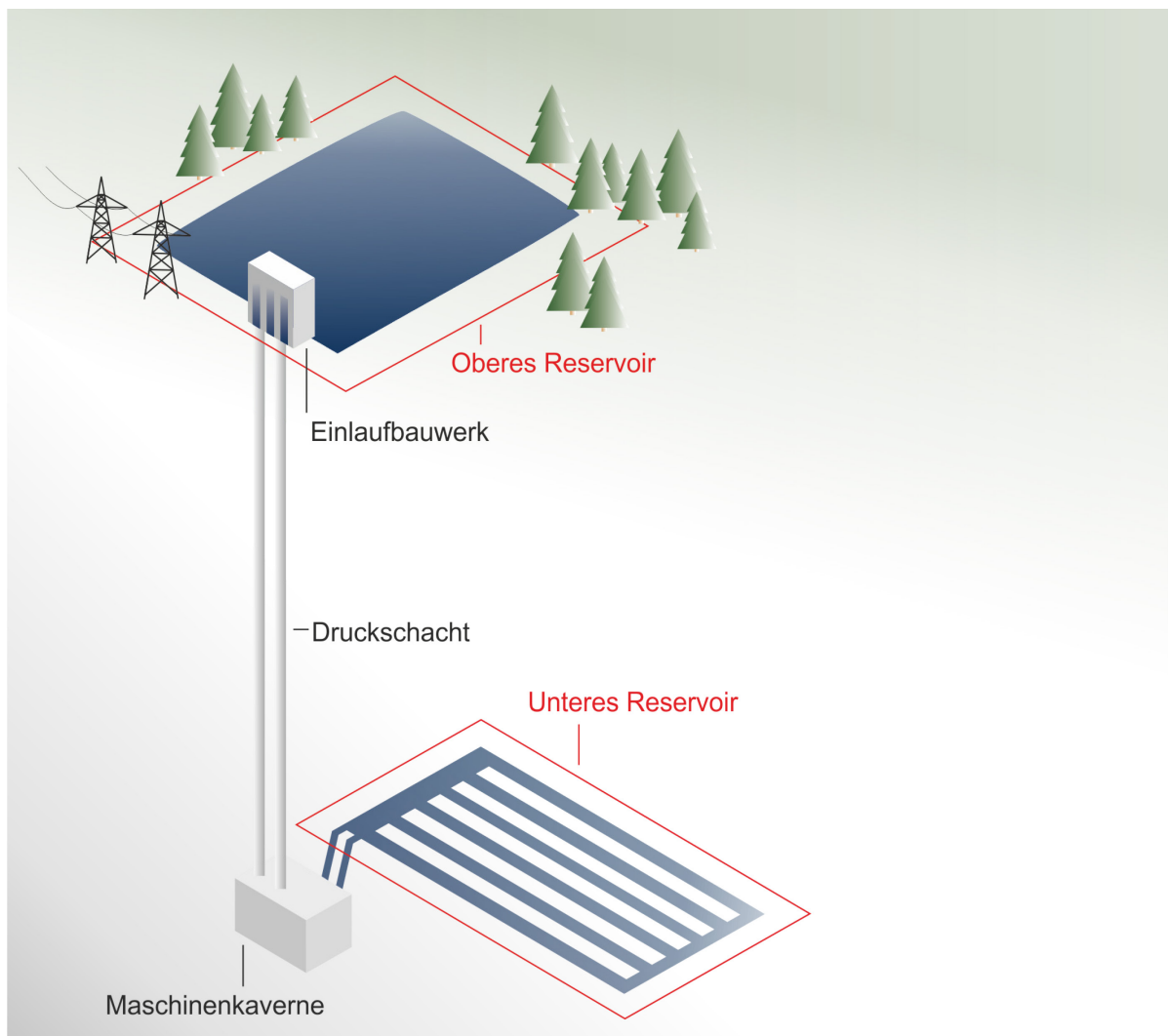


Abbildung 1: Aufbau eines unterirdischen Pumpspeicherwerks, beispielhaft mit einem Kanalsystem als unteres und einem See als oberes Reservoir

1.2 Problemstellung und Zielsetzung

Als Grundlage für eine zukünftige funktionale und konstruktive Bemessung unterirdischer Pumpspeicherwerke sind die Kenntnisse bzgl. des Einflusses der maßgebenden konstruktiven und betrieblichen Randbedingungen auf den Füll- und Leervorgang erforderlich. Nach derzeitigem Forschungs- und Entwicklungsstand ist eine funktionale und konstruktive Bemessung von unterirdischen Pumpspeicherwerken auf Basis der hydrodynamischen Prozesse nicht möglich. Es fehlen Bemessungsansätze und Kriterien, um die Wirkung geometrischer Parameter sowie der Fahrweise auf die hydrodynamischen Prozesse zu berücksichtigen. Hierfür sind systematische experimentelle und numerische Grundlagenuntersuchungen erforderlich.

Die Kenntnis der hydrodynamischen Prozesse ist für eine geeignete wirtschaftliche Entwicklung und Erhaltung der Reservoirs höchst relevant. Bei einer fehlerhaften Planung würden extreme Schwankungen zu einem unkontrollierten Ansteigen und Absinken des Wasserspiegels führen, wodurch es zu Überdimensionierungen sowie zu Störungen des Betriebs kommen würde (SCHRÖDER UND ZANKE 2003, S. 121 ff). Es wird erwartet, dass die hydrodynamischen Prozesse sowohl die konstruktive als auch die betriebliche (funktionale) Bemessung unterirdischer Pumpspeicherwerke beeinflussen. Dadurch wird deutlich, dass für die erfolgreiche Bemessung ein Kompromiss aus den Planungszielen gefunden werden muss, wofür die Kenntnis des Einflusses von Betrieb und Konstruktion auf die hydrodynamischen Prozesse unerlässlich ist.

Die betriebliche Bemessung von Pumpspeicherwerken hängt von der Fahrweise im Turbinen- bzw. Pumpenbetrieb ab. Die Einflussparameter ergeben sich aus der Rolle der Speicher in der zukünftigen Energieversorgung mit einem großen Anteil an erneuerbaren Energien, die zu einer volatilen Einspeisung führen (u. a. VENNEMANN 2011). Ziel ist die Bestimmung des Einflusses des Betriebs auf die Strömungsprozesse, sowohl im Normalbetrieb als auch bei Betriebsausfällen bzw. Störfällen.

Bei der konstruktiven Bemessung sind die einzelnen Bestandteile der Reservoirs selbst zu bestimmen. Dabei stellen Kanalsysteme den im Gegensatz zu Einzelkavernen hydrodynamisch komplexeren Fall dar, weshalb diese hier betrachtet werden. Ziel ist speziell die Bestimmung des Einflusses des Querschnitts (Breite bzw. Durchmesser und Höhe), der Länge, der Verbindung bzw. Kombination mehrerer Kanäle, des Sohlgefälles und der Rauheit der Kanalwandungen auf die hydrodynamischen Prozesse.

1.3 Methodisches Vorgehen

Die hydrodynamischen Aspekte dienen als Grundlage für eine hydraulische Bemessung von unterirdischen Pumpspeicherreservoirs. Da sowohl die oberen als auch die unteren Reservoirs untertage errichtet werden könnten, decken die Untersuchungen beide Fälle ab. In Abbildung 2 ist das methodische Vorgehen grafisch dargestellt.

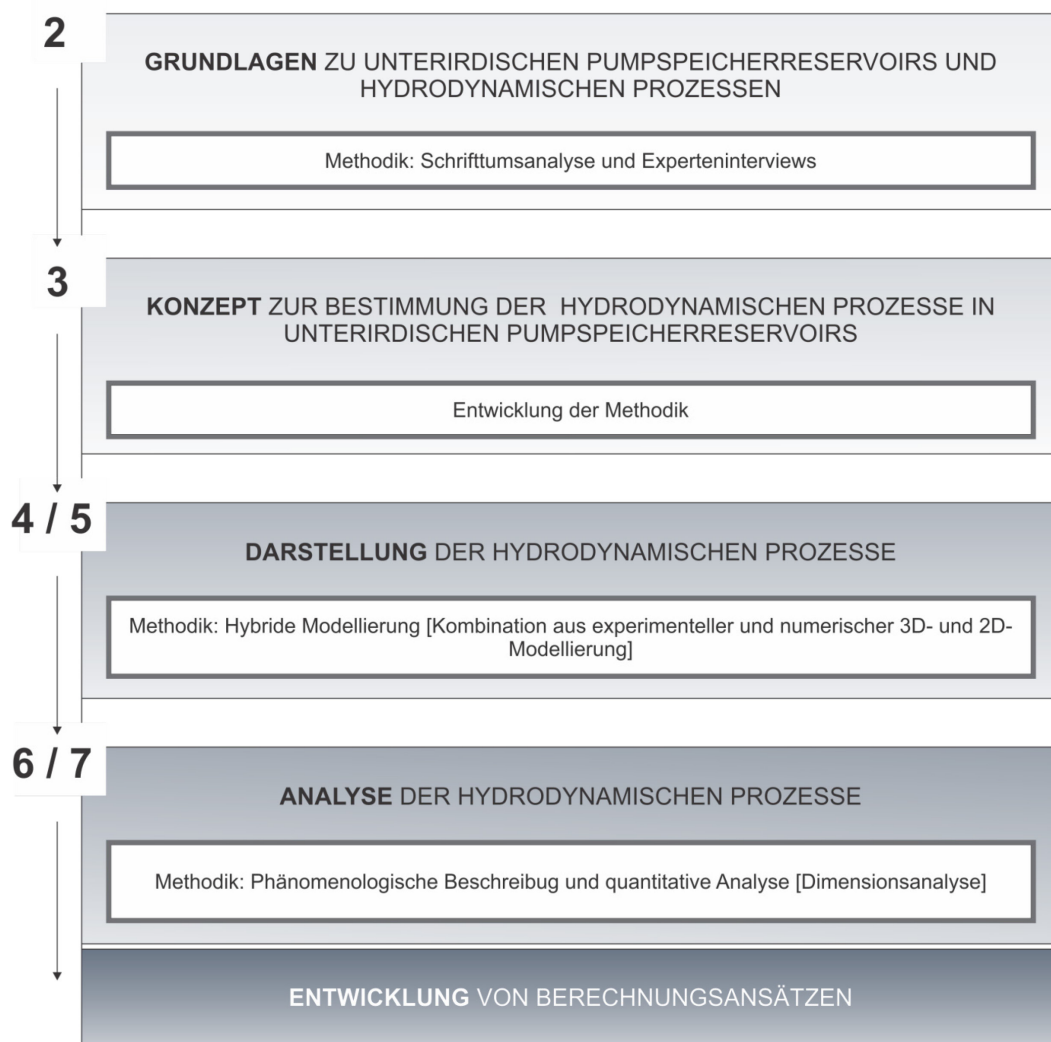


Abbildung 2: Methodisches Vorgehen

Literaturrecherchen und Experteninterviews dienen als Methode speziell zur Analyse des potentiellen Betriebs von unterirdischen Pumpspeicherwerken und zur Analyse des potentiellen Designs, wobei hier der Schwerpunkt auf die Reservoirs gelegt wurde (vgl. Kapitel 2). Für die Reservoirs fand eine Untersuchung der hydrodynamischen Prozesse statt, erstmals wurde hier eine Unterscheidung in globale Effekte und lokale Prozesse vorgenommen. Unter globalen Effekten werden hier der Einfluss der Betriebszustände, der geometrischen Form sowie

der Abmessungen der Reservoirs auf den Füll- und Leervorgang, sowie Betriebsausfälle verstanden. Als lokale Strömungsprozesse werden kleinräumige und instationäre Prozesse definiert, die beim Füll- und Leervorgang sowie bei Betriebsausfällen auftreten und sich ggf. negativ auf die Leistungsfähigkeit unterirdischer Pumpspeicherwerke auswirken.

Auf Basis dieser Erkenntnisse wurde ein Konzept entwickelt, das sowohl betrieblich, als auch konstruktiv als Grundlage für die Identifikation der hydrodynamischen Prozesse dient (vgl. Kapitel 3). Systematische Modelluntersuchungen waren aufgrund der schwer erfassbaren, räumlich komplexen, globalen Strömungseffekte und lokalen Strömungsprozesse und aufgrund fehlender theoretischer Ansätze erforderlich (PUMMER ET AL. 2013a). Diese konnten damit überprüft bzw. modifiziert werden und als Grundlage für zukünftige Planungen und Bemessungen verstanden werden. Zur Ermittlung der hydrodynamischen Prozesse im entwickelten System wurde die Methodik der hybriden Modellierung genutzt. Hybrid bedeutet in diesem Zusammenhang eine Kombination aus Modellansätzen zweierlei Herkunft (RUTSCHMANN 2005, S. 87ff). Es wurden experimentelle Untersuchungen (vgl. Kapitel 4) und numerische Simulationen (3D und 2D) (vgl. Kapitel 5) nach gegenseitiger Kalibrierung und Validierung miteinander kombiniert und somit die Vorteile der Methoden genutzt und die Nachteile ausgeglichen. Diese Art der Modellierung bietet eine herausragende Möglichkeit, die Strömungsprozesse naturnah nachzubilden, gerade aufgrund fehlender Vergleichssysteme aus der Natur. Mögliche Modell- und Maßstabeffekte werden aufgezeigt (Kapitel 4.3 und Kapitel 5.5).

Die Analyse erfolgte durch eine deskriptive Herangehensweise und somit vom Allgemeinen ins Spezielle. D.h. zuerst wurden die globalen Strömungseffekte für die Betriebs- und Design-Referenz ermittelt (vgl. Kapitel 6). Dabei fand eine Unterteilung in die Betriebsarten Füllvorgang (inklusive Unterbrechung) und Leervorgang (inklusive Unterbrechung) statt. Die Abweichungen der exakten Wasserstände zu deren zeitabhängigem Mittelwert wurden ermittelt und damit die zu untersuchenden, relevanten lokalen Strömungsprozesse eingegrenzt. In einem nächsten Schritt wurden diese lokalen Strömungsprozesse umfangreich analysiert, sie stellen die Ursache für die globalen Strömungseffekte dar (vgl. Kapitel 7). Eine bereichsweise Einteilung der Reservoirs fand statt sowie eine Einteilung der Wellen nach Wellenarten. Durch deren Kenntnis konnten die lokalen Strömungsprozesse im Referenzsystem charakterisiert werden. Auf Basis eines umfangreichen Verständnisses der hydrodynamischen Prozesse konnten die theoretischen Ansätze aus der Hydrodynamik zu Wasserstand, Wellenhöhe und Wellengeschwindigkeit betrachtet und deren Eignung geprüft werden. Die Anwendung bzw. Modifizierung von Berechnungsansätzen wird dargestellt. Durch die Ergebnisse der Variantenstudie wurde die quantitative Erfassung der hydrodynamischen Prozesse validiert.

Die Berechnungsansätze wurden beispielhaft auf ein konventionelles Pumpspeicherwerk angewendet. Die tatsächliche Fahrweise und die Dimension wurden mit der potentiellen Fahrweise und Konstruktion eines unterirdischen Pumpspeicherwerks verglichen (Kapitel 8).

In Kapitel 9 werden die Ergebnisse dieser Arbeit zusammengefasst und bewertet. Durch die Untersuchungen wurde der Bedarf an weiterer Forschungs- und Entwicklungsarbeit erkannt und die erforderlichen Inhalte werden dargestellt.

Werden in der wissenschaftlichen Literatur und in der internationalen gängigen Praxis unterschiedliche Begriffe verwendet, so beschränkt sich die wissenschaftliche Arbeit auf das deutsche Begriffsverständnis.

2 Grundlagen

2.1 Definitionen und Methodik

Unterirdische Pumpspeicherwerke (UPSW) sind potentielle Energiespeicher, die teilweise oder vollständig unter der Erde errichtet werden würden. Ein Überschuss an elektrischer Energie würde genutzt werden, um Wasser aus einem niedrigen in ein höher gelegenes Reservoir zu pumpen, und die Energie in Form von potentieller Energie zu speichern. Bei einem Bedarf an elektrischer Energie würde durch das Ablassen des Wassers Energie mithilfe entsprechender Anlagen (Turbinen etc.) erzeugt werden.

Für den Turbinen- und Pumpenbetrieb sind **Regelungsvorgänge** notwendig. Derzeit werden konventionelle Pumpspeicherwerke als Kurzzeitspeicher für verschiedene Netz- und Systemdienstleistungen genutzt (vgl. Kapitel 2.2).

Als **unterirdische Pumpspeicherreservoirs (UPSR)** werden hier die Reservoirs definiert, die untertage als Kavernen oder als geschlossene Kanalsysteme mit Atmosphärendruck aufgebaut sind. Sie können als Ober- oder Unterbecken von Pumpspeicherwerken fungieren.

Durch Regelungsvorgänge hervorgerufene, plötzlich veränderliche instationäre Freispiegelströmungen in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs werden als **hydrodynamische Prozesse** bezeichnet. Diese werden durch das Design der unterirdischen Reservoirs beeinflusst. Die hydrodynamischen Prozesse können weiter in globale Strömungseffekte und lokale Strömungsprozesse unterteilt werden.

Als **globale Strömungseffekte** werden die zeitabhängigen Mittelwerte der instationären Freispiegelströmung verstanden, die durch die Regelungsvorgänge in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs auftreten (vgl. Kapitel 2.3.1).

Lokale Strömungsprozesse sind einzelne, örtlich auftretende Strömungsprozesse, die während des Betriebs von Pumpspeicherwerken in unterirdischen Reservoirs auftreten können. Im Speziellen handelt es sich um Schwall- und Sunkwellen sowie deren Verformungen (PUMMER ET AL. 2013d, S. 504ff). Die lokalen Strömungsprozesse überlagern die globalen Strömungseffekte (vgl. Kapitel 2.3.2).

Die genaue Kenntnis der hydrodynamischen Prozesse ist für eine sinnvolle Planung und Realisierung unterirdischer Pumpspeicherwerke unerlässlich, da die funktionelle und konstruktive Bemessung durch diese bestimmt wird. Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt daher auf der Untersuchung der globalen und lokalen Strömungsprozesse in den unterirdischen Reservoirs von UPSW. Dies bedeutet nicht, dass gleichzeitig die Anforderungen an den Betrieb und die Konstruktion der UPSW der anderen Fachdisziplinen vernachlässigt werden. Eine rechtzeitige Bestimmung der möglichen Randbedingungen führt zu einer Minimierung der zukünftigen Risiken und zu einer Minimierung von Fehlplanungen.

Für die Ermittlung der Grundlagen zum potentiellen Betrieb und Design von UPSW findet eine Kombination mehrerer methodischer Ansätze Anwendung. Neben der Auswertung wissenschaftlicher Aussagen aus der Literatur (hermeneutisch-interpretativer Ansatz) (vgl. Kapitel 2.2 - Kapitel 2.3), beziehen sich die Ausführungen zu Betrieb und Design (vgl. Kapitel 2.2) zusätzlich auf Meinungen aus der Praxis, zu denen Experten in Interviews gebeten wurden, Stellung zu beziehen (empirisch-analytischer Ansatz) (GLÄSER UND LAUDEL 2010). Die Befragung fand im Rahmen des HumTec Seed Fund Projektes „RiskStorage“ statt. Das Projekt zielte darauf ab, technische und soziale Risiken unterirdischer Pumpspeicherwerke interdisziplinär zu erfassen.

Als Erhebungsverfahren diente die qualitative Befragung von Experten mittels offenen Leitfadeninterviews, da diese als zweckmäßig angesehen wird, um spezielles Wissen über die mögliche Umsetzung eines UPSW zu hinterfragen. Die Experten können aufgrund ihres Wissensvorsprungs, das heißt ihrer erlangten Berufskennntnisse und ihres spezifischen Sonderwissens, besonders informiert und qualifiziert in den gehaltenen Interviews Stellung beziehen und ihre Einschätzungen abgeben (MEUSER UND NAGEL 2009, S. 37ff). Im Rahmen dieser Untersuchung gilt als Experte, wer in einer der in Abbildung 3 dargestellten Fachdisziplinen tätig ist. Da es in diesen Fachdisziplinen eine Vielzahl von Experten gibt, fand eine Auswahl statt. Als ausschlaggebendes Kriterium für diese galt die Abdeckung aller Bereiche sowie die Relevanz der Forschung sowie das Interesse und die Beschäftigung des Experten mit dem Thema UPSW bzw. die Offenheit für zukunftsorientierte Forschung. Die Experten sollten aus wissenschaftlichen Einrichtungen, der Wirtschaft bzw. Wirtschaftsverbänden, der Politik oder aus Unternehmen kommen, bzw. regulative Instanzen, Exponenten, oder Vertreter der Öffentlichkeit sein. Folgende Experten wurden befragt: BUSCH (2013) (Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal), FRENZ (2013) (Lehr- und Forschungsgebiet Berg- und

Umweltrecht, RWTH Aachen University), MADLENER (2013) (Lehrstuhl für Wirtschaftswissenschaften, insb. Energieökonomik, RWTH Aachen University), MARTENS (2013) (Institut für Bergbaukunde I, RWTH Aachen University), MOSER (2013) (Institut für elektrische Anlagen und Energiewirtschaft, RWTH Aachen University), PROTT (2014) (Energieagentur NRW, Büro Wasserkraft), RAST (2014) (World Wide Fund For Nature (WWF)), SCHÄFFER (2014) (Institut für Umweltforschung, RWTH Aachen University), ZWECK (2013) (Institut für Soziologie, RWTH Aachen University) (PUMMER UND KERPEN 2013, 2014).

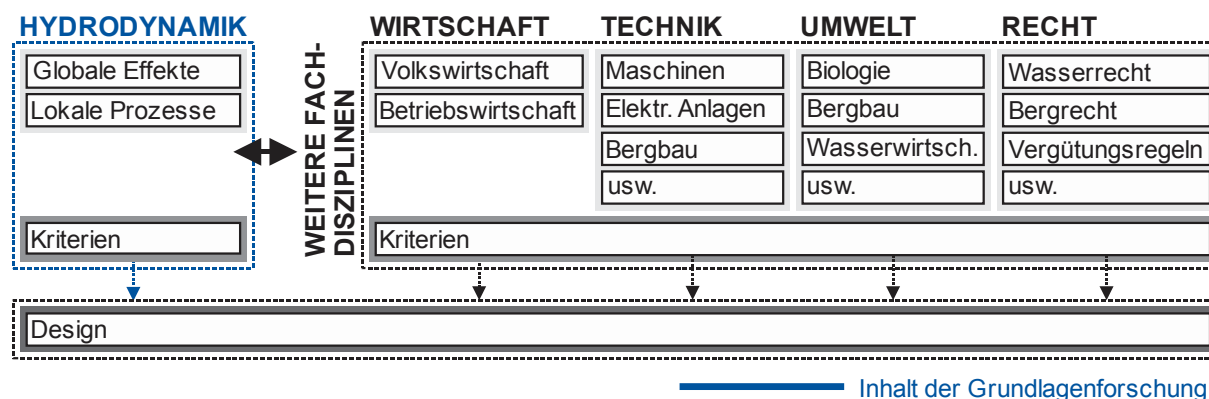


Abbildung 3: Relevante Fachdisziplinen für das Design unterirdischer Pumpspeicherreservoirs

Ein offener Leitfaden führte als Orientierungshilfe durch die Gespräche mit den Experten (BOGNER 2009, S. 15). Den Interviewpartnern wurde vor dem Gespräch der Leitfaden zugesandt. Inhaltlich wurden die Fragen auf das Fachgebiet des jeweiligen Interviewpartners angepasst und durch die Beantwortung die jeweiligen Randbedingungen für die Konzeptionierung von UPSW präzisiert (PUMMER UND KERPEN 2013, 2014).

Die Aussagen wurden für die Auswertung thematisch geordnet, das heißt, der Gesamtzusammenhang und nicht die Reihenfolge der Äußerungen wird als wichtig erachtet. Auf diese Weise können die Interviews verglichen und gegeneinander abgewogen werden (MEUSER UND NAGEL 2009, S. 56). Die beantworteten Fragebögen werden nicht veröffentlicht. Aus Gründen des Datenschutzes und der Forschungsethik sind die Aussagen der Experten in der Quellenangabe nicht namentlich gekennzeichnet.

Im darauffolgenden Kapitel wird der derzeitige Wissensstand zu den mathematisch-physikalischen Grundlagen zu globalen Effekten und lokalen Prozessen speziell in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs dargestellt (vgl. Kapitel 2.3). Dabei werden neben einer sehr knappen Darstellung der drei- und zweidimensionalen Formulierung vereinfachende Ansätze zur Ermittlung der Prozesse dargestellt.

2.2 Unterirdische Pumpspeicherwerke

2.2.1 Speicherbetrieb

Der Betrieb von UPSW sollte sich nicht von dem konventioneller PSW unterscheiden. Allerdings ist auch der genaue betriebliche Einsatz der Speicher für die Zukunft heute nicht bestimmbar (MOSER ET AL. 2014). Hierfür gibt es zahlreiche Gründe: Derzeit gibt es neben Unsicherheiten in der Nachfrage, keine exakte Kenntnis über die genaue Zusammenstellung des zukünftigen Kraftwerkparks sowie Speichern und Netzen, die ohne konventionelle Erzeuger die Versorgungssicherheit in Deutschland gewährleisten sollen (BMJV 2015). Zum anderen gibt es Unklarheiten im Marktdesign (BMW 2015, HEA 2015, S. 11ff), weshalb Pumpspeicherwerke derzeit so geplant werden sollten, dass sie für die möglichen zukünftigen Szenarien geeignet sind. PSW sind derzeit Kurzzeitspeicher, die für unterschiedliche Netz- und Systemdienstleistungen genutzt werden. Sie dienen der Frequenzregelung (Primär- Sekundärregelung, Minutenreserve) (BERNDT ET AL. 2009), der Stabilisierung der Netze, der Blindleistungs- bzw. Spannungsregelung und sind schwarzstartfähig. Relevant werden in Zukunft vor allem die flexiblen Einsätze. Das Ziel des Einsatzes ist die Glättung der Residuallast, wodurch Schwankungen in der Stromerzeugung zeitlich ausgeglichen werden (Netze dienen dem räumlichen Ausgleich). Dabei ist eine hohe Gradientengeschwindigkeit besonders wichtig, welche eine teilweise oder vollständige Leistungsaufnahme oder -abgabe innerhalb einer Zeitspanne darstellt. Weiterhin sollen Speicher die Fähigkeit haben, über eine gewisse Zeitspanne Energie zu speichern, entscheidend sind dabei die Mindestbetriebszeiten, Mindeststillstandzeiten und die zeitliche Verschiebemöglichkeit von Erzeugung und Verbrauch (u. a. KRÜGER UND ROTERING 2014; FÜRSTENWERTH UND WALDMANN 2014). Diese sich verändernden energiepolitischen Rahmenbedingungen bringen selbst konventionelle Anlagen baulich und maschinentechnisch an ihre Grenzen. Die möglichen Umschaltzeiten der Maschinenteknik werden ständig weiterentwickelt und Umschaltzeiten von bis zu 25 Sekunden vom Turbinen- und Pumpenbetrieb und umgekehrt sind mit ternären Maschinensätzen (Motorgenerator, Turbine und Pumpensatz separat) derzeit möglich (KRÜGER 2014). Die Expertenmeinungen stimmen grundlegend mit den Ergebnissen der Schriftumsanalyse überein. Zusammenfassend sind diese in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1: Zusammenfassende Ergebnisse aus Schriftumsanalyse und Experteninterviews zum Betrieb von UPSW (PUMMER UND KERPEN 2013, 2014)

Fachgebiet	Analyseergebnis
Volkswirtschaft/ Energiewirtschaft	Viele Faktoren im zukünftigen Energieversorgungssystem (Deutschland und weltweit) sind unklar.
	Neue Marktdesigns stecken in der Forschung.
	Das Energieversorgungssystem ist besonders komplex, Speicher stellen eine Option zur Aufrechterhaltung des Systems dar.
	Ab einem Anteil von 40% erneuerbarer Energien kann auf Speicher nicht mehr verzichtet werden (spätestens ab dem Jahr 2025 etwa in Deutschland).
	Speicher sind bei einer unabhängigen Energieversorgung mit erneuerbaren Energien unverzichtbar.
	Der Einsatz von PSW verhindert signifikant die Abregelung von erneuerbaren Energien.
	Allgemeinwohlkosten von UPSW werden als sehr gering eingestuft.
Betriebswirtschaft	Ist der wichtigste Aspekt bzgl. Umsetzung.
	Es gibt große Unsicherheiten bzgl. Vergütung von Speichern.
	Derzeit gibt es keinen Preis für eine Optionsprämie, geringe Preis Spreads usw..
	Der Einfluss aus der Politik auf die Realisierung von UPSW ist groß (Vergütung, Forschungsgelder, usw.).
	Politische Entscheidungen sind unklar, es ist kein "roter Faden" erkennbar.
	Wettbewerbsfähigkeit muss gegeben sein (u. a. dynamischer Betrieb).
Technik	Schnellste Umschaltzeiten zwischen Turbinen- und Pumpenbetrieb: 25 s
Recht	Viele Rechtsgebiete werden angesprochen (stark reglementiert).
	Betreiber haftet bei betrieblichen Schäden.

2.2.2 Design mit Priorität auf die Reservoirs

Das erste Design für unterirdische Pumpspeicherwerke wurde Anfang des 19. Jahrhunderts von FESSENDEN (1917) veröffentlicht. Die umfangreichsten Forschungen zu unterirdischen Pumpspeicherwerken wurden in den 70er und 80er Jahren in den USA und in Russland durchgeführt und betreffen wirtschaftliche, rechtliche und technische Aspekte der Speicher. Zusammenfassend sind die Inhalte einer Auswahl wichtiger Studien in Tabelle 2 dargestellt. Um den Rahmen dieser Arbeit nicht zu sprengen, wird darauf hingewiesen, dass es zahlreiche weitere Studien zum Design unterirdischer Pumpspeicherwerke gab, deren Ergebnisse hier nicht weiter aufgezeigt werden sollen, da diese keine Relevanz bzgl. neuer Entwicklungen des Designs aufzeigen (u. a. RAKIC 1970; AOKI 2004; NIEMANN ET AL. 2016).

Tabelle 2: Zusammenstellung der Inhalte einer Auswahl wichtiger Studien zum Thema UPSW

Fachgebiet	Land	Inhalt	Autor
Wirtschaft/ Technik/ Umwelt	USA	Entwicklung der Idee unterirdischer Pumpspeicherwerke	FESSENDEN (1917)
Wirtschaft/ Technik		Entwicklung einer Idee für ein unterirdisches Pumpspeicherreservoir	ISAKSSON ET AL. (1968); SORENSEN (1974)
Wirtschaft/ Technik	Russland	Beurteilung des Konzepts, Bestätigung der Machbarkeit sowie Darstellung der Vorteile	GUBIN UND GUBIN (1973)
Wirtschaft/ Technik/ Umwelt	USA	Beurteilung von Konzepten bzgl. technischer und wirtschaftlicher Machbarkeit sowie Darlegung der Notwendigkeit weiterer Forschungstätigkeit	Chas. T. Main, Inc. (1978)
Wirtschaft/ Technik/ Umwelt		Entwicklung und Beurteilung eines Konzeptes bzgl. Notwendigkeit, Wirtschaftlichkeit, Maschinenteknik, Geologie, Umwelt, Soziologischen Aspekten, Sicherheitsaspekten sowie Darlegung der Notwendigkeit weiterer Forschungstätigkeit	TAM ET AL. (1979); CHEN UND BERMAN (1981)
Wirtschaft/ Technik/ Umwelt		Beurteilung von Konzepten bzgl. Notwendigkeit, Wirtschaftlichkeit, Maschinenteknik, Geologie, Umwelt, soziologischen Aspekten, Sicherheitsaspekten und Standort sowie Darlegung der Notwendigkeit weiterer Forschungstätigkeit	CHIU ET AL. (1979)
Wirtschaft/ Technik/ Umwelt		Entwicklung eines Konzepts inkl. Kriterien für ein unterirdisches Pumpspeicherwerk im Fels – Basis stellten Design-Kriterien bzgl. des Betriebs, Anforderungen an den Standort und Umwelt- und Sicherheitsaspekte dar –	WILLET (1981)
Technik		Untersuchung von Kavernen in Pumpspeicherwerken auf Basis von strukturellen Versagensmechanismen in weichem und hartem Fels	HAMMETT UND HOEK (1981)
Wirtschaft/ Technik/ Umwelt		Beurteilung von Konzepten im Fels bzgl. Wirtschaftlichkeit, Maschinenteknik, Geologie und Umweltauswirkungen, zusätzlich Darstellung von Standortanforderungen	ALLEN ET AL. (1982); ALLEN ET AL. (1984)
Wirtschaft/ Technik	Russland	Beurteilung von Konzepten, mit dem Ergebnis einer theoretischen Machbarkeit in Europa, Darlegung der Notwendigkeit weiterer Forschungstätigkeit, sowohl für Neuauffahrungen, als auch für existierende Kavernen	CHESNOKOV UND SHEINMAN (1989)
Wirtschaft/ Technik	GBR	Entwicklung eines Konzepts für die Region in und um London. Schwerpunkt lag auf Maschinenteknik und Hydraulik, Darlegung der Notwendigkeit weiterer Forschungstätigkeit – Hydraulik im unterirdischen Kanalsystem wird als kritischster Punkt bzgl. Realisierung gesehen –	DOUGLAS (1990)
Wirtschaft/ Technik/ Umwelt Recht	Deutschland	Beurteilung der Nachnutzung stillgelegter Bergwerke an zwei Standorten im Harz und im Erzgebirge – Schwerpunkt: Maschinenteknik, Energiesystemtechnik, Geomechanik, Bergbau, Umwelt, Recht – Darlegung der Notwendigkeit weiterer Forschungstätigkeit –	BECK UND SCHMIDT (2011)
Wirtschaft	USA	Beurteilung des Konzepts bzgl. Wirtschaftlichkeit	PICKARD (2012); PICKARD UND ABBOTT (2012)

Wirtschaft/ Technik/ Umwelt		Entwicklung und Beurteilung eines Konzeptes im Kalkstein Bergwerk: Schwerpunkt Bergbau und Geotechnik	ASCE UND UDDIN (2003)
Wirtschaft/ Technik	Niederlande	Entwicklung und Beurteilung eines Konzeptes für die Niederlande	HUYNEN (2011)
Wirtschaft/ Technik/ Umwelt/ Recht	Deutschland	Entwicklung eines Konzepts zur Nachnutzung von Bergwerken im Steinkohlebergbau – Besonderer Schwerpunkt lag auf Betriebswirtschaft, Energiewirtschaft, Geologie, Geographie, Hydraulik, Soziologie, Umwelt und Recht – Durchführung einer Machbarkeitsanalyse und konkrete Standortwahl	NIEMANN ET AL. (2012); ALVARADO MONTERO ET AL. (2015)
Wirtschaft/ Technik		Beurteilung der Nutzung von Salzkavernen: Schwerpunkt wirtschaftliche und technische Aspekte	AMRO UND HÄFNER (2013)
Wirtschaft/ Technik/ Umwelt		Beurteilung von Konzepten allgemein: Schwerpunkt Kostenabschätzung	MADLENER UND SPECHT (2013)
Wirtschaft/ Technik		Entwicklung eines Konzepts zur Bestimmung der hydrodynamischen Prozesse und Entwicklung von Bemessungsansätzen bzgl. hydrodynamischer Prozesse	PUMMER ET AL. (2013d); SCHÜTTRUMPF UND PUMMER (2014)

Das Hauptunterscheidungsmerkmal des Designs unterirdischer Pumpspeicherwerke zu konventionellen Pumpspeicherwerken stellen die unterirdischen Reservoirs dar. Deren Designs unterscheiden sich je nachdem in welchem Untergrundmaterial sie liegen und ob sie neu errichtet oder ob bereits existierende Hohlräume von Bergwerken genutzt werden würden (WILLET 1981). In Abbildung 4 ist beispielhaft ein Hohlraum eines bestehenden Bergwerks dargestellt. Bei Neuauffahrungen könnten die Hohlräume direkt hydrodynamisch optimiert werden (SCOTT 1975). Mischformen aus Neuauffahrung und Nutzung bestehender Hohlräume stellen die dritte Möglichkeit dar (Chas. T. Main, Inc. 1982).



Abbildung 4: Foto eines Bergwerks (SOPOTNICKI 2015)

Die prinzipielle technische Machbarkeit wird in der Literatur zwar bestätigt, wobei der Schwerpunkt auf Stabilität und Bauweise der Reservoirs gelegt wurde. Die Ergebnisse aus

Schriftumsanalyse und Experteninterviews zum Design von unterirdischen Pumpspeicherreservoirs sind in Tabelle 3 dargestellt.

Tabelle 3: Relevante Ergebnisse aus Schriftumsanalyse und Experteninterviews zum Design von UPSR (PUMMER UND KERPEN 2013, 2014)

Fachgebiet	Analyseergebnis
Betriebswirtschaft	Wirtschaftliche Risiken sind bei der Nutzung bestehender Hohlräume größer, auch wenn der Ausbau insgesamt eventuell kostengünstiger ist.
Technik	Technische Machbarkeit wird hoch eingeschätzt. Voraussetzung sind ausreichende Forschungen.
	Design und Rauheit der Wandungen sind von Beschaffenheit des Untergrunds abhängig.
	Stabilität des Untergrundes muss gegeben sein (Bodenerosion relevant, Standsicherheitsberechnungen erforderlich).
	Bestehende Bergwerke wurden nicht für eine Nutzung als UPSW gebaut, daher gilt besondere Vorsicht bzgl. Stabilität.
	Neuauffahrungen sind gebirgsmechanisch besser beherrschbar und langzeitsicherer.
	Jedoch ist auch bei Neuauffahrungen das Design nicht komplett flexibel, z.B. müssen Schutzzonen beachtet werden.
Umwelt	Umwelteinflüsse treten während Bauphase und Betrieb auf.
	Umweltschäden müssen beachtet werden, offene Systeme werden sehr kritisch gesehen.
	U. a. folgende negative Umweltauswirkungen könnten eintreten: Änderung der Gewässer (Wasserspiegel, Verschiebung und Einfluss auf die Mobilität von Algen, Verschiebung von Nahrungsketten, Sedimentationsprozesse, Einflüsse auf die thermische Struktur, usw.) und des Grundwassers.
Recht	Viele Rechtsgebiete werden angesprochen (stark reglementiert).
	Betreiber haftet bei Schäden während der Betriebsphase.

Grundlegende Forschungen zu hydrodynamischen Prozessen in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs wurden trotz der Kenntnis der Relevanz bis heute nicht durchgeführt (GUBIN UND GUBIN 1973). Das Strömungsgeschehen ist daher ab dem Ein- und Auslaufbauteil, welches für konventionelle UPSW untersucht wurde, allgemein nicht bekannt (MOHRINGER 2012). Einzelne Untersuchungen zu spezifischen Reservoirs existieren. Die aktuellste Studie ist von ALVARADO MONTERO ET AL. (2015), dabei handelt es sich um 1D-numerische Untersuchungen der Strömungen in spezifischen Bergwerken (Einschränkung auf Ein- und Auslaufbereich), wodurch das Design bereits vorgegeben ist. Grundlegende Untersuchungen bzgl. der Entwicklung und Beurteilung der Designs von UPSR in Abhängigkeit hydrodynamischer Prozesse, ergänzend zu den eigenen, sind nicht bekannt (PUMMER ET AL. 2013c).

2.3 Unterirdische Pumpspeicherreservoirs

2.3.1 Globale Strömungseffekte

Die globalen Strömungseffekte in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs, die hier als die zeitabhängigen Mittelwerte der Wasserspiegel definiert sind, sind wenig erforscht. Im Schrifttum sind keine Beschreibungen zu den globalen Effekten bzw. für diese Konfiguration der Gerinnehydraulik vorhanden. Hinzu kommt, dass neben mangelnder Forschung UPSW noch nicht realisiert wurden und daher auch keine Erkenntnisse aus bestehenden Projekten gezogen werden können (vgl. Tabelle 2, Kapitel 2.2.2).

Der Vergleich mit bestehenden, auf den ersten Blick ähnlichen Systemen, ist mit besonderer Vorsicht zu ziehen, da sich die Systeme in entscheidenden Faktoren unterscheiden. Abwassersysteme scheinen auf den ersten Eindruck mit den Kanalsystemen vergleichbar. Diese unterscheiden sich allerdings sehr stark in den Randbedingungen (Betrieb) und der Größenordnung zu UPSR. Für die Bemessung von Schmutz- und Regenwasserleitungen gibt es europäische Regelungen, in Deutschland spezielle DIN-Normen (u. a. Abwasserkanäle, Abwasserleitungen, Planung, Verlegung, Betrieb, Sanierung 2015; Abwassertechnik 2015). HAGER (2010) führte besonders umfangreiche Untersuchungen zu den Füll- und Leervorgängen unterirdischer Abwassersysteme durch. Ein weiterer Vergleich kann zu in Pumpspeicherwerken erhaltenen Wasserschlössern oder Schwallkammern gezogen werden (u. a. LARCHER 2008). Diese können in Form von Kanalsystemen aber auch in Form von Kavernen bzw. Behältern errichtet werden. Der erhebliche Unterschied dieser Systeme zu UPSR ist neben der Größenordnung vor allem deren Zweck. Sie dienen u. a. der Verminderung des Druckstoßes in Druckrohrleitungen, der durch Regelungsvorgänge entsteht. Ober- bzw. Unterbecken sind Wasserschlössern und Schwallkammern nachgeschaltet.

Fazit ist daher, dass zur Bestimmung der globalen Effekte keine direkt verwendbaren Kenntnisse vorliegen. Empirische Untersuchungen als Grundlage für die mathematische Beschreibung der globalen Effekte sind unerlässlich.

2.3.2 Lokale Strömungsprozesse

Die Kenntnis der lokalen Strömungsprozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs ist essentiell. Die Höhe der maximalen Wellen bestimmt die Höhe der Reservoirs und die Schwingungsdauer die möglichen Regelungsvorgänge der Kraftwerke. Allerdings sind in Ergänzung zu den globalen Effekten die lokalen Strömungsprozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs ebenfalls nicht untersucht. Konventionelle Wasserkraftwerke verursachen durch Regelungsvorgänge in Kanälen Schwall- und Sunkwellen (RÜTHER UND PEDERSEN 2014). Das Auftreten dieser Wellenarten sowie deren Verformungen wurden durch Voruntersuchungen bestätigt (PUMMER ET AL. 2013d). Nach knapper Benennung der exakten Lö-

sungsmethoden wird in diesem Kapitel ein Überblick über mathematische Näherungslösungen zu den auftretenden Prozessen gegeben.

Allgemein können Strömungen mithilfe der Navier-Stokes-Gleichungen berechnet werden, die die Grundgleichungen der gesamten Strömungsmechanik darstellen. Sie beschreiben die allgemeine Bewegung realer Fluide, die durch alle wirkenden Kräfte (Volumenkräfte, Druckkräfte, Widerstandskräfte) verursacht wird. Ausführliche Herleitungen können u. a. bei SCHLICHTING UND GERSTEN (2006) nachgelesen werden. Vor allem der nichtlineare Charakter der Gleichungen sowie die zweite Ordnung der Differentialquotienten führen dazu, dass bis heute noch keine allgemeine Lösung der Navier-Stokes-Gleichungen gefunden wurde. Komplexe Näherungslösungen dieser Gleichungen sind mit numerischen Lösungsverfahren möglich, eine Überprüfung durch experimentelle Untersuchungen ist dennoch sinnvoll und meist notwendig (SIGLOCH 2012, S. 259ff). Ist eine Strömung turbulent, so überlagern sich der geordneten Grundströmung ungeordnete Schwankungsbewegungen in Quer- und Längsrichtung. Die turbulente Strömung ist daher durch eine intensive Durchmischung charakterisiert. Sie kann als lokal immer instationär, gut korreliert, nicht deterministisch, dennoch nicht völlig chaotisch beschrieben werden. Die makroskopische Schwankungsbewegung wird durch den Impulsbetrag schließlich in eine mikroskopische Bewegung (Wärme) umgewandelt, folglich dissipiert. Die Turbulenz wird abgeschwächt, wenn sie keine weitere Energiezufuhr erhält. Vor allem feste Berandungen führen zu einer Bildung kleiner Wirbel, die ins Fluidinnere eindringen und dadurch Mischbewegungen verursachen. Turbulente Strömungen können global betrachtet als stationär angesehen werden. Aufgrund der Komplexität sind diese Zusammenhänge nicht analytisch darstellbar (PRÜSER UND ZIELKE 1994). Mathematische Näherungslösungen werden im Folgenden dargestellt.

Wird ein Fluid beim Durchfließen einer gefüllten Rohrleitung durch das Öffnen und Schließen von Regelorganen bzw. durch das An- und Abschalten von Maschinen in seinem Fließen beeinflusst, so entstehen Diskontinuitäten. Die Diskontinuitäten werden als Druckstoß bezeichnet und hängen von der Fließgeschwindigkeit, der Öffnungs- und Schließzeit der Regelorgane, dem Elastizitätsmodul der Rohre, der Rohrwanddicke und dem Elastizitätsmodul des Wassers ab (SIGLOCH 2012, S. 46ff). Eine einfache, anwendbare Formel ist die von ŽUKOVSKIJ (1950), die besagt, dass die Druckänderung (Δp) abhängig von dem Produkt aus Wellengeschwindigkeit (c) und Fließgeschwindigkeitsänderung (Δv) sowie Dichte des Wassers (ρ_w) ist.

$$\Delta p = \rho_w \cdot c \cdot \Delta v \quad \text{für} \quad \Delta t = \frac{2 \cdot L}{c} \quad (1)$$

Die durch die Impulswellen ausgelösten Diskontinuitäten im Freispiegelabfluss stellen die Anfangs- und Randbedingungen für die instationäre Strömung in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs dar (AIGNER UND CARSTENSEN 2015, S. 17ff), die hier neben den betrieblichen

durch konstruktive Parameter beeinflusst wird. Bei positiven Druckstößen entstehen im Freispiegelabfluss Schwallwellen. Es können zwei Fälle unterschieden werden: Zum einen kann durch ein plötzliches Füllen bzw. durch eine plötzliche Steigerung des Durchflusses ein Füllschwall entstehen ($Q + \Delta Q$), wodurch sich die Wellen im ruhenden Wasser bzw. in Fließrichtung ausbreiten. Zum anderen können Schwallwellen durch den Stopp des Leervorgangs entstehen ($Q - \Delta Q$), wodurch sich diese entgegengesetzt zur Fließrichtung ausbreiten (Stauschwall). Je nachdem, ob es sich bei dem Reservoir um das Ober- oder Unterbecken handelt, stellt der Füllvorgang den Pumpen- oder Turbinenbetrieb und der Leervorgang den Turbinen- oder Pumpenbetrieb dar.

Die Schwallwelle verändert sich während ihrer Ausbreitung und hat daher unterschiedliche Erscheinungsformen (SANDOVER UND ZIENKIEWICZ 1957). Sie kann sich zu einer in Einzelwellen aufgelösten Schwallwelle entwickeln. Aufgrund der Druckverteilung und Geschwindigkeitsgradienten wird die Wellenbewegung steiler, bis sie so steil wird, dass es zu zusätzlichen Druckgradienten durch die vertikale Beschleunigung des Wassers kommt. Die lokale Wellengeschwindigkeit hängt von der Wassertiefe ab, sodass der obere Punkt der Welle sich schneller bewegt als der untere Punkt. Die Wasseroberflächenkrümmung beeinflusst dann den Druck signifikant. An der Stelle, an der die Krümmung der Wasseroberfläche am größten ist, ist die Abweichung vom hydrostatischen Druck ebenfalls am größten. Am oberen Punkt ist der Druck geringer als der hydrostatische und am unteren größer, was zu horizontalen Druckgradienten führt. Bei größeren Wellenhöhen entwickelt sich eine brandende Schwallwelle mit oder ohne Sekundärwellen.² Schwallwellen streben eine stabile Wellenform an, was in diesem Zusammenhang ein konstantes Geschwindigkeitsfeld über das gesamte Längsprofil bedeutet. Dieses liegt in Einzelwellen vor (GÖBEL 1984, S. 129).

Zur mathematischen Beschreibung von Wellen werden die Unterschiede der Eigenschaften durch charakteristische Wellenparameter beschrieben. Mit diesen können auch die Anfangs- und Randbedingungen festgelegt werden. Diese sind schematisch für eine in Einzelwellen aufgelöste Schwallwelle in Abbildung 5 [oben] und für eine brandende Schwallwelle in Abbildung 5 [unten] an der jeweiligen Position im Längsschnitt (x, z) und im Querschnitt (y, z)

² Im Englischen werden meist die Bezeichnungen „Undular Bore“ oder „Favre-Waves“, „Breaking Bore with Secondary Waves“ und „Breaking Bore“ verwendet (LENG UND CHANSON 2015). Hier werden analog die deutschen Begriffe verwendet, wobei in Einzelwellen aufgelöste Schwallwellen etwa den Undular Bores und brandende Wellen etwa den Breaking Bores entsprechen. Diese können mit Sekundärwellen auftreten (with Secondary Waves).

dargestellt. Es handelt sich um den Ruhewasserstand (h_0), den mittleren Wasserstand (h_M) (abzgl. Ruhewasserstand = H_M), den Wasserstand der Welle (h_1)³, um die Wellenamplitude (H) und um den insgesamt maximalen Wasserstand (h_{MAX}), abzüglich Ruhewasserstand (H_{MAX}). Die Wellenlänge (L) sowie die Zeit (T) stellen den Abstand zweier Wellenberge dar. Die Wellengeschwindigkeit wird mit c bezeichnet.

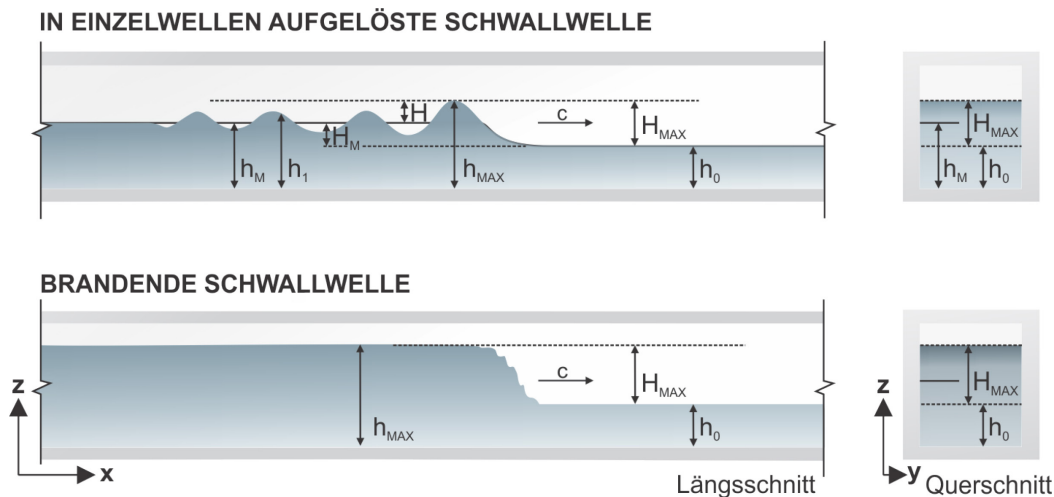


Abbildung 5: Schematische Darstellung einer in Einzelwellen aufgelösten Schwallwelle [oben] und einer brandenden Schwallwelle [unten], im Längsschnitt [links] und im Querschnitt [rechts] (verändert nach AIGNER UND BOLLRICH (2012, S. 312))

Wird die Welle geformt, so müssen die Fließeigenschaften dem Kontinuitätsprinzip und dem Prinzip der Massenerhaltung folgen. Der dimensionslose Schlüsselparameter für Wellen ist die Froude-Zahl, die das Verhältnis von Trägheits- zu Schwerkraften darstellt. Die Froude-Zahl berechnet sich nach folgender Formel (AIGNER UND BOLLRICH 2012, S. 27):

$$Fr = \frac{c}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (2)$$

Die Bestimmung der Wellenart ist mithilfe der Kenntnis der Froude-Zahl an der Stelle vor der Wellenentstehung (Fr_1) möglich. Sie berechnet sich nach Formel 3 (STREETER UND WYLIE 1967, S. 239ff). Schwallwellen bilden sich ab einem Froude-Wert von 1 und deren Wellenhö-

³ Der Wasserstand (h) entspricht dem Abstand von der Kanalsohle bis zur Wasseroberfläche, was im Experiment der Höhe der Pegelmessung entspricht. Die Wasserspiegellagen (WSP) beziehen sich auf eine Referenz-Höhe, wobei die Sohlenhöhe unbeachtet bleibt.

he wächst so lange an, bis Dissipation und Dispersion dominieren und ein weiteres Wachsen verhindert wird.

$$Fr_1 = \frac{\pm v + c}{\sqrt{g \cdot h_0}} \quad (3)$$

Die Grenzwerte für die vorliegende Wellenart unterscheiden sich im Schrifttum. Tabelle 4 gibt eine Übersicht über die von verschiedenen Autoren angegebenen Grenzwerte der Froude-Zahlen oder Wasserstandverhältnisse für verschiedene Wellenarten. Zusätzlich sind die jeweiligen Versuchsbedingungen angegeben, die zu den Grenzwerten führten.

Bei Kenntnis der Wellenart können die Eigenschaften der Wellen mit bekannten Formeln beschrieben werden. Die genauen mathematischen Beschreibungen unterscheiden sich allerdings in den verschiedenen Theorien.

FAVRE (1938) beschreibt die Besonderheiten seiner entdeckten Favre-Wellen, die mit in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen vergleichbar sind, wie folgt: Die endgültige Wellenhöhe ist unabhängig von der Öffnungs- und Schließdauer der Regelorgane. Allerdings führen schnellere Umschaltzeiten zu steileren Wellen. Sie werden nicht sofort geformt, sondern benötigen eine bestimmte Zeit, um sich selbst zu entwickeln. Sie haben dann eine ähnliche Größe und die endgültige Form ist stabil. Es handelt sich um eine hoch turbulente Strömung mit Lufteintrag und Luft-Wasser-Interaktionen. Die endgültige Wellenhöhe hängt daher nicht von der Dauer der Durchflussänderung (Öffnungs- und Schließzeit von Regelorganen) ab, so lange diese klein im Vergleich zur Laufdauer der Welle bleibt. Je größer die Entfernung der Wellenteile von der Sohle ist, desto größer ist die Geschwindigkeit der Welle (FRANK 1957, S. 2 ff). Die Wellenlänge hängt von der mittleren Höhe über dem Anfangswasserstand ab. Die vordere Welle wird in dem Maß kleiner in dem die letzte Welle anwächst (FAVRE 1938; WILKINSON UND BANNER 1977).

Tabelle 4: Übersicht über Grenzwerte und Versuchsbedingungen zu den Wellenarten nach Referenz

Referenz	In Einzelwellen aufgelöste Schwallwellen	Brandende Schwallwellen mit Sekundärw.	Brandende Schwallwellen	Versuchsbedingungen
FAVRE (1938)	$0.28 \leq H/h_0 \leq 0.73-0.75$ $H < 0.71\sqrt{Q}$	$Fr_1 > 1.28$		Experimentelle Untersuchungen [$b = 0.42$ m, $v = 0$ m/s, $h_1 = 0.106 - 0.206$]
ROUSE (1961)		$Fr_1 < 2.00$		
SANDOVER UND ZIENKIEWICZ (1957)		$Fr_1 > 1.28$		Experimentelle Untersuchungen
WEHAUSEN UND LAITONE (1960)	$Fr_1 < 1.31$		$H_{MAX}/h_0 \leq 0.7273$	
HENDERSON (1966)		$Fr_1 > 1.25$ bis 1.7		Experimentelle Untersuchungen im glatten bis rauen Kanal
BENET UND CUNGE (1971)		$Fr_1 > 1.29$ $Fr_1 > 1.35$ $Fr_1 > 1.37$		Experimentelle Untersuchungen im trapezförmigen Kanal [$v = 0.00$ m/s] [0.00 m/s < $v/\sqrt{gh_0} < 0.10$ m/s] [0.10 m/s < $v/\sqrt{gh_0}$]
(WILKINSON UND BANNER 1977)	$Fr_1 < 1.30$			Experimentelle Untersuchungen [$b = 0.25$ m, $L = 10$ m, $H/h_0 = 0.25 - 0.41$]
GÖBEL (1984)	$H/h_0 \leq 0.20$	$0.20 \leq H/h_0 \leq 0.40$	$0.40 \leq H/h_0$	Experimentelle Untersuchungen im glatten bis rauen Kanal [$b = 1$ m, $L = 18$ m, $h_1 = 0.4$ m]
TRESKE (1994)		$Fr_1 > 1.38$ $Fr_1 > 1.34$		Experimentelle Untersuchungen im trapezförmigen Kanal [$b = 1.00$ m, $h_1 = 0.16$ m] [$b = 1.00$ m, $h_1 = 0.08$ m]
OHTSU ET AL. (1995)	$1.00 < Fr_1 < 1.20$	$1.70 < Fr_1 < 2.05$		Experimentelle Untersuchungen [$b = 0.50$ m]
FRAZAO UND ZECH (2002)	$1.00 < Fr_1 < 1.25$ bis 1.3			Experimentelle und numerische Untersuchungen [$b = 1$ m]
MARTIN (2015)	$Fr_1 < 1.34$ $Fr_1 < 1.20$			ohne Sohlgefälle mit Sohlgefälle
PELINOVSKY ET AL. (2015)		$h_1/h_0 > 1.50$		Naturmessungen in Küstengebieten
u. a. LENG UND CHANSON (2015), KOCH UND CHANSON (2005), CHANSON (2010), SIMON ET AL. (2011)	$1.00 < Fr_1 < 1.20$ bis 1.30	1.20 bis 1.30 < $Fr_1 > 1.40$ bis 1.50	1.40 bis 1.50 < $Fr_1 < 2.40$ $Fr_1 < 1.5$ bis 1.8 („Turbulent Roller“)	Experimentelle Untersuchungen im glatten und rauen Kanal [$B = 0.25$ m, 0.50 m, $h_1 = 0.0505 - 0.196$, $c = 0.9$ bis 0.99 m/s, $\Delta z/\Delta L = 0$]. Numerische Untersuchungen analog

Stationär betrachtet kann die Welle mit einem **Wechselsprung** verglichen werden (RAYLEIGH 1883; LIDTHILL 1978). Es wird angenommen, dass die Energiedissipation vernachlässigbar klein ist und der Druck hydrostatisch. Voraussetzung für die Entstehung einer Welle ist neben Fr_1 größer 1, Fr_2 (Froude-Zahl an der Stelle nach der Welle) kleiner 1, was einen Übergang vom schießenden zum strömenden Abfluss kennzeichnet. Dabei stellt der bewegte Wechselsprung eine in Einzelwellen aufgelöste Schwallwelle dar. Der Wechselsprung mit Deckwalze stellt einen Schwall mit brandendem Schwallkopf dar. Im Gegensatz zu direkten Wechselsprüngen ist die Energiedissipation beim ondulierenden Wechselsprung wesentlich geringer (MEFTAH ET AL. 2012; OHTSU ET AL. 1995; CHANSON UND MONTES 1995; HORNUNG ET AL. 1994). HAGER UND HUTTER (1984) beschreiben in Einzelwellen aufgelöste Schwallwellen mit einem Wechselsprung ohne Übergangzone, der oberhalb mit der solitären und unterhalb mit der cnoidalen Wellentheorie beschrieben werden kann. CHANSON (2012, S. 25) macht auf die Fehler bei der hydrostatischen Druckannahme aufmerksam und merkt den geringeren Druckgradienten an.

Weiterhin können Schwallwellen auch mit Formeln der **linearen Wellentheorie** berechnet werden. NODA (1970) hat einen Zusammenhang von Wasserverdrängung zu Wellenart festgestellt. Hierfür hat er das Strömungsverhalten bei einer senkrecht fallenden Box und bei einer horizontal bewegten Wand beschrieben.

Die Wellen können ebenfalls mit den Formeln der Theorie der **Einzelwellen** beschrieben werden. Die Wellen bewegen sich mit konstanter Form im Gerinne fort und sind mit einem Massentransport verbunden (IPPEN 1966, S. 120ff). Zur Berechnung der Größen der in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen werden häufig die Formeln für Einzelwellen bzw. cnoidale Wellen genutzt (KEULEGAN UND PATTERSON 1940). Hierbei muss angemerkt werden, dass durch diese Formeln gute Näherungswerte, aber keine exakten Ergebnisse für Wellenzüge erreicht werden können (GRIMSHAW UND KAMACHATNOV 2007).

In Tabelle 5 sind zusammenfassend mathematische Beschreibungen zu den erläuterten Theorien von Schwallwellen, in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen und brandenden Schwallwellen, dargestellt.

Tabelle 5: Mathematische Beschreibung von Schwallwellen, in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen und brandenden Schwallwellen im Rechteckquerschnitt

Größe	Schwallwellen	In Einzelwellen aufgelöste Schwallwellen	Brandende Schwallwellen
Wellenhöhe (H), Wasserstand (h ₁)	<p>(KOTTMANN UND MOSER 1992) $H = \frac{\Delta Q}{c \cdot b} = \frac{h_1 \cdot w}{c} = \frac{w \cdot c}{g} \quad (4)$ (FEIFEL 1918) $H = c \cdot \frac{c + \sqrt{c^2 + 4gt}}{2g} \quad (5)$ (KRAATZ 1989) $H = \frac{v_0^2}{2g} \cdot \frac{38.5}{x_5^2} \cdot D^2 \quad (6)$</p>	<p>Lineare Wellentheorie (NODA 1970) $H(T) = H_{MAX} \left(1 - \tanh^2 \left(\frac{\sqrt{3} \sqrt{Fr_1^2 - 1}}{2} T \right) \right) \quad (7)$ Cnoidale Wellentheorie (KORTEWEG UND DE VRIES 1895) $H(x) = \frac{H_{MAX}}{\cosh^2 \left(\frac{x}{h_0} \cdot \sqrt{\frac{3}{4} \frac{H_{MAX}}{h_0}} \right)} \quad (8)$ Einzelwellentheorie (MUNK 1949) $H(x) = \frac{H_{MAX}}{\cosh^2 \left(0.5 \frac{x}{h_0} \sqrt{\frac{3}{4} \frac{H_{MAX}}{h_0 + H_{MAX}}} \right)} \quad (9)$</p>	
	<p>Analytische Herleitung aus cnoidaler Wellentheorie (ANDERSEN 1978) $\frac{h_1}{h_0} = 1.51 Fr_1 - 0.35 \quad (10)$ Theorie des Wechselsprungs (LIGHTHILL 1978) $\frac{h_1}{h_0} = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \quad (11)$</p>		
Wellenlänge (L)		<p>(BOUSSINESQ 1871) $L = \frac{2\pi}{\alpha} = \infty \text{ für } \alpha \text{ vgl. BOUSSINESQ (1871)} \quad (12)$</p>	
Druck (p)	<p>(KOTTMANN UND MOSER 1992; BÖHLE 2012, S. 102) $p = \rho \cdot c \cdot v_0 \quad (13)$</p>	<p>Hydrostatische Druckverteilung (KORTEWEG UND DE VRIES 1895) $p(x, y) = (z(x) - y) \cdot \rho \cdot g \quad (14)$ Cnoidale Wellentheorie (WEHAUSEN UND LAITONE 1960) $\frac{p(x, y)}{\rho \cdot g \cdot h_0} = \frac{z(x) - y}{h_0} - \left(\frac{z_{MAX}}{h_0} \right)^2 \cdot \frac{3}{4} \left(\frac{2y}{h_0} + \frac{y^2}{h_0^2} \right) \cdot [1 - \text{sech}^2(A_x) - 3 \cdot \text{sech}^4(A_x)] \quad (15)$</p>	
Horizontale Geschwindigkeit (u), Wellengeschwindigkeit (c)	<p>Beziehung zwischen rel. und abs. Wellengeschwindigkeit (FRANK 1957, S. 4) $c = \pm v_0 + w \quad (16)$ Für kleine Wellenamplituden nach DE SAINT VENANT (1871) $c = \frac{v_0 (h_0 + H)}{H} = \sqrt{g \left(h_0 + \frac{3}{2} h_0 \right)} \pm v_0 \quad (17)$ Für sehr kleine Wellenamplituden in flachem Wasser (KOCH UND CARSTANJEN 1926): $c = \sqrt{g \cdot h_0} \pm v_0 \quad (18)$</p>	<p>Über Tiefe gleichmäßig verteilte horizontale Geschwindigkeit (KORTEWEG UND DE VRIES 1895) $u(x) = \sqrt{g \cdot h_0} \left(1 + \frac{H_{MAX}}{2h_0} - \frac{H}{h_0} \right) \quad (19)$ Cnoidale Wellentheorie (RUSSEL 1845; BOUSSINESQ 1871; KORTEWEG UND DE VRIES 1895) $c = \sqrt{g (H_{MAX} + h_0)} \quad (20)$ (BOUSSINESQ 1871) $c = \sqrt{g \cdot h_0} \cdot \left(1 + \frac{3}{4} \cdot \frac{H_{MAX}}{h_0} + \frac{h_0^2 \cdot d^2 H_{MAX}}{6 H_{MAX} dx^2} \right) \quad (21)$ (FAVRE 1938) $c = \sqrt{g \cdot h_0} \left(1 + \frac{3}{4} \frac{H_M}{h_0} \right) \quad (22)$</p>	
	<p>Schwall als bewegter Wechselsprung (LIGHTHILL 1978) $c = \sqrt{gh_0} \sqrt{\frac{h_1}{2h_0} \left(1 + \frac{h_1}{h_0} \right)} \pm v_0 \quad (23)$ Schwallwellengeschwindigkeit (AIGNER UND CARSTENSEN 2015, S. 20) $c = \sqrt{g \cdot h_0} \cdot \left(1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{H_M}{h_0} + \frac{H_M^2}{2 \cdot h_0^2} \right) \quad (24)$</p>		

Energiedissipation

Die zulässige Rauigkeit entspricht der Dicke der laminaren Unterschicht. Sie wird von der Strömungsgeschwindigkeit und der Art des Mediums bestimmt (Viskosität). Liegt die Rauigkeit darüber, so kann es zu Turbulenzen kommen (SIGLOCH 2014, S. 184ff):

$$k_{zul} \leq 100 \cdot \frac{v}{c^{\infty}}$$

$$Re_{krit} = \frac{4v_M \cdot h_0}{v}$$

Der Einfluss der Rauigkeit bei nicht brechenden Wellen ist nach GÖBEL (1984, S. 112) kaum erkennbar. Die Rauigkeit hat bei einem geringeren Wasserstand einen größeren Einfluss auf Wellenhöhe und Wellenlänge.

(DAILY UND STEPHAN 1952; IPPEN 1966; KEULEGAN UND PATTERSON 1940). Bei KEULEGAN UND PATTERSON (1940) Vorfaktor 1/12

$$\left(\frac{H_x}{h_0}\right)^{-\frac{1}{4}} - \left(\frac{H_0}{h_0}\right)^{-\frac{1}{4}} = \frac{1}{20} \cdot \left(1 + \frac{2h_0}{b}\right)^2 \cdot \left(\frac{v}{g^{\frac{1}{2}} \cdot h_0^{\frac{3}{2}}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{X}{h_0}\right) \quad (25)$$

Für hydraulisch glatte Kanäle (GÖBEL 1984, S. 110)

$$\frac{H_{MAX}}{h_0} = 0.2 \exp\left(-0.00086 \frac{X}{h_0}\right) \quad (26)$$

Für hydraulisch raue Kanäle (GÖBEL 1984, S. 110)

$$\frac{H_{MAX}}{h_0} = 0.195 \exp\left(-0.000911 \frac{X}{h_0}\right) \quad (27)$$

SANDER (1990) und MOSONYI (1987/1991) erkannten einen sehr großen Einfluss der Rauigkeit auf die Dämpfung. Die Wellen bewegen sich mit konstanter Form fort und werden über große Entfernungen durch Reibung gedämpft (IPPEN 1966, S. 120ff). Ergebnisse zu beweglichen Sohlen sind KHEZRI UND CHANSON (2012) zu entnehmen.

Aufgrund turbulenzinduzierter Dissipation schnellerer Abbau als bei nicht brechenden Wellen. Im hydraulisch glatten Kanal (GÖBEL 1984, S. 112)

$$\frac{H_{MAX}}{h_0} = 1.02 \exp\left(-0.00062 \frac{X}{h_0}\right) \quad (28)$$

Das Bestreben der Welle eine ganz bestimmte Form anzunehmen wird durch die reibungsbedingte Dämpfung überlagert. Im hydraulisch rauhen Kanal (GÖBEL 1984, S. 93).

$$\frac{H_{MAX}}{h_0} = 0.81 \exp\left(-0.00068 \frac{X}{h_0}\right) \quad (29)$$

Die Wellen können durch verschiedene Faktoren beeinflusst werden, die zu Reflexionen führen. Plötzliche und allmähliche Profilwechsel führen zu Totalreflexionen oder zu teilweisen Reflexionen, außerdem kann es zu Überlagerungen durch entgegenkommende Wellen kommen.

Zur Berechnung plötzlicher Profilwechsel wurde von FRANK (1957, S. 30ff.) nachfolgende Formel (30) bestimmt. Die Wellenhöhe, die durch den plötzlichen Profilwechsel entsteht ist H'' . In die Formel gehen die ursprüngliche Wellengeschwindigkeit (c) und Breite (b) ein, sowie die durch die Teilreflexion entstehende Wellengeschwindigkeit (c') und die zugehörigen Breite (b'), sowie die ursprüngliche Wellenhöhe. Für seitliche Abzweigungen gibt GÖBEL (1984) eine minimale Wellenerhöhung bei einem Winkel von 60° an.

$$H'' = H \frac{c \cdot b - c' \cdot b'}{c'' \cdot b'' - c' \cdot b'} \quad (30)$$

Für allmähliche Profilwechsel können bestimmte Annahmen getroffen werden. Dabei werden die Wellengeschwindigkeiten der ursprünglichen Welle gleich den Wellengeschwindigkeiten der teilweise reflektierten Welle gesetzt ($c = c' = \sqrt{gh_0}$), gleiches gilt für die Breite ($b = b'$). Entstehende Beeinflussungen der Wellenhöhe können mit nachfolgender Formel bestimmt werden (FRANK 1957, S. 30ff.).

$$H'' = H \frac{2\sqrt{bh_0}}{\sqrt{bh_0} + \sqrt{(bh_0)'}} \quad (31)$$

Ein **Sohlgefälle** stellt ebenfalls einen allmählichen Profilwechsel dar. Es werden zusätzliche Massenschwingungen in Kanälen hervorgerufen. Die Wassermasse wird dabei ständig hin-

und hergeschoben bis sie schließlich zur Ruhe kommt. Entsteht der Schwall durch einen Zufluss von unten, so legt sich bei gleichbleibendem Durchfluss eine Schwallwelle auf die andere. Dies kann bei einem kleiner werdenden Durchfluss zu einem größer werdenden Wasserspiegel führen, wodurch die Höhe der Schwallwellen immer weiter verringert wird. Bei gleichförmig durchströmten Gerinnen bleiben die Schwallwellen gleich hoch (KOTTMANN UND MOSER 1992, S. 14ff). Das Sohlgefälle spielt folglich eine besondere Rolle bei der Wellenbildung und führt zu einer Verformung der Welle (FAVRE 1938). Eine Erweiterung der Formel von LIDTHILL (1978) wird zur Berechnung der Wasserstandverhältnisse angegeben:

$$\frac{h_1}{h_0} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{\left(1 - \frac{G \cdot \sin \theta}{\rho \cdot g \cdot b \cdot (Fr_1^2 - 1)}\right)^2 + 8 \cdot \frac{Fr_1^2}{1 - \varepsilon}} - \left(1 - \frac{G \cdot \sin \theta}{\rho \cdot g \cdot b \cdot (Fr_1^2 - 1)}\right) \right) \quad (32)$$

Wenn brandende Wellen einen Kanal mit Steigung aufwärts wandern, so brechen die größeren Wellen früher und die Tiefe ab der sie brechen ist proportional zur Quadratwurzel des Volumens.

MOSONYI (1987/1991) konnte keinen Einfluss des Wellenabbaus durch Durchdringungen feststellen, wohingegen sich die Wellenhöhe nach einer gegenseitigen Durchdringung (H') durch eine entgegenkommende Welle (H_2) nach FRANK (1957, S. 35ff.) wie folgt berechnen lässt:

$$H' = H_2 + H_2' - H \quad (33)$$

Entgegenkommende Translationswellen führen zu einer Beeinflussung der Geschwindigkeit, indem die überlagernde Welle die Ursprungsgeschwindigkeit um den Faktor der eigenen Geschwindigkeit erhöht oder verringert (DARCY UND BAZIN 1865). Nach FRANK (1957, S. 33ff.) verlieren Wellen die gegen eine Strömung laufen schnell an Regelmäßigkeit und nehmen an Höhe ab.

Totalreflexionen können wie folgt berechnet werden (MARTIN 2015, S. 25ff.):

$$H' = -\frac{c \cdot b \cdot H}{c' \cdot H'} \quad (34)$$

Nach SYNOLAKIS (1986, S. 70ff.) kann die reflektierte Wellenhöhe solitärer Wellen wie folgt berechnet werden. Dabei stellt β den Winkel der Querneigung der Wand dar.

$$\frac{H''}{h_0} = 2.831 \cdot \sqrt{\cot(\beta)} \left(\frac{h_{MAX}}{h_0}\right)^{\frac{5}{4}} \quad (35)$$

Für brandende Wellen kann folgende Formel verwendet werden (SYNOLAKIS 1986, S. 69):

$$\frac{H''}{h_0} = 0.981 \cdot \left(\frac{h_{MAX}}{h_0} \right)^{0.606} \quad (36)$$

Bei Kenntnis der Wellengeschwindigkeit kann die Schwingungsdauer in einem Reservoir nach Formel (37) berechnet werden. Die Welle läuft vom Anfangs- bis zum Endpunkt, wird dort reflektiert und läuft wieder zum Anfangspunkt zurück. Diese Weglänge geht in die Formel zur Schwingungsdauer ein und wird durch die Wellengeschwindigkeit dividiert.

$$T = \frac{2 \cdot L}{c} \quad (37)$$

Allgemein ist zu beachten, dass die Formeln zur Beschreibung der Prozesse eine Vereinfachung darstellen und eine empirische Überprüfung zur Bestimmung der exakten Eigenschaften der hydrodynamischen Prozesse für unterirdische Pumpspeicherreservoirs unerlässlich ist. Die Formeln stammen sowohl aus theoretischen Überlegungen, Naturmessungen, experimentellen als auch aus numerischen Modellierungen. Die meisten experimentellen Untersuchungen wurden an einzelnen, geraden, langen, rechteckigen oder trapezförmigen Kanälen durchgeführt (vgl. u. a. FAVRE 1938; TRESKE 1994). Die ersten numerischen Untersuchungen zu in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen wurden von PEREGRINE (1966) durchgeführt. Numerische 3D-Untersuchungen stammen u. a. von LIU ET AL. (2015), SIMON ET AL. (2011) und FURUYAMA UND CHANSON (2010). Modelliert wurden Schwallwellen mit Einzelwellen und brechende Wellen in einem geraden Kanal. Eine exakte Reproduzierbarkeit der Wellen kann durch zweidimensionale numerische Simulationen mit der Annahme eines hydrostatischen Drucks nicht erreicht werden (FRAZAO UND ZECH 2002, S. 33). Für genauere Informationen zu den Versuchsbedingungen und Herleitungen der Formeln wird auf die angegebene Literatur verwiesen.

Sunkwellen stellen im Gegensatz zu Schwallwellen negative Wasserspiegelauslenkungen im Freispiegelabfluss dar. Diese können ebenfalls weiter unterteilt werden in abwärtswandernde Senkungswellen (Abspersunk ($Q + \Delta Q$)) und in aufwärtswandernde Wellen (Entnahmesunk ($Q - \Delta Q$)).

Sunkwellen verändern sich während ihrer Ausbreitung (sie bilden sich nicht unbedingt unmittelbar nach dem Einlauf (SANDOVER UND ZIENKIEWICZ 1957)) und haben daher unterschiedliche Erscheinungsformen. Bereits nach sehr kurzen Lauflängen bilden sich Längsprofile mit flachen geneigten Wellenfronten und kurzer, steiler Wellenrückseite. Sunkwellen verringern ihre Krümmung nach der Entstehung, wodurch die Voraussetzungen für lange Wellen besser erfüllt werden und vereinfachend mit einer hydrostatischen Druckverteilung gerechnet werden kann, wobei der Einfluss der Beschleunigung in negative Richtung vernachlässigt wird. In diesem Fall können die Saint-Venant-Gleichungen angewendet werden (AIGNER UND CARSTENSEN 2015, S. 55ff).

Sunkwellen können mit und ohne Schwallwellen erscheinen (vgl. Abbildung 6). Die Grundlagen zu Schwallwellen und deren Verformungen wurden in diesem Kapitel bereits erläutert. Die Formeln für Sunkwellen können analog zu denen von Schwallwellen verwendet werden, das Vorzeichen ändert sich.

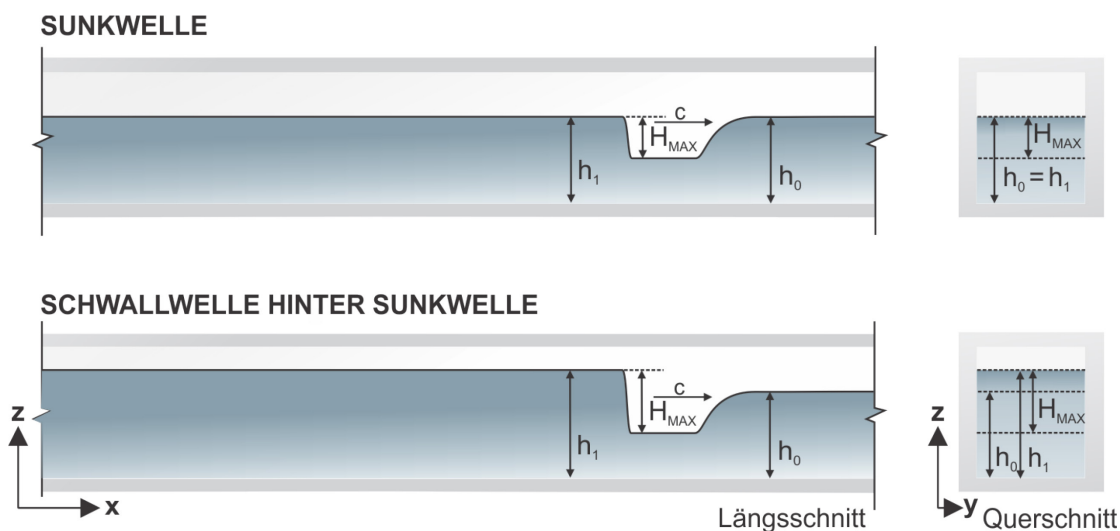


Abbildung 6: Schematische Darstellung einer Sunkwelle [oben] und einer Sunkwelle mit Schwallwelle [unten], im Längsschnitt [links] und Querschnitt [rechts] (verändert nach AIGNER UND BOLLRICH (2012, S. 312))

2.4 Zwischenfazit und Schlussfolgerungen für die Untersuchung

Zur vollständigen Bestimmung der Besonderheiten des Betriebs unterirdischer Pumpspeicherwerke und des Designs unterirdischer Pumpspeicherreservoirs wurde die Analyse des Schrifttums durch Expertenwissen, das durch Interviews gewonnen wurde, ergänzt. Eine Systematik von Betrieb und Konstruktion der Kraftwerke, vor allem der Reservoirs, ist nicht erkennbar. Die Recherche ergab, dass es zu einer großen Unsicherheit bzgl. des zukünftigen Betriebs der Kraftwerke gibt, zum anderen gibt es verschiedenste Ideen zur Konstruktion unterirdischer Pumpspeicherwerke, die unabhängig von der Kenntnis der hydrodynamischen Prozesse und häufig auf Basis standortspezifischer Gegebenheiten festgelegt wurden.

Der derzeitige Kenntnisstand zu den hydrodynamischen Prozessen in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs wurde genauer untersucht. Diese wurden hier in globale Effekte und lokale Prozesse unterschieden. Zu den Füll- und Leervorgängen in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs gibt es weder Untersuchungen, noch existieren Systeme, die für einen Vergleich geeignet sind. Untersuchungen zu globalen Effekten sind daher dringend erforderlich. Lokal muss es sich bei unterirdischen Pumpspeicherreservoirs um Schwall- und Sunkwellen handeln, diese treten in Flüssen durch den Betrieb bei Wasserkraftanlagen auf, Voruntersuchungen bestätigten dies. Diese Wellen verformen sich und es kann zu Einzelwellen und brechen-

den Wellen kommen. Existierende Formeln wurden aufgezeigt. Diese wurden analytisch, numerisch oder experimentell hergeleitet. Die Randbedingungen für die Ermittlung der Formeln können sich maßgeblich von den hier vorliegenden unterscheiden, wodurch die Formeln möglicherweise nicht anwendbar sind. Hinzu kommen die unterschiedlichen Angaben für eine mathematische Beschreibung der Wellen, die zum einen durch eine unterschiedliche Betrachtung der Zustände und zum anderen durch unterschiedliche Versuchsbedingungen zustande kommen. Die genaue Erscheinungsform und die Abhängigkeit der hydrodynamischen Strömungsprozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs können daher auf theoretischer Basis nicht bestimmt werden.

Die Frage nach den hydrodynamischen Prozessen in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs blieb daher unbeantwortet, weshalb eine Systematik zur Bestimmung dieser gefunden werden musste. Auf Basis der hier dargestellten Kenntnisse zu den hydrodynamischen Prozessen sowie der weiteren Grundlagen zu unterirdischen Pumpspeicherwerken wurde ein Konzept entwickelt, das die hydrodynamischen Herausforderungen abbildet und eine empirische Untersuchung ermöglicht, die den aktuellen Kenntnisstand zu den hydrodynamischen Prozessen speziell in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs erheblich erweitert. Im nachfolgenden Kapitel wird sowohl die Konzeptionierung als auch das Vorgehen für die empirische Untersuchung aufgezeigt (vgl. Kapitel 3).

3 Konzept zur Ermittlung der hydrodynamischen Prozesse

3.1 Einführung

Auf Basis der in Kapitel 2 dargestellten Grundlagen wurde systematisch ein Konzept zur Bestimmung der hydrodynamischen Prozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs entwickelt (vgl. Kapitel 3.2). Die für die Hydrodynamik als bedeutend identifizierten betrieblichen und konstruktiven Einflussparameter stellen die Rahmenbedingungen der Konzeptionierung dar.

Sollen unterirdische Pumpspeicherwerke in Zukunft realisiert werden, so müssen sie eine wirtschaftliche Lösung darstellen, bzw. wirtschaftliche Vorzüge oder eine einzigartige betriebliche Funktion im Vergleich zu weiteren Speichertechnologien aufweisen. Entscheidend hierfür ist es, Bau- und Betriebskosten zu minimieren und die durch den Betrieb erzielten Einnahmen zu maximieren. Dies bedeutet für die Reservoirs eine Maximierung des Verhältnisses der tatsächlichen zur nutzbaren Größe, das nur bei Kenntnis der vorliegenden hydrodynamischen Prozesse und deren Ursache realisierbar ist. Ziel der Konzeptionierung ist daher die Ermöglichung einer Analyse der globalen Effekte in den Reservoirs, mithilfe derer deskriptiv durch sukzessive Variation der einzelnen Größen Rückschlüsse über die Ausprägung der lokalen Prozesse getroffen werden können. Dabei müssen die größten Abweichungen der lokalen von den globalen Prozessen identifiziert werden, da diese die Bemessung der Reservoirs maßgeblich beeinflussen. Die maßgeblichen hydrodynamischen Design-Parameter für unterirdische Pumpspeicherreservoirs sind zum einen die Sicherheit gegen Zuschlagen, die immer gewährleistet sein muss. Eine zügige Dämpfung der Wellen ermöglicht schnellere Betriebswechsel und ist somit für den Betrieb erwünscht.

Aufbauend auf dem entwickelten Konzept wird die Methodik für die Umsetzung des Konzepts in Kapitel 3.3 dargestellt.

3.2 Konzeptionierung

3.2.1 Speicherbetrieb

Zur Bestimmung des Einflusses der relevanten betrieblichen Parameter auf die hydrodynamischen Prozesse werden im Sinne der Grundlagenforschung die Parameter so festgelegt, dass sie zu einer deutlichen Ausprägung der hydrodynamischen Prozesse führen. Die identifizierten betrieblichen Parameter sind Öffnungs- und Schließzeit (Flexibilität), Anfangswasserstand (Flexibilität, Kapazität) und Durchfluss (Leistung). Dabei müssen für die Identifikation des exakten Einflusses eines der genannten Parameter durch dessen Variation, im Sinne der Vergleichbarkeit der Ergebnisse, die übrigen Parameter konstant gehalten werden. Bisher unbekannt ist der Einfluss des Durchflusses (Q) sowie des Initial- und Endwasserstands (h_0, h_1) auf die hydrodynamischen Prozesse in UPSR. Hierfür sollen am Referenzsystem acht Durchflüsse für den Turbinen- und Pumpenbetrieb sowie für jeweilige Schnellschlüsse beim jeweiligen Betriebszustand geprüft werden. Zusätzlich soll die Bestimmung des Einflusses der Wasserstände anhand von vier verschiedenen Initial- und Endwasserständen untersucht werden. Der Einfluss von Öffnungs- und Schließzeiten wurde ausführlich untersucht, u. a. von FRANK (1957). Abbildung 7 zeigt die konstanten und variablen Größen für den Betrieb.

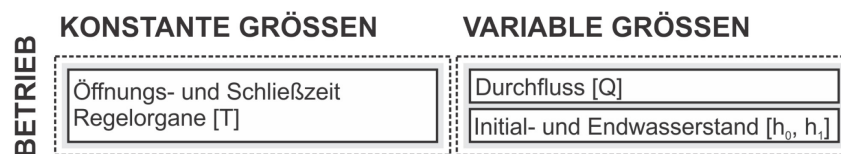


Abbildung 7: Konzeptionierung der betrieblich relevanten Parameter

Auf Basis dieser Grundlage sowie der gewonnenen Erkenntnisse (vgl. Kapitel 2.2.1 und Kapitel 2.3.2) wurden die Größenordnungen festgelegt. Es fand bewusst eine Überdimensionierung statt, sodass das System für die Größenordnung derzeit nicht existente Öffnungs- und Schließdauern der Regelorgane sowie besonders hohe Durchflüsse, damit Leistungen im Verhältnis zur Größenordnung aufweist. Dadurch werden mögliche, derzeit noch in der Entwicklung steckende Extremsituationen, abgedeckt (PUMMER ET AL. 2013b; NELIHSEN 2011). Abbildung 8 zeigt die Durchflussänderung über die Zeit für die vier Betriebszustände. Die exakten festgelegten Größen für Durchflüsse und Wasserstände sind dem Versuchskonzept (Kapitel 3.3.2) zu entnehmen.

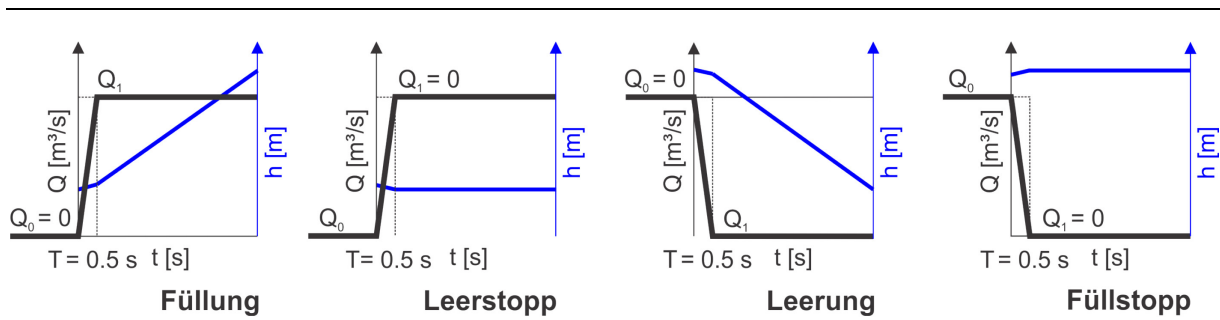


Abbildung 8: Durchfluss im Zeitverlauf für die vier relevanten Betriebszustände im Versuchskonzept

3.2.2 Reservoir-Design

Die hydrodynamischen Prozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs werden neben den betrieblichen auch von konstruktiven Parametern beeinflusst (PUMMER ET AL. 2014d). Die Ergebnisse aus Kapitel 2 zeigen, dass sich die Konzepte für die belüfteten unteren unterirdischen Pumpspeicherreservoirs in ihrem Design stark unterscheiden. Die unterschiedlichen konstruktiven Größen sind vor allem der Querschnitt der Rohrleitung, das Ein- und Auslaufbauteil, die Kanalabzweigungen, die Kanalquerschnitte, die Kanallängen, das Sohlgefälle und die Rauheit. Durch Variation jeweils eines Einflussparameters kann bei konstant halten der übrigen Größen deskriptiv auf dessen Beeinflussung auf die hydrodynamischen Prozesse geschlossen werden. Parameter, zu denen bereits ein guter Wissensstand in Bezug auf die hydrodynamischen Prozesse vorliegt, werden konstant gehalten, die Parameter mit derzeit unbekanntem Auswirkungen werden variiert (vgl. Kapitel 3.2.2). Abbildung 9 zeigt die konstanten und variablen Parameter für das Design.

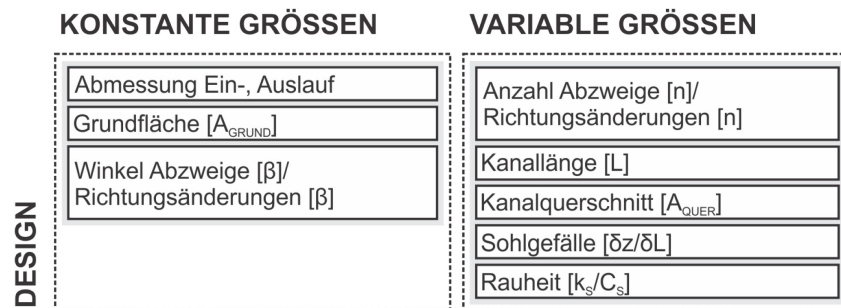


Abbildung 9: Konzeptionierung der konstruktiv relevanten Parameter

Abbildung 10 zeigt das entwickelte Referenzsystem, mit allen Abmessungen (PUMMER ET AL. 2013d; NELIHSEN 2011). Das unterirdische Reservoir ist so aufgebaut, dass es einen Einlaufkanal mit einem großen Fassungsvermögen mit vier in einem Winkel von 135° abzweigenden Kanälen mit unterschiedlichen Sohlgefällebereichen besitzt, die im hinteren, höher gelegenen Bereich über einen Kanal wieder miteinander verbunden sind. Das Sohlgefälle liegt zwischen 0 und 1.8‰ und damit innerhalb empfohlener Grenzwerte (VISCHER 1993). Die Kanalquer-

schnitte wurden bei der Aufteilung auf mehrere Kanäle von einer Breite von 0.141 m auf 0.1 m verkleinert, da insgesamt eine Erweiterung des Querschnitts vorliegt. Der maximale Wasserstand liegt bei 0.1 m, sodass der durchflossene Querschnitt die gleiche Breite wie Höhe hat, was hydraulisch günstig ist (vgl. Kapitel 2.3). Die Länge und Anzahl der Kanäle wurde so festgelegt, dass ein sinnvolles Nutzvolumen im Reservoir erreicht werden kann. Die Kanalwandungen sollen hydraulisch glatt sein. Es handelt sich um Grundsatzuntersuchungen, weshalb kein geometrischer Maßstab angenommen wird. Bei der Größenordnung wurde besonderen Wert darauf gelegt, dass die Oberflächenspannung (σ) die Versuchsergebnisse nicht beeinflusst. Der Einfluss der Weber-Zahl auf die Froude-Zahl wurde hierfür auf 30 beschränkt (vgl. nachfolgende Formel) (GÖBEL 1984, S. 123ff.).

$$We = \frac{\rho \cdot g \cdot h_0}{\sigma} \leq 30 \quad (38)$$

Oberflächen- und Schwerewellen des Wassers entstehen erst ab einer Ausbreitungsgeschwindigkeit (c) von 23 cm/s und einer Wasserstiefe von 5,4 mm. Im Modell untersuchte Größen sollen bedeutend größer sein, um Kapillareffekte auszuschließen (GÖBEL 1984, S. 123ff.; BOLLRICH UND AIGNER 2000, S. 17ff).

Hochskalierungen werden in einem späteren Schritt durch Identifikation der möglicherweise auftretenden Maßstabseffekte ermöglicht (vgl. Kapitel 4.4).

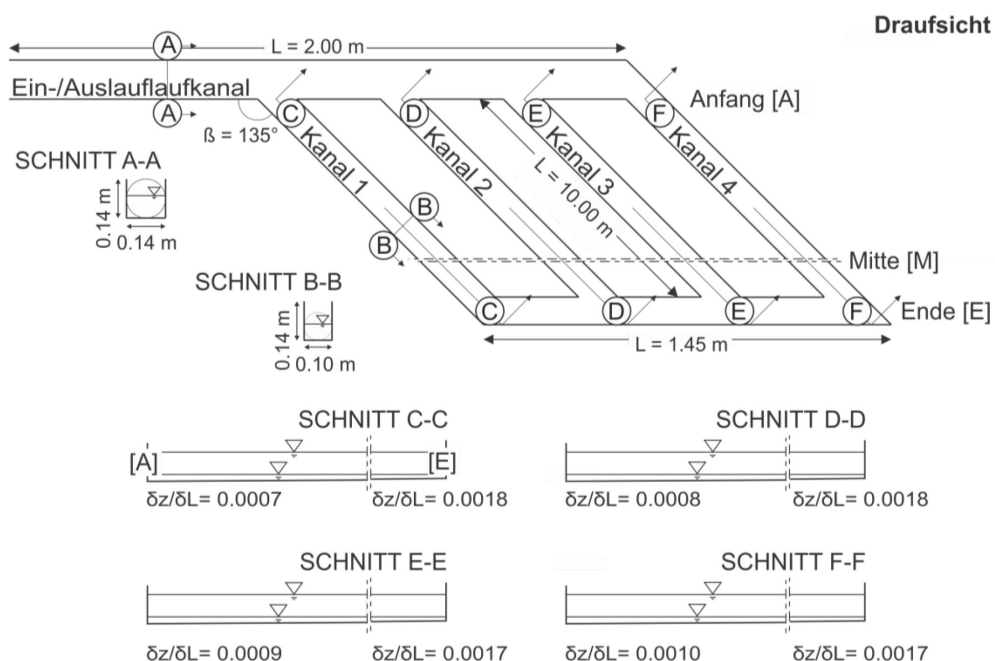


Abbildung 10: Entwickelte Design-Referenz für ein belüftetes unterirdisches Pumpspeicherreservoir

Auf Basis dieses Referenzmodells wurden Varianten entwickelt, die den Einfluss der konstruktiven Parameter auf die hydrodynamischen Prozesse quantifizierbar machen. Die Variation eines Parameters führt beim Design zum Teil zur Beeinflussung eines weiteren Parameters, so führt beispielsweise eine Variation der Länge gleichzeitig zu einer Variation des Volumens, werden nicht die Höhe oder die Grundfläche angepasst. Abbildung 11 zeigt den Einfluss des Verhältnisses der Grundfläche zum Wasserstandsverhältnis bei gleichbleibendem Volumen.

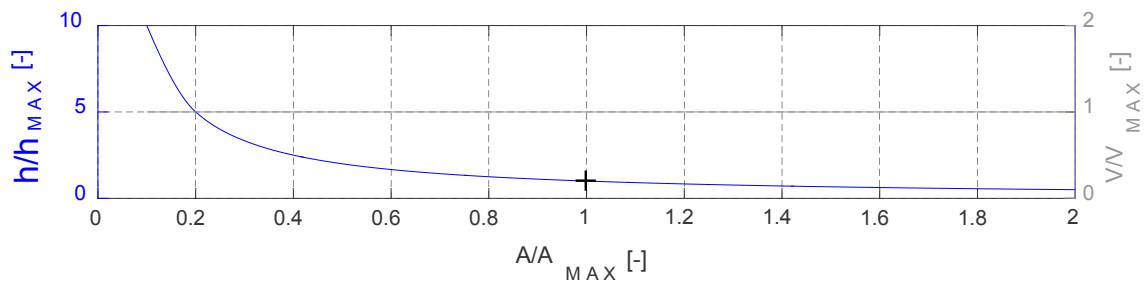


Abbildung 11: Wasserstands-, Volumen-, und Flächenverhältnis des unterirdischen Reservoirs

Für die Analyse soll daher, im Sinne einer geeigneten Vergleichbarkeit, das Volumen der Modelle immer gleich groß bleiben. Diese Voraussetzung wird durch Beibehaltung der Größe der Grundfläche und der Höhe der Reservoirs in jeder Variation bzw. durch eine ausschnittsweise Untersuchung erreicht. Dies führt ebenfalls zu gleich bleibenden Reibungseinflüssen durch die Wände.

Die Anzahl der Abzweige wird zwischen null und neun variiert. Beim jeweils ersten und letzten Kanal finden Richtungsänderungen statt, und im Vergleich zu Abzweigen wird das Wasser dort komplett in die Kanäle geleitet. Die Anzahl an Richtungsänderungen variiert folglich von null bis drei (zwei Richtungsänderungen sind nicht möglich). Am Ende der Reservoirs findet eine Totalreflexion der Wellen statt. Diese wird bei Varianten mit Abzweigen durch teilweise Reflexionen überlagert. Der Einfluss des Sohlgefälles auf die hydrodynamischen Prozesse wird durch Varianten ohne Sohlgefälle bestimmt. Die hydraulisch glatte Design-Referenz ($k_s = 0$ m) wird durch eine raue Variante ($k_s = 0.001$ m) ergänzt, um den Einfluss der Rauheit zu bestimmen. Die exakten Daten der für die Analyse notwendigen konstruktiven Varianten können dem Versuchskonzept entnommen werden (vgl. Kapitel 3.3.2).

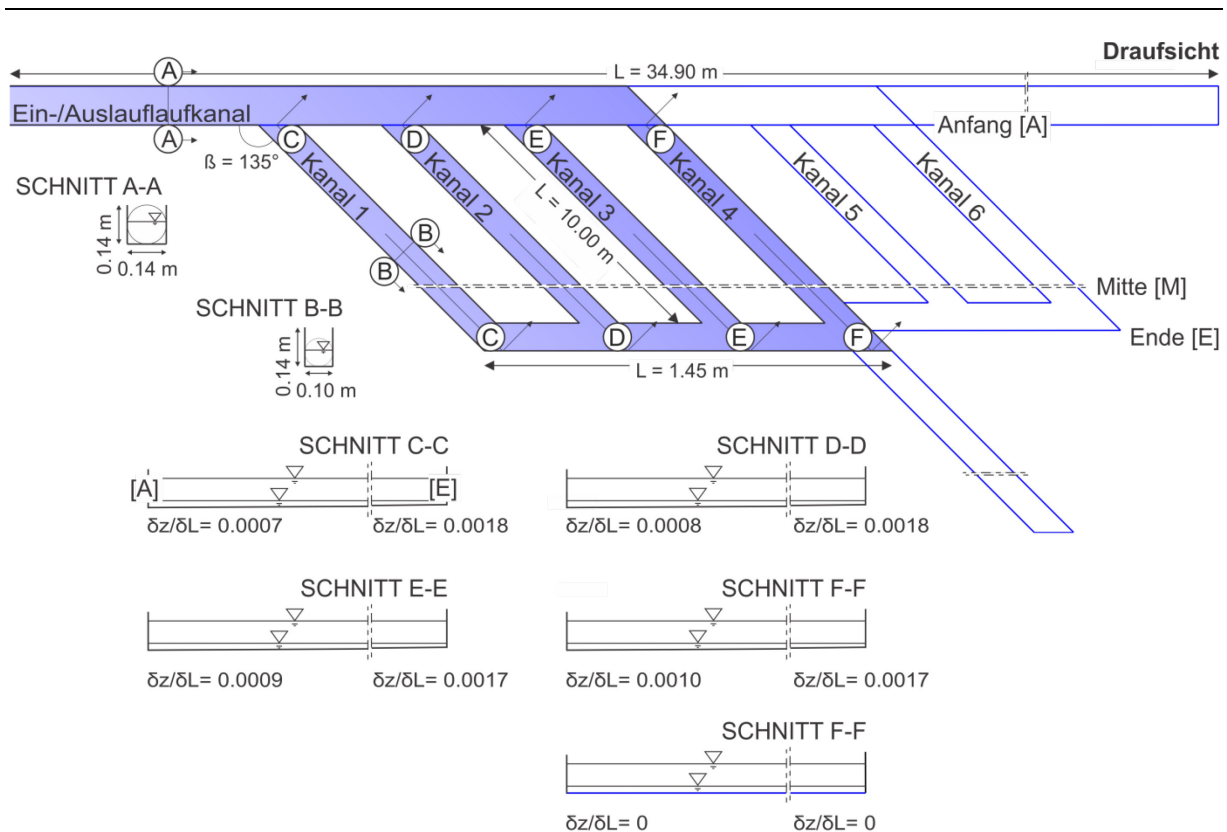


Abbildung 12: Konstruktive Varianten des unterirdischen Reservoirs

3.3 Methodische Umsetzung

3.3.1 Hybride Modellierung

Auf Basis des entwickelten Konzepts wurden die Anforderungen an die Modellierung definiert, und Methoden können entwickelt und ein Versuchskonzept erstellt werden. Die Untersuchungen werden hier zur Exploration neuer physikalischer Zusammenhänge eingesetzt. Es gibt verschiedene Methoden das entwickelte Konzept zu untersuchen. Es handelt sich dabei um numerische und hydraulische Modellversuche, sowie Naturuntersuchungen. Da die Kraftwerke derzeit nicht existieren, stellen Modelluntersuchungen die einzige geeignete Methode dar. Sowohl experimentelle als auch numerische Untersuchungen haben Vor- und Nachteile, die in den jeweiligen Kapiteln 4 und 5 noch weiter ausgeführt werden. Der ausschlaggebende Vorteil des hydraulischen Modells ist die natürliche Abbildung der physikalischen Prozesse und die Anschaulichkeit sowie die Möglichkeit betriebliche Veränderungen zügig umzusetzen. Bei einem Modell im Originalmaßstab entspricht die Versuchsdauer der tatsächlichen Dauer des Betriebs. Eine hydraulische Modellierung ist daher im vorliegenden Fall besonders sinnvoll. Da allerdings noch nie experimentelle Untersuchungen zu unterirdischen Pumpspeicherreservoirs durchgeführt wurden und ebenfalls keine Prototypen existieren, ist es unerlässlich, die hier angewandte Methodik zu verifizieren. Es kommt hinzu, dass

bei einer alleinigen Umsetzung des Konzepts durch hydraulische Modellversuche eine Vielzahl an konstruktiven Varianten aufgrund eines unverhältnismäßig großen Aufwandes und aus Platzgründen nicht umsetzbar wäre. Diese Varianten können durch numerische Simulationen ergänzt werden. Zusätzlich können die im hydraulischen Modell an festgelegten Positionen mit entsprechender Messtechnik gemessenen Größen durch die Simulationsergebnisse erheblich erweitern werden. Voraussetzung für die hybride Modellierung ist eine gegenseitige Validierung und Kalibrierung.

Folglich ist hier die Kombination hydraulischer und numerischer Modelle besonders geeignet und durch die hybride Modellierung können die Vorteile beider Methoden genutzt und die Nachteile ausgeglichen werden (ROGER 2011; RUTSCHMANN 2005). Die hybride Modellierung hat dabei maximale Glaubhaftigkeit, da hier jedes der Modelle gegen das andere abgesichert wird.

Im Folgenden werden das Versuchskonzept (vgl. Kapitel 3.3.2) und die Details der hydraulischen und numerischen Modellversuche in den Kapiteln 4 und 5 dargestellt.

3.3.2 Versuchskonzept

Das Versuchskonzept beinhaltet alle entwickelten Variationen der verschiedenen **betrieblichen** und **konstruktiven Parameter**. Die Variation der betrieblichen Einflussfaktoren sind Tabelle 6 und die der konstruktiven Einflussfaktoren Tabelle 7 zu entnehmen. In den Tabellen wird aufgezeigt, ob die Varianten experimentell (blau), numerisch (grün) oder mit beiden Methoden (rot) untersucht werden.

Im hydraulischen Modell können Rand- und Anfangsbedingungen einfach variiert und grundlegende Ergebnisse erzielt werden, weshalb der Schwerpunkt auf der betrieblichen Bemessung von UPSW liegt. Dabei handelt es sich bei den variierten betrieblichen Parametern um die Anfangs- und Endwasserstand ($h_0 = 0.02 \text{ m}; 0.04 \text{ m}; 0.06 \text{ m}; 0.08 \text{ m}$) und um den Durchfluss ($Q = \pm 0.0005 \text{ m}^3/\text{s}; \pm 0.00075 \text{ m}^3/\text{s}; \pm 0.001 \text{ m}^3/\text{s}, \pm 0.0015 \text{ m}^3/\text{s}, \pm 0.002 \text{ m}^3/\text{s}, \pm 0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$) (vgl. Abbildung 8, Kapitel 3.2.1). Im Modell wurden die konstruktiven Parameter Kanalanzahl ($n = 1; 2; 4$), Kanallänge ($L = 10.9 \text{ m}; 5.4 \text{ m}$) und die Abstände bzw. die Länge des Einlaufkanals variiert. Die Varianten erhalten dadurch eine unterschiedlich große Grundfläche, was aus Platzgründen der Halle nur auf diese Weise umsetzbar war. Mithilfe dieser Varianten kann das numerische Modell kalibriert werden und dann eine Anpassung der Grundfläche stattfinden.

Tabelle 6: Versuchskonzept für die betrieblichen Einflussfaktoren

BETRIEBLICHE EINFLUSSFAKTOREN		VARIANTEN																							
		B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	B15	B16	B17	B18	B19	B20	B21	B22		
Q ₀ [m³/s]	0.001	0.00125	0.0025	0.0050	0.0075	0.015	0.0020	0.0025	0.0005	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0005	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0005	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025		
h ₀ [m]	100	12.5	25	50	75	150	200	250	50	100	150	200	250	50	100	150	200	250	50	100	150	200	250		
h ₀ [m]	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08		
T [s]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5		
T [s]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100		
KONSTRUKTIVE VARIANTEN		KR, K6		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6			
BETRIEBLICHE EINFLUSSFAKTOREN		VARIANTEN																							
Q ₀ [m³/s]	0.001	0.00125	0.0025	0.0050	0.0075	0.015	0.0020	0.0025	0.0005	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0005	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0005	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025		
h ₀ [m]	100	12.5	25	50	75	150	200	250	50	75	100	150	200	250	50	75	100	150	200	250	50	75	100	150	
h ₀ [m]	0.1	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	
T [s]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5		
T [s]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
KONSTRUKTIVE VARIANTEN		KR, K6		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6			
BETRIEBLICHE EINFLUSSFAKTOREN		VARIANTEN																							
Q ₀ [m³/s]	-0.001	-0.0050	-0.0075	-0.015	-0.020	-0.025	-0.0050	-0.0010	-0.0015	-0.0020	-0.0025	-0.0050	-0.010	-0.015	-0.020	-0.025	-0.0050	-0.010	-0.015	-0.020	-0.025	-0.0050	-0.010	-0.015	
h ₀ [m]	0.1	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.04	0.04	0.04	
T [s]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
T [s]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
KONSTRUKTIVE VARIANTEN		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6	
BETRIEBLICHE EINFLUSSFAKTOREN		VARIANTEN																							
Q ₀ [m³/s]	-0.001	-0.0050	-0.0075	-0.015	-0.020	-0.025	-0.0050	-0.0010	-0.0015	-0.0020	-0.0025	-0.0050	-0.010	-0.015	-0.020	-0.025	-0.0050	-0.010	-0.015	-0.020	-0.025	-0.0050	-0.010	-0.015	
h ₀ [m]	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	
T [s]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
T [s]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
KONSTRUKTIVE VARIANTEN		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6, K7, K8, K9, K10		KR, K6		KR, K6		KR, K6		KR, K6	

EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG & CFD-SIMULATION
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG
CFD-SIMULATION

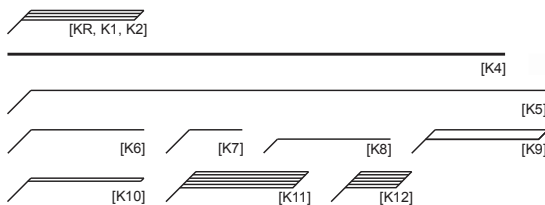
Gesamtanzahl = 362

Tabelle 7: Versuchskonzept für die konstruktiven Einflussfaktoren

KONSTRUKTIVE EINFLUSSFAKTOREN		REFERENZ	VARIANTEN											
		KR	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9	K10	K11	K12
FLÄ- CHE	A _{GRUND} [m ²]	4.9	4.9	4.9	4.9	4.9	4.9	1.25	0.75	1.15	2.4	2.5	7.3	2.6
	[%]	100	100	100	100	100	100	28	17	26	53	56	148	53
ABZWEIG	β [°]	135	135	135	-	-	-	-	-	-	135	135	135	135
	[%]	100	100	100	-	-	-	-	-	-	100	100	100	100
	n [-]	5	5	5	-	-	-	-	-	-	1	1	9	9
RICHTUNGS- ÄNDERUNG	β ₁ [°]	135	135	135	-	135	135	135	135	135	135	135	135	135
	[%]	100	100	100	-	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	β ₂ [°]	45	45	45	-	0	0	0	0	0	45	45	45	45
	[%]	33	33	33	-	0	0	0	0	0	33	33	33	33
VERENGUNG DES QUER- SCHNITTS	b _[EINLAUFKANAL] [m]	0.141	0.141	0.141	0.141	0.141	0.141	0.141	0.141	0.141	0.141	0.141	0.141	0.141
	[%]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ERWEITERUNG DES QUER- SCHNITTS	b _[KANÄLE] [m]	0.1	0.1	0.1	-	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	[%]	70	70	70	-	70	70	70	70	70	70	70	70	70
STEIGUNG	δz/δL [K1A-K1M] [-]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	[%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	δz/δL [K1A-K1M] [%]	0.0007	0	0.0007	-	-	-	-	-	0.0007	0.0007	-	0.0009	0.0009
	δz/δL [K1M-K1E] [%]	40	0	40	-	-	-	-	-	40	40	-	50	50
	δz/δL [K1M-K1E] [-]	0.0018	0	0.0018	-	-	-	-	-	0.0018	0.0018	-	0.0018	-
	δz/δL [K2A-K2M] [%]	100	0	100	-	-	-	-	-	100	100	-	100	-
	δz/δL [K2A-K2M] [-]	0.0008	0	0.0008	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0009	0.0009
	δz/δL [K2M-K2E] [%]	45	0	45	-	-	-	-	-	-	-	-	50	50
	δz/δL [K2M-K2E] [-]	0.0018	0	0.0018	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0018	-
	δz/δL [K3A-K3M] [%]	100	0	100	-	-	-	-	-	-	-	-	100	-
	δz/δL [K3A-K3M] [-]	0.0009	0	0.0009	-	-	-	-	-	-	-	0.0009	0.0009	0.0009
	δz/δL [K3M-K3E] [%]	50	0	50	-	-	-	-	-	-	-	50	50	50
	δz/δL [K3M-K3E] [-]	0.0017	0	0.0017	-	-	-	-	-	-	-	0.0017	0.0018	-
	δz/δL [K4A-K4M] [%]	95	0	95	-	-	-	-	-	-	-	95	100	-
	δz/δL [K4A-K4M] [-]	0.0010	0	0.0010	-	0	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0009	0.0009
	δz/δL [K4M-K4E] [%]	55	0	55	-	0	55	55	55	55	55	55	50	50
	δz/δL [K4M-K4E] [-]	0.0017	0	0.0017	-	0	0.0017	0.0017	-	-	0.0017	0.0017	0.0018	-
	δz/δL [K5A-K5M] [%]	95	0	95	-	0	95	95	-	-	95	95	100	-
	δz/δL [K5A-K5M] [-]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0009	0.0009
	δz/δL [K5M-K5E] [%]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	50
δz/δL [K5M-K5E] [-]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0018	-	
δz/δL [K6A-K6M] [%]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100	-	
δz/δL [K6A-K6M] [-]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0009	0.0009	
δz/δL [K6M-K6E] [%]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	50	
δz/δL [K6M-K6E] [-]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0018	-	
δz/δL [K6M-K6E] [%]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100	-	
RAUHEIT	k _s [-]	0	0	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	[%]	0	0	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	C _s [-]	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	[%]	0	0	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

BETRIEBLICHE VARIANTEN: ALLE, BR, BR, BR, B32, B38, ALLE, B36, B37, B38, B42, B43, B44, B52, B53, B54, B57, B58, B59, B62, B63, BR, BR

Ab hier Veränderung der Grundfläche, daher Besonderheiten bei Analyse zu beachten



EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG & CFD-SIMULATION
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG
CFD-SIMULATION

Gesamtanzahl = 362

Im numerischen Modell sind komplexe Designs umsetzbar, wohingegen die Simulationszeit verhältnismäßig lange dauert. Daher liegt der Schwerpunkt der Untersuchung hier nicht auf den betrieblichen, sondern auf den konstruktiven Einflussparametern. Hinzu kommt allerdings, dass besonders geringe Durchflüsse im hydraulischen Modell nur mit hohen prozentualen Abweichungen einstellbar waren, weshalb auch diese, ergänzend zum Referenzdurchfluss, im numerischen Modell untersucht werden sollten ($Q = \pm 0.000125 \text{ m}^3/\text{s}$; $\pm 0.00025 \text{ m}^3/\text{s}$; $\pm 0.001 \text{ m}^3/\text{s}$). Zum ergänzenden Abgleich beider Methoden wurde der Maximaldurchfluss untersucht ($Q = +0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$). Im Modell wurden die konstruktiven Parameter Kanalanzahl ($n = 0, 1, 2, 4, 6$), Kanallänge ($L = 44.9 \text{ m}$; 34.5 m ; 10.9 m ; 5.4 m) und die Abstände bzw. die Länge des Einlaufkanals variiert. Die Grundfläche bleibt dabei in allen Modellen gleich, Ausnahme bilden die Modelle mit den 6 Kanälen, die folglich nur für die Auswertung bis zur ersten Reflexion verwendet werden können. Weiterhin wurde das exakt dem hydraulischen Modell nachgebaute numerische Modell ($\delta z/\delta L = 0$; 0.0007 ; 0.0008 ; 0.0009 ; 0.0010 ; 0.0017 ; 0.0018) komplett in einer weiteren Variante ohne Sohlgefälle ($\delta z/\delta L = 0$) simuliert, um den Einfluss des Sohlgefälles zu bestimmen. Hinzu kommt eine Variation der Rauigkeit ($k_s = 0.001$; $C_s = 0.5$), das Referenzmodell ist hydraulisch glatt.

3.4 Zwischenfazit

Auf Basis der Erkenntnisse zum potentiellen Betrieb und Aufbau unterirdischer Pumpspeicherwerke und -reservoirs (vgl. Kapitel 2) wurde ein Konzept entwickelt, mithilfe dessen grundlegend die auftretenden hydrodynamischen Prozesse erfasst werden können. Derzeit für die Reservoirs noch nicht untersuchte Einflüsse auf die Prozesse durch den Betrieb der Kraftwerke und die Konstruktion der Reservoirs können durch die Variation hier festgelegter Parameter erfasst werden. Die hybride Modellierung gilt als besonders aufwendige Methode, weist aber besondere Vorteile für die Umsetzung des entwickelten Konzepts auf. Hydraulische und numerische Untersuchungen werden miteinander kombiniert, wodurch die Vorteile der jeweiligen Methode genutzt werden können und eine gegenseitige Kalibrierung und Validierung stattfinden kann. Durch die Entwicklung des genauen Versuchskonzepts für die hybride Modellierung wird deutlich, dass hierdurch alle erforderlichen Varianten umgesetzt werden können, wobei es bei der Anwendung nur einer Methodik zu einer wesentlichen Einschränkung kommen würde. Detailliert werden in den nachfolgenden Kapiteln die jeweiligen Modelle vorgestellt (vgl. Kapitel 4 und Kapitel 5).

4 Experimentelle Untersuchung im Rahmen hybrider Modellierung

4.1 Einführung

Durch die hybride Modellierung sollen auf Basis des entwickelten Konzepts (vgl. Kapitel 3) grundlegend Füll- und Leervorgänge und Betriebsunterbrechungen sowie die Entstehung und Ausprägung hochkomplexer lokaler Strömungsprozesse für unterirdische Pumpspeicherreservoirs bestimmt werden. Die hybride Modellierung beinhaltet u. a. experimentelle Modellversuche, die im nachfolgenden vorgestellt werden. Der Schwerpunkt der Untersuchungen liegt auf den betrieblichen Varianten (vgl. Kapitel 3.3.2).

Dieses Kapitel gibt einen Überblick über den Aufbau und die Messtechnik des hydraulischen Modells in der Versuchshalle des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University (vgl. Kapitel 4.2). Als erstes Modell seiner Art ist dessen Kalibrierung und Validierung sowie die Bestimmung von Modell- und Maßstabeffekten zur Verifizierung der Methodik unerlässlich und wird in Kapitel 4.3 und Kapitel 4.4 vorgestellt. Das Programm für die Versuche sowie das Vorgehen bei der Durchführung der Versuche werden ebenfalls wie das Vorgehen bei der Aufbereitung der Versuchsdaten und deren Analyse in den darauffolgenden Kapiteln dargestellt (vgl. Kapitel 4.5 und Kapitel 4.6).

4.2 Modell

4.2.1 Aufbau

In der Versuchshalle des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University wurde das speziell für den entwickelten Entwurf konzipierte Modell realisiert. Das Modell ist in Abbildung 13 dargestellt. Mit ihm wird das entwickelte Referenzsystem abgebildet und durch die ausgewählte Messtechnik eine systematische Analyse der lokalen Strömungsprozesse und globalen -effekte ermöglicht.

Die Wasserzufuhr zu den vier 10.9 m langen, 0.1 m breiten und 0.141 m hohen, rechteckigen, offenen Kanälen erfolgte über ein PVC Rohr, das über einen Diffusor aus Plexiglas den Druck- zu einem Freispiegelabfluss überführt. An das Modell wurde ein Wasserbehälter mit

4.2.2 Messtechnik

Mithilfe geeigneter, berührungsloser Messtechnik konnte detailliert aufgezeichnet werden, wo, unter welchen Bedingungen und mit welcher Ausprägung die globalen Effekte und die lokalen Strömungsprozesse auftreten. Tabelle 8 zeigt die zu messenden Parameter und die entsprechenden Messgeräte. Die Messtechnik wurde für alle Versuche an den in Abbildung 15 aufgezeigten Positionen fest installiert.

Tabelle 8: Messtechnik

Parameter	Messgerät	Typ	Verfahren
Q [m ³ /s]	Ultraschall - Durchflussmessgerät	DF 868 - Panametrics	Laufzeit-Differenz-Verfahren
h [m]	Ultraschallsonden	MIC +35/IU/TC - microsonic	Echo-Laufzeitverfahren [f = 10 Hz]
v [m/s]	Messflügel	MiniWater6 Micro, MiniWater6 Mini	Drehzahlmessung
	Kameraaufzeichnung		

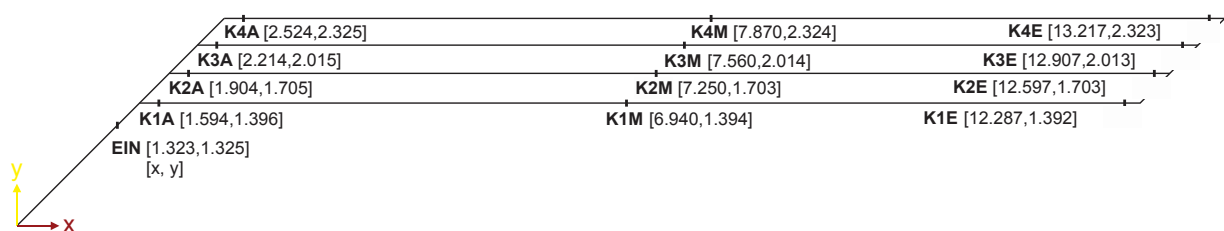


Abbildung 15: Koordinaten der Messpunkte im hydraulischen Modell

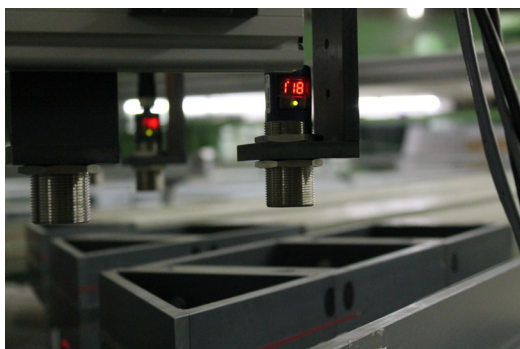
Zur Messung des **Durchflusses** in beide Richtungen wurde das Messgerät DigitalFlow DF868 der Firma PanametricsTM verwendet. Ein Foto des Messgeräts im hydraulischen Modell und die entsprechenden technischen Merkmale zeigt Abbildung 16. Genutzt wird das Laufzeit-Differenzverfahren. Hierfür wird ein Messkopfpaar eingesetzt, wobei jeder Messkopf codierte Ultraschallsignale zeitgleich in und gegen die Hauptströmungsrichtung aussendet. Die Zeitdifferenzen der Laufzeiten sind direkt proportional zur Fließgeschwindigkeit, die in Kombination mit den Daten der Rohrleitung in Durchflussdaten umgerechnet werden. Die Messköpfe werden am Zu- und Ablaufrohr von außen befestigt und messen, ohne die Rohrleitungswand zu durchdringen.



Technische Merkmale	Durchflussmesser DF868
Messverfahren [-]	Laufzeitdifferenzverfahren
Messbereich (beide Richtungen) [m/s]	0.03-12.2
Rohrdurchmesser [mm]	20-5000
Rohrwandstärke [mm]	< 76.2 mm
Rohrmaterial [-]	Alle Metalle, die meisten Kunststoffe
Messgenauigkeit Geschwindigkeit [%]	± 0.5
Wiederholungsgenauigkeit [%]	± 0.1-0.3

Abbildung 16: Durchflussmesser (DigitalFlow DF868) zur Durchflussmessung im hydraulischen Modell [links] und die technischen Merkmale [rechts]

Zur Messung des **Wasserstands** wurden Ultraschallsonden mic+35/IU/TC der Firma MicrosonicTM verwendet. Ein Foto der Ultraschallsonden mic +35/IU/TC im hydraulischen Modell und die entsprechenden technischen Merkmale sind Abbildung 17 zu entnehmen. Sie funktionieren nach dem Echo-Laufzeitverfahren. Gemessen wird die Zeit, die das Ultraschallsignal vom Sender zur Wasseroberfläche, an der es reflektiert wird, zurück zum Empfänger benötigt. Diese wird dann in einen Wasserstand umgerechnet. Durch den Frequenzbereich des Ultraschallsignals wird ein gebündeltes, kegelförmiges Signal erzeugt, das wenig Streuung aufweist. Insgesamt wurden im Modell 13 Ultraschallsonden in einer Höhe von 200 mm (= Abstand Sohle) in der Mitte der Kanalquerschnitte an den relevanten Positionen fest installiert (vgl. Abbildung 13). Somit befindet sich eine Sonde im Einlaufkanal, vier Sonden am Kanalbeginn der jeweiligen Kanäle und in einem Abstand von 5 m vier Sonden in der jeweiligen Kanalmitte und vier Sonden am Ende der jeweiligen Kanäle. Die aufgenommenen Koordinaten sind Abbildung 15 zu entnehmen.

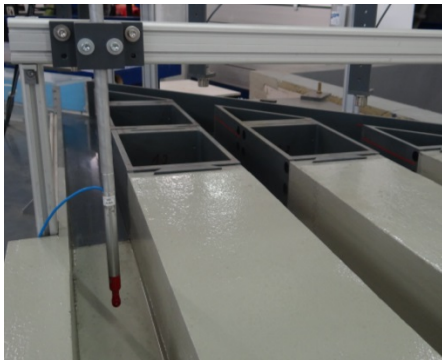


Technische Merkmale	Ultraschallsonde mic+35/IU/TC
Messverfahren [-]	Echo-Laufzeitmessung
Interne Auflösung der Entfernungsmessung [mm]	0.025-0.18
Ansprechverzug [ms]	70
Ultraschall-Frequenz [kHz]	400
Betriebstastweite [mm]	350-600
Genauigkeit [%]	± 1
Wiederholungsgenauigkeit [%]	± 15

Abbildung 17: Ultraschallsonden (mic +35/IU/TC) zur Wasserstandsmessung im hydraulischen Modell [links] und die technischen Merkmale [rechts]

Zur Messung der **Fließgeschwindigkeit** werden die Strömungsmessgeräte MiniWater6 Micro und MiniWater6 Mini der Firma Schildknecht eingesetzt. Ein Foto des Messflügels MiniWater6 Micro im hydraulischen Modell und die entsprechenden technischen Merkmale zeigt Ab-

bildung 18. Eine dreidimensionale Messung der Fließgeschwindigkeit ist im hydraulischen Modell nicht erforderlich, da diese im numerischen Modell umfassend erfasst werden kann. Messflügel stellen ein besonders geeignetes Verfahren zur Messung der Fließgeschwindigkeit dar, da sie zum einen als genaueste unter den möglichen Messmethoden gelten und zum anderen durch ihre geringe Größe die Strömung nur geringfügig beeinträchtigen. Durch die Strömung des Wassers wird das Flügelrad zur Drehbewegung angeregt, die Drehzahl ist nahezu linear zur Strömungsgeschwindigkeit und kann in diese umgerechnet werden. Die Messung ist weitestgehend unabhängig von Druck, Temperatur, Dichte und Feuchtigkeit. Eine Überprüfung der beiden Messflügel führte zu dem Ergebnis, dass der MiniWater6 Mini zwar die größere Beeinflussung der Strömung darstellt, aber aufgrund der Größe auch bei geringen Geschwindigkeiten in Bewegung gerät, wodurch Messergebnisse mit ausreichender Genauigkeit erzielt werden, was beim MiniWater6 Micro nicht der Fall ist und wodurch Fehler entstanden wären. Die Messungen wurden folglich mit dem MiniWater6 Mini durchgeführt.



Technische Merkmale	MiniWater6 Micro	MiniWater6 Mini
Messverfahren [-]	Flügelradanemometer	Flügelradanemometer
Messbereich [m/s]	0.04-5	0.02-5
Kopfgröße [mm]	ø 11 x 15	ø 22 x 28
Messgenauigkeit [%]	± 2	± 2

Abbildung 18: Strömungsmessgerät (MiniWater6 Micro) zur Fließgeschwindigkeitsmessung im hydraulischen Modell [links] und die technischen Merkmale [rechts]

Zur **Erfassung der Messwerte und Darstellung als Messergebnisse** wurde auf Grundlage der Software LabVIEW ein eigenes Messprogramm erstellt (LABVIEW 2015). Die Signale der Messgeräte wurden zum einen direkt in graphische Darstellungen umgewandelt, die für eine ständige Kontrolle der Versuchsdurchführung notwendig waren, zum anderen wurden alle Messwerte so abgespeichert, dass eine spätere Auswertung mit der Software MATLAB ermöglicht wurde (MATLAB 2015).

Ergänzend wurden zur visuellen Aufzeichnung zahlreiche Foto- und Videodokumentationen durchgeführt.

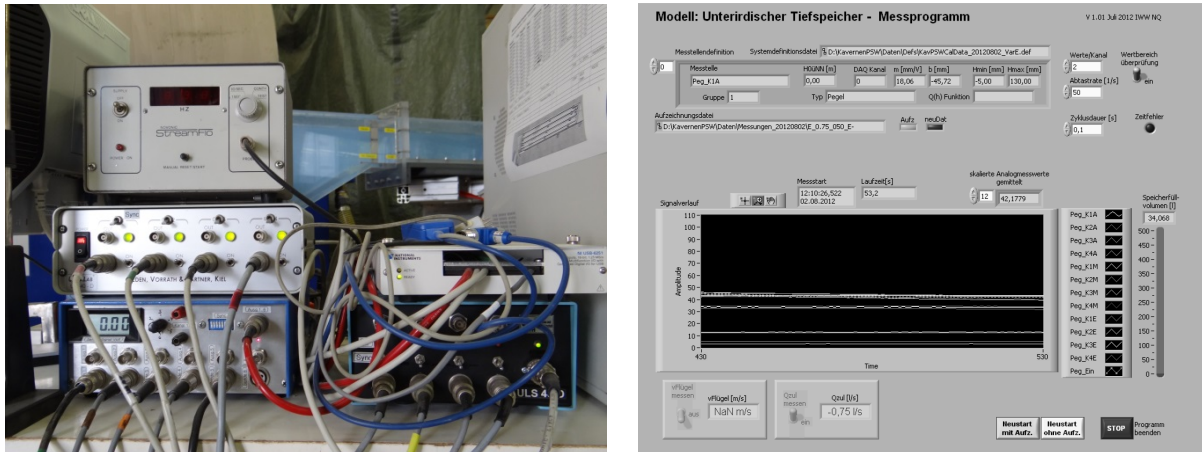


Abbildung 19: Messwerterfassung im hydraulischen Modell: Signalverarbeitung [links] und Darstellung am PC [rechts]

4.3 Kalibrierung und Validierung

Unverzichtbar ist die Überprüfung der angewandten Methodik auf Richtigkeit bzw. Vergleichbarkeit. Das bereits im Werk vorkalibrierte Durchflussmessgerät wurde nach Anbringung auf Plausibilität geprüft. Dies konnte problemlos erfolgen, da die Kennwerte der Pumpe bekannt waren. Alle verwendeten Ultraschallsonden wurden vor Beginn jeder Messung kalibriert und ihre korrekte Position überprüft. Hierfür wurde eine Kalibrierungsroutine in der Messsoftware integriert, und Messungen für zwei unterschiedliche Referenzhöhen durchgeführt. Die Referenzhöhe war die Sohlenhöhe (also Null) und die zweite Höhe die eines Normzylinders aus Metall. Die Messflügel wurden ab Werk in einem speziell entwickelten Windkanal mithilfe eines Laser-Doppler-Anemometers kalibriert. Alle Ergebnisse wurden mit den Ergebnissen des numerischen Modells verglichen und dadurch die Korrektheit geprüft (vgl. Kapitel 5.5). Systematische Fehler wurden somit minimiert bzw. ausgeschlossen.

Zur Bestimmung der **Reproduzierbarkeit** der Versuche wurden für jeden Versuch mindestens drei äquivalente Versuche (V1, V2, V3) durchgeführt. Eine Gegenüberstellung der Messwerte der Wasserstände zeigt eine sehr gute Übereinstimmung bei einer maximalen Abweichung von 1%. Abbildung 20 zeigt die Übereinstimmung exemplarisch für die Referenzmessung des Füllvorgangs von $0.001 \text{ m}^3/\text{s}$ und $h_{\text{MAX}} = 0.1 \text{ m}$ durch eine Gegenüberstellung der Messwerte aus Versuch 1 und 2 an den jeweiligen Messpunkten in den Kanälen. Für die Analyse wird daher jeweils eine Einzelmessung ausgewertet.

Die Validierung mit den numerischen Modellen wird in Kapitel 5.5 dargestellt.

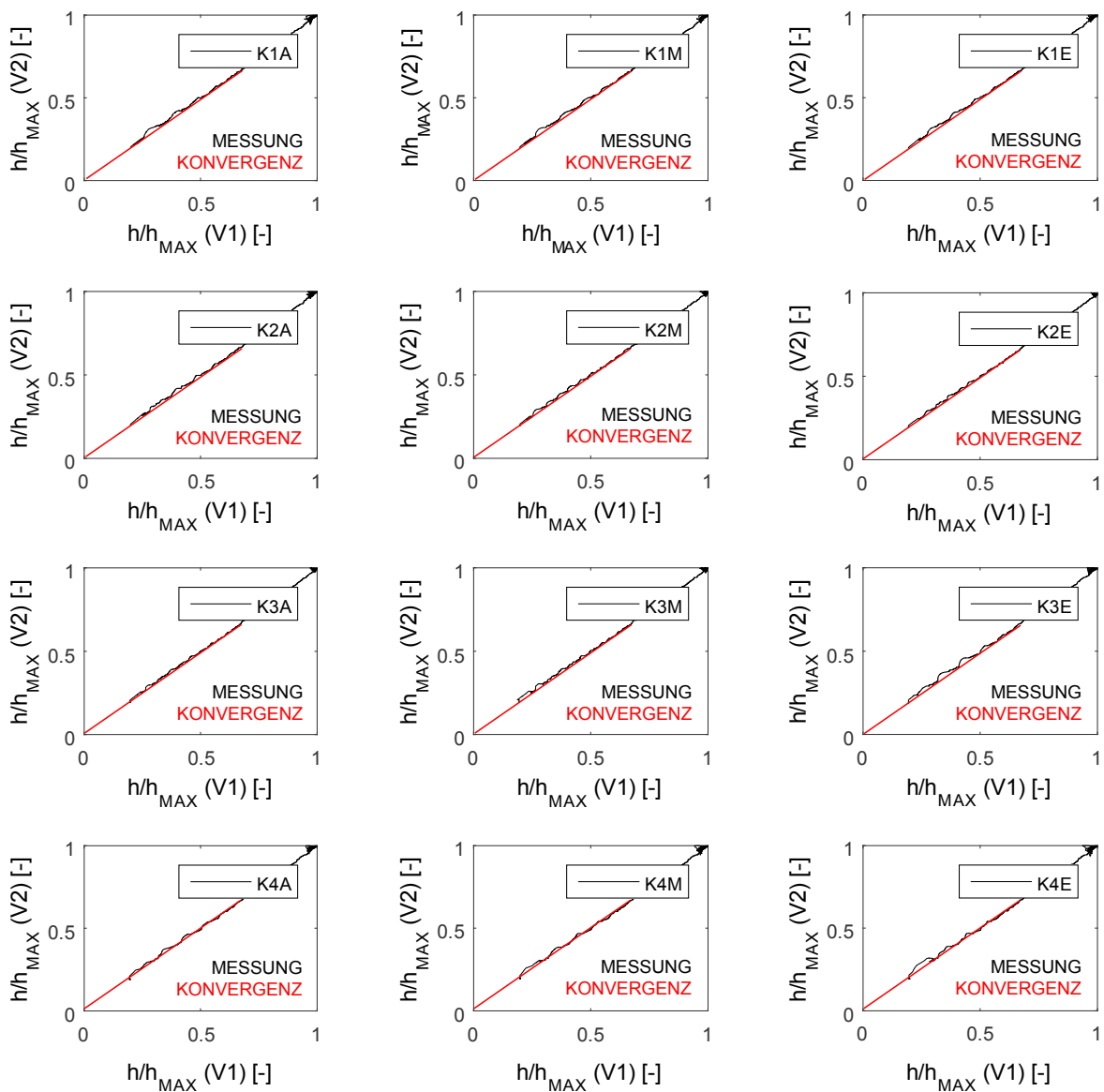


Abbildung 20: Gegenüberstellung der Messwerte und vollständig konvergenter Werte von h/h_{MAX} , beispielhaft für Versuchsreihe 1 und 2

4.4 Modell- und Maßstabeffekte

Beim Aufbau jedes hydraulischen Modells sind Modell- und Maßstabeffekte zu beachten, abzuschätzen bzw. möglichst auszuschließen. **Modelleffekte** entstehen aufgrund der nur annähernd naturgetreuen Nachbildung des Modells und der maßgebenden Kräfte sowie aufgrund der Datenerfassung und Datenanalyse. Annähernd naturgetreu bedeutet hier z.B., dass das System oberirdisch und offen, ohne Decke aufgebaut wurde, sodass Temperatur und Luftdruck sich vom potentiellen Naturzustand unterscheiden können. Außerdem wurden die

Versuche sedimentfrei durchgeführt. Durch den Einsatz berührungsloser Messtechnik wurde der Einfluss der Datenerfassung auf Modelleffekte vermieden. Ausnahme bilden die Messflügel, die nur speziell für Geschwindigkeitsmessungen eingesetzt wurden, für alle übrigen Versuche wurden diese aus dem Modell entfernt. Der Modellausschnitt wurde so gewählt, dass die zu untersuchenden Zonen weit genug von den Modellgrenzen entfernt sind, wodurch ein Einfluss der Modellgrenzen auf die Ergebnisse vermieden wird (ZANKE 2002, S. 26). Da es sich jedoch bei den Experimenten um Grundsatzuntersuchungen zum Verständnis der hydrodynamischen Prozesse beim Füll- und Leervorgang von UPSR handelt und kein reales UPSR nachgebildet wird, müssen Modelleffekte hier nicht weiter betrachtet werden.

Maßstabeffekte entstehen aufgrund der Verletzung bzw. mangelhaften Erfüllung der maßgeblichen Ähnlichkeitsgesetze im verkleinerten Modell. Durch Ähnlichkeitsgesetze werden die Kriterien für die Übertragung in einen Maßstab festgelegt. Ähnlichkeitskennzahlen sind dimensionslose Zahlen, durch die die Ähnlichkeitsgesetze charakterisiert werden können. Für die vollständige hydraulische Ähnlichkeit von Modell und Natur müssen die Modelle geometrisch (Länge), kinematisch (Kraft) und dynamisch (Zeit) ähnlich sein. Im vorliegenden Modell liegt kein Maßstab vor. Bei Planungen von wesentlich größeren Dimensionen von UPSR könnte es jedoch sinnvoll sein, die Ergebnisse der Modellversuche für die Planungen zu nutzen, indem ein fiktiver Maßstab angenommen werden würde. Aufgrund der Dominanz von Schwere- und Trägheitskräften bei Freispiegelabflüssen müsste das Froude'sche Ähnlichkeitsgesetz Anwendung finden, wodurch Reibungs-, Kapillar- und Elastizitätskräfte vernachlässigt werden würden. Allerdings ist das Abbauverhalten von Schwall- und Sunkwellen von viskosen Effekten geprägt, wodurch die Anwendung des Froude'schen Ähnlichkeitsgesetzes nicht unbedingt sinnvoll ist. LENG UND CHANSON (2015, S. 67) zeigten, dass bei in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen der Effekt auf Wasserstand und Wellenlänge bei veränderlicher Reynolds-Zahl gering ist im Vergleich zu brandenden Schwallwellen, bei denen die spezifische Froude-Zahl wesentlich größer ist. Untersuchungen sind hier notwendig und wurden numerisch umgesetzt (vgl. Kapitel 5.6).

4.5 Versuchsdurchführung

Für eine systematische Analyse der hydrodynamischen Prozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs wurden im hydraulischen Modell die Größen Durchfluss, Wasserstand und Fließgeschwindigkeit mit entsprechender Messtechnik an festen Positionen erfasst (vgl. Kapitel 3.2 und Kapitel 4.2.2). Für ergänzende Positionen und ergänzende Messgrößen konnten die Werte des numerischen Modells ausgegeben werden, da in diesem alle Größen für jede Zelle und jeden Zeitschritt im Gesamtmodell berechnet werden (vgl. Kapitel 5).

Die Versuchsdurchführung begann mit der Einstellung des Initialwasserstands, bevor der tatsächliche Versuch und dessen Aufzeichnung beginnen konnten. Als Referenz für dessen Ein-

stellung diene der Messwert an der Ultraschallsonde (EIN) im Einlaufkanal. Zur Einstellung des gewünschten Durchflusses wurde die entsprechende Drehzahl an der Steuereinheit des Pumpenumrichters eingestellt (die korrekte Drehzahl wurde durch Testversuche ermittelt). Bis die Pumpe die erforderliche Drehzahl erreichte, war ein Zeitraum von etwa 10 s erforderlich, weshalb diese bereits mindestens um diesen Zeitraum vor Öffnung des Schiebers eingestellt wurde. Der Schieber wurde dann bei ausreichendem Druck innerhalb von 0.5 s geöffnet und das Messprogramm gleichzeitig gestartet (= Versuchsbeginn). Zur Gewährleistung eines gleichbleibenden Durchflusses musste aufgrund der steigenden Druckhöhe am Rohr die Drehzahl der Pumpe während der Versuche nachreguliert werden. Beim Leervorgang ist hierfür eine Regulierung des Schiebers notwendig. Der Versuch der Füllung bzw. Leerung wurde beendet, sobald das gewünschte Füllvolumen erreicht war. Dann wurde der Schieber innerhalb von 0.5 s geschlossen. Mit der plötzlichen Schließung begannen gleichzeitig neue Versuche, die des Füll- und Leerstopps. Diese wurden beendet, sobald die Wasserspiegelschwankungen an der Ultraschallsonde EIN geringer als 0.001 m waren.

4.6 Datenaufbereitung

Zur Aufbereitung der Messergebnisse von Durchfluss, Wasserstand und Fließgeschwindigkeit wurden die mithilfe des Programms LabVIEW aufgezeichneten Messwerte an die Software MATLAB übermittelt. Die aufgezeichneten Messwerte wurden auf Messfehler untersucht. Dabei konnten lediglich in den Datensätzen der Ultraschallsonden EIN und K1A vereinzelt Messunsicherheiten festgestellt werden. Ursache hierfür war, dass die Sonden in einem geringen Abstand positioniert waren und sich daher gelegentlich gegenseitig beeinflussten. Die fehlerhaften Messsignale wurden bereinigt.

Die für die Analyse notwendigen Werte wurden ermittelt, indem mithilfe vorhandener Messwerte weitere Größen berechnet wurden. Somit kann bei Kenntnis des Wasserstands und der jeweiligen Sohlhöhen der Wasserspiegel berechnet werden. Die Kenntnis der Ankunftszeit der Wellen an den bekannten Messpositionen ermöglicht die Berechnung der Wellengeschwindigkeit.

Das hydraulische Modell hat für verschiedene Varianten verschiedene Grundflächen. Interessant für die Analyse ist allerdings nur eine äquivalente Grundfläche, da nur so die Ergebnisse vergleichbar sind (vgl. Kapitel 3.2.2). Daher können die Messergebnisse dieser konstruktiven Varianten nur bis zu dem Zeitpunkt ausgewertet werden, bis zu dem die erste Welle auf den Abschluss des Modells trifft und es zu Reflexionen kommt. Die Ergebnisse konnten außerdem zur Kalibrierung des numerischen Modells genutzt werden.

Mithilfe dieser Werte wurden dimensionslose Größen gebildet, die die Grundlage der Ähnlichkeitstheorie darstellen. Die Dimensionslosigkeit wird durch Skalierung erreicht, indem die physikalischen Größen jeweils durch Werte der gleichen Dimension geteilt werden. Ziel ist

es, dabei eine Maßstabsinvarianz zu erreichen, sodass geometrische und dynamische Skalierungen möglich sind (SIGLOCH 2014, S. 78ff). Detaillierte Informationen zur Dimensionsanalyse können z. B. KOBUS (1974) und LANGHAAR (1946) entnommen werden. Die Analyse wird in den Kapiteln 6 und Kapitel 7 dargestellt.

4.7 Zwischenfazit

Mit dem hydraulischen Modell ist es gelungen, das entwickelte Konzept zur Bestimmung hydrodynamischer Prozesse in offenen Kanälen wie bei unterirdischen Pumpspeicherreservoirs umzusetzen. Die verwendete Messtechnik ermöglichte die Messung von Durchfluss, Wasserstand und Fließgeschwindigkeit an relevanten Positionen im Modell. Mithilfe der Messergebnisse können weitere Größen wie Wasserspiegel, Wellenlänge und Wellengeschwindigkeit berechnet werden. Die Methodik ist geeignet, wie Kalibrierung und Validierung sowie die theoretische Überlegung von Modell- und Maßstabeffekten zeigten. Die Daten können somit für eine gegenseitige Validierung und Kalibrierung der numerischen Modellversuche verwendet werden und die vollständige Analyse mit Ergänzung der numerischen Simulationsergebnisse erfolgen.

5 CFD-Simulation im Rahmen hybrider Modellierung

5.1 Einführung

Im Rahmen der hybriden Modellierung werden die experimentellen Untersuchungen durch numerische 3D- und 2D-Simulationen ergänzt. Ziel der CFD-Simulationen (Computational Fluid Dynamics = numerische Strömungsmechanik) ist eine exakte Nachbildung der hydrodynamischen Prozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs. Der Schwerpunkt der Untersuchungen liegt auf weiteren konstruktiven Varianten, in Ergänzung zu den experimentellen Untersuchungen (vgl. Kapitel 3.3.2).

Zur Bestimmung der hydrodynamischen Prozesse werden die zugrunde liegenden mathematischen Gleichungen (vgl. Kapitel 2.3.2) mithilfe numerischer Methoden mit einer Software gelöst. In einem ersten Schritt wurde daher die Eignung zur Darstellung der maßgeblichen hydrodynamischen Prozesse von verschiedenen Softwarepaketen geprüft, und nach entscheidenden Kriterien geeignete 3D- und 2D-Softwarepakete ausgewählt (vgl. Kapitel 5.2). Für die approximative Lösung der mathematischen Ausgangsgleichungen wird das Lösungsgebiet durch ein numerisches Gitter aus endlich vielen Teilgebieten in Raum und Zeit zerlegt. Für beide Softwarepakete wurde eine Auswahl der numerischen Methoden getroffen und die Diskretisierung optimiert (vgl. Kapitel 5.3.1, 5.3.2, 5.4.1, 5.4.2). Geeignete Solver wurden ausgewählt (vgl. Kapitel 5.3.3, 5.4.3) und Anfangs- und Randbedingungen festgelegt (vgl. Kapitel 5.3.4, 5.4.4).

Für die Kalibrierung und Validierung wurden das Design sowie der Betrieb zuerst exakt dem Referenzzustand des hydraulischen Modells nachgebildet und erst in einem nächsten Schritt variiert (vgl. Kapitel 5.5). Durch die Variation jeweils eines Parameters können die Auswirkungen dessen auf die globalen Strömungseffekte und lokalen -prozesse bestimmt werden. Auf Basis theoretischer Grundlagen wurden mögliche Modell- und Maßstabeffekte ermittelt, die durch Skalierungen des Modells überprüft wurden (vgl. Kapitel 5.6). Das Vorgehen bei der strukturierten Datenaufbereitung ist dem darauffolgenden Kapitel zu entnehmen (vgl. Kapitel 5.7).

5.2 Beschreibung und Auswahl von Softwarepaketen

Zur numerischen Modellierung der hydrodynamischen Prozesse steht eine Vielzahl an Softwarepaketen zur Verfügung. Eine sinnvolle Wahl wurde in Abhängigkeit der Eigenschaften getroffen. Die Softwarepakete dienen dem Preprocessing (Vorbereitung), Solving (Strömungslösung) und Postprocessing (Auswertung, Visualisierung) und unterscheiden sich stark in ihrem Aufbau und in den implementierten Methoden, die im Falle eines frei verfügbaren Programmcodes verändert werden können (SCHWARZE 2013, S. 13). Voraussetzung der Software ist, dass sie für den exakten Aufbau der entwickelten Modelle geeignet ist, und die zugrunde liegenden mathematischen Gleichungen gelöst werden können (vgl. Kapitel 2.3.2). Bei der Auswahl ist vor allem auf die maximal erreichbare Genauigkeit der Ergebnisse zu achten. Ebenfalls ist das Verhältnis aus Kosten und Nutzen zu beachten und sowohl der finanzielle als auch der zeitliche Aufwand müssen dem Ergebnis gegenübergestellt werden. In diesem Kapitel werden verschiedene Softwarepakete und deren Besonderheiten dargestellt und die Auswahl begründet.

Derzeit weit verbreitete Softwarepakete für **numerische 3D-Simulationen** sind z. B. OpenFOAM, ANSYS CFD, STAR-CCM+ und FLOW3D. Testsimulationen mit **FLOW3D** und **OpenFOAM** (Open Source Field Operation and Manipulation) wurden durchgeführt und mit beiden Softwarepaketen wurden Ergebnisse mit hoher Genauigkeit erzielt (PUMMER ET AL. 2014b, 2014c). FLOW3D ist ein kommerzielles, offenes Softwarepaket. In der Installation sind FORTRAN-Routinen enthalten, die sich modifizieren lassen (Flow Science 2014). Das Softwarepaket OpenFOAM ist frei verfügbar und enthält eine in der Programmiersprache C++ geschriebene Software-Bibliothek. Eine ständige Weiterentwicklung des Quellcodes und der Solver sind auf Grund der freien Zugänglichkeit des Programmcodes möglich (The OpenFOAM Foundation 2014).

Das Gitternetz wird bei FLOW3D mithilfe der FAVOR Methode erstellt und ist strukturiert. Als Diskretisierungsschema werden die Finite-Differenzen oder die Finite-Elemente-Methode verwendet (Flow Science 2014). Bei OpenFOAM stehen weitere Möglichkeiten zur Verfügung und das Netz kann unstrukturiert, strukturiert und hybrid erstellt werden, ergänzend zu den genannten Methoden kann die Finite-Volumen-Methode angewendet werden (MARTIN 2011).

Den Berechnungen mit FLOW3D und OpenFOAM liegen hier die Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Fluide zugrunde. Zur Modellierung turbulenter Strömungen existieren verschiedene Ansätze, wie die direkte numerische Simulation (DNS), die Large-Eddy-Simulation (LES) und die Reynolds-Averaged-Navier-Stokes (RANS)-Simulation, mit verschiedenen Turbulenzmodellen. Die Softwarepakete unterscheiden sich hier kaum in ihrem Angebot. Beide Softwarepakete enthalten zahlreiche vorprogrammierte Solver. Zwei ver-

schiedene inkompressible Strömungen, isothermische und unvermischbare Eigenschaften der Phasen vorausgesetzt, können in beiden Softwarepaketen mit der Volume of Fluid (VOF)-Methode dargestellt werden. Dabei wird innerhalb der Berechnungszelle eine Variable mit einem Wert zwischen 0 und 1, die das Volumen der jeweiligen Phase darstellt, bestimmt. Dies hat den Vorteil, dass sich Änderungen der freien Oberfläche schnell (kürzere Berechnungsdauer) und einfach erfassen lassen und den Nachteil, dass nicht alle Grenzflächenphänomene modelliert werden können (HIRT UND NICHOLLS 1981).

Aufgrund der vergleichbaren Ergebnisse beider Softwarepakete, wird die Auswahl anhand weiterer Kriterien getroffen. Der finanzielle Nutzen liegt bei OpenFOAM aufgrund der freien Verfügbarkeit wesentlich höher, zeitlich konnte FLOW3D überzeugen, vor allem Pre- und Postprocessing sind sehr anwenderfreundlich. Allerdings enthält FLOW3D die genannten Einschränkungen im Pre- und Postprocessing und OpenFOAM stellte sich als besonders innovative Methode heraus. Das hohe wissenschaftliche Interesse führte daher in Ergänzung zur freien Verfügbarkeit zur Auswahl dieses Softwarepaketes.

In Ergänzung wurden **numerische 2D-Simulationen** durchgeführt, deren Vorteil eine erhebliche Rechenzeiterparnis ist. Auch hierfür stehen zahlreiche Softwarepakete zur Verfügung. Voruntersuchungen zum Vergleich der Softwarepakete **TELEMAC-2D**, **Delft3D**, **BASEplane** wurden durchgeführt. TELEMAC-2D überzeugt zum einen durch die Möglichkeiten der Netzerstellung (TIN), zum anderen konnten die besten Übereinstimmungen mit den numerischen Ergebnissen der 3D-Simulation und den experimentellen Versuchsergebnissen erzielt werden, weshalb diese Software ausgewählt wurde.

Zugrunde liegende mathematische Gleichungen sind die 2D-Saint-Venant-Gleichungen. Diese lassen sich aus den Reynolds-Gleichungen herleiten, indem eine hydrostatische Druckverteilung angenommen wird, woraus die 3D-Flachwassergleichungen entstehen. Eine Integration über die Fließtiefe führt zu den 2D-Flachwassergleichungen, auch hier können verschiedene Turbulenzmodelle verwendet werden (MARTIN 2015, S. 33ff).

5.3 Numerische 3D-Simulation [OpenFOAM]

5.3.1 Räumliche Diskretisierung

Durch die räumliche Diskretisierung wird das Modellgebiet in diskrete Stützstellen unterteilt. Hier wurde die **Finite-Volumen-Methode** verwendet, wofür die Bewegungsgleichungen (Navier-Stokes-Gleichungen) in Integralform genutzt und auf einzelne Kontrollvolumina angewendet werden. Um zur integralen Form der Gleichungen zu gelangen, wird die differentielle Form zunächst integriert und mit Hilfe des Gaußschen Satzes von einem Volumenintegral in ein Oberflächenintegral für die konvektiven und diffusen Terme überführt. Der Rechenpunkt liegt im Schwerpunkt eines jeden Kontrollvolumens. Weitere ausführliche Beschrei-

bungen zur Funktionsweise und den numerischen Hintergründen sind der einschlägigen Fachliteratur (u. a. MARTIN 2011) zu entnehmen.

Das numerische 3D-Modell wurde zur Kalibrierung und Validierung exakt dem hydraulischen Modell nachgebildet, eine Weiterentwicklung zur Ergänzung des hydraulischen Modells fand im Rahmen der hybriden Modellierung statt (vgl. Kapitel 3.2.2). Für die Gitternetzerstellung liegen durch die Geometrie einige Besonderheiten vor (vgl. Abbildung 13, Kapitel 4.2.1 (genaue Abmessungen sind in der Zeichnung enthalten)): Zu- und Ablauf erfolgen über ein in einem Vertikalwinkel an den Einlaufkanal angeschlossenes Rohr. Es liegt eine besondere Form des Ein- und Auslaufbauwerks vor und das kreisförmige Rohr geht während der Aufweitung in einen rechteckigen Querschnitt über. Im Freispiegelbereich stellt die große Länge der einzelnen Kanäle im Vergleich zu ihrer Höhe, deren Abzweige, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen sowie das Sohlgefälle eine große Besonderheit dar.

Die Volumenkörper wurden mithilfe der 3D-CAD-Software AUTOCAD als STL-Dateien (STereoLithography) erstellt (AUTODESK 2013). Die Oberflächen der Volumenkörper wurden durch Dreiecksfacetten dargestellt. Nachdem durch die Anwendung blockMesh ein blockstrukturiertes Netz mit hexaedrischen Elementen erstellt wurde, konnte der Volumenkörper importiert und durch die Anwendung snappyHexMesh aus dem blockMesh herausgeschnitten werden. Mit dem Tool snappyHexMesh von OpenFOAM wurde ein Hintergrundnetz durch iterative Verfeinerung der Zellauflösung an den mit AUTOCAD erstellten dreidimensionalen Volumenkörper angepasst, wodurch im Volumenkörper selbst ein unstrukturiertes Netz erhalten blieb (The OpenFOAM Foundation 2014). SnappyHexMesh ist ein komplexes Programm mit einer Vielzahl an Funktionen. Details können u. a. GREENSHIELDS (2015) oder MARIC ET AL. (2014) entnommen werden. Die hier verwendeten Einstellungen für das Referenz-Design können Anhang A.1 entnommen werden. Für OpenFOAM erstellte vergleichbare Gitternetze existieren derzeit nicht und die entwickelten Netze sind einmalig.

Ziel bei der Gitternetzgenerierung ist es, Netze mit einer hohen Qualität zu erstellen. Eine hohe Qualität bedeutet in diesem Zusammenhang den Erhalt einer hohen Genauigkeit der Flächen- und Volumenintegrale und Gradienten (FERZIGER UND PERIĆ 2008, S. 409). Konvergenzschwierigkeiten und nicht-physikalische Lösungen sollen vermieden werden. Eine maximale Genauigkeit der Approximation des konvektiven Flusses durch eine Kontrollvolumen-Seite sollte erreicht werden. Dies führte vor allem im Ein- und Auslaufbereich und in den Abzweigen und Richtungsänderungen zu Herausforderungen. Für diese Stellen musste ein Kompromiss aus ausreichend feiner Diskretisierung und Minimierung der Zellenanzahl gefunden werden. Abbildung 21 zeigt das Gitternetz für genannte Stellen. Mehr als 99% der Zellen sind Hexaeder, in den Endbereichen der Wandungen sind die Kontrollvolumina teilweise Prismen, im Ein- und Auslaufbauteil können die Volumen aufgrund der komplexen Geometrie teilweise mehr als sechs Seitenflächen enthalten.

Nach Auswahl des geeigneten Netzes wurde dieses systematisch verfeinert und auf Basis einer Konvergenzanalyse das optimale Netz gewählt (vgl. Anhang A.2). Dabei konvergierten die Ergebnisse gegen eine gitterunabhängige Lösung (Residuum < 0.00000001). Die Zellenanzahl unterscheidet sich je nach Geometrie und liegt zwischen 1 Mio. und 2 Mio. Die Zellen wurden optimal an das Sohlgefälle des Modells angepasst, dies führt zu Herausforderungen in der Darstellung der Wasseroberfläche aufgrund der Volume-of-Fluid Methode (vgl. Kapitel 5.3.4). Eine Drehung der Zellenausrichtung und damit eine Anpassung an den Initialwasserspiegel würde diese Herausforderung lösen, allerdings wird so das Gitternetz nicht optimal an die Geometrie des Reservoirs angepasst, weshalb diese Variante nicht gewählt wurde.

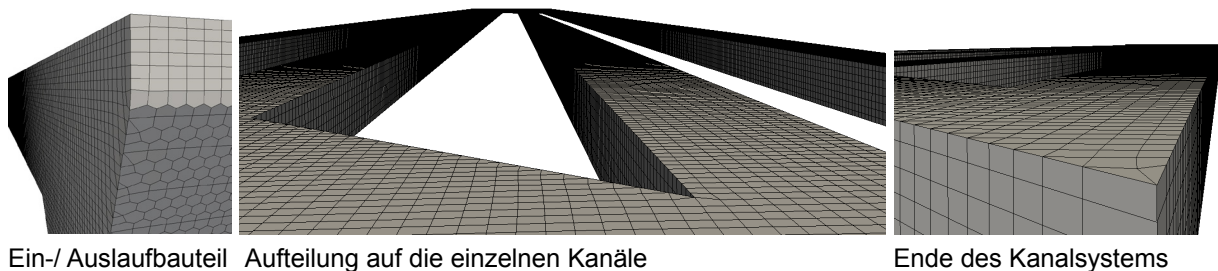


Abbildung 21: Darstellung komplexer Stellen der Gitternetzgenerierung. Ein- und Auslaufbauteil [links], Kanalaufteilung [Mitte], Ende des Kanalsystems [rechts] [OpenFOAM]

5.3.2 Zeitliche Diskretisierung

Für die zeitliche Diskretisierung wird der Untersuchungszeitraum in Zeitintervalle unterteilt. Die Differentialgleichungen werden für jede unbekannte Größe ($\Phi(x, y, z)$) zum aktuellen Zeitpunkt (t_n) gelöst. Dabei handelt es sich um den Anfangszeitpunkt (t_0), zu dem die unbekannte Größe in Form einer Initialbewegung bekannt ist ($\Phi_0(x, y, z, t_0)$) und um die weiteren Näherungslösungen zu den weiteren Zeitpunkten (t_n) ($\Phi_n(x, y, z, t_n)$), die durch sukzessives Hinzufügen der Zeitschrittwerte (Δt) berechnet werden. Die Zeitschritte der Simulation wurden auf 0.01 s festgelegt. Auf Basis des gewählten Netzes wurden verschiedene Zeitschritte geprüft und der Wert von 0.01 s ausgewählt (vgl. Anhang A.2). Start und Endzeit hängen von der jeweiligen betrieblichen Variante ab. Zur automatischen Reduzierung der Zeitschritte bei komplexen Strömungsverhältnissen wird die Option `adjustTimeStep` angewendet.

Die Approximierung erfolgt über den Ansatz der **Finiten-Differenzen**, der davon ausgeht, dass sich der Verlauf der Strömungsgröße über den Zeitraum Δt mit einer Geraden approximieren lässt. Bei impliziten Verfahren wird die Näherungslösung des Differentialoperators mithilfe der Lösung zum neuen Zeitschritt ($n+1$) ermittelt. Dies bietet den Vorteil einer höheren Stabilität, führt durch die iterative Bestimmung der Lösung aber auch zu einem höheren Rechenaufwand (FERZIGER UND PERIĆ 2008). Hier findet daher das **explizite Verfahren** An-

wendung und zum Zeitpunkt $n+1$ wird auf das Gleichungssystem des vorherigen Zeitschritts zurückgegriffen. Der geringere Rechenaufwand korreliert allerdings mit einer größeren Anfälligkeit für Stabilitätsprobleme, da die Lösung nur eine geringe Konsistenzordnung besitzt und sich Fehler von Zeitschritt zu Zeitschritt aufaddieren können. Über die Courant-Zahl wird die Stabilität der zeitlichen Diskretisierung beurteilt. Generell wird empfohlen die Courant-Zahl kleiner eins zu wählen, um eine stabile Lösung zu gewährleisten (LAURIEN/OERTEL, 2013, S.75 ff.). So wird sichergestellt, dass ein betrachtetes Fluidteilchen während eines Zeitschrittes nicht eine Stützstelle überspringt, sondern maximal die nächste erreicht. Hier wurde eine Courant-Zahl von 0.6 festgelegt, um die Stabilität der numerischen Simulation zu gewährleisten.

5.3.3 Solver

Den Berechnungen liegt die Strömungsgrundgleichung nach Navier-Stokes für inkompressible Fluide zugrunde. Zur Modellierung der Turbulenz existieren verschiedene Ansätze. Ein Ansatz ist die direkte numerische Simulation (DNS), bei der alle Einzelheiten der turbulenten Strömung exakt aufgelöst und die Navier-Stokes-Gleichungen ohne Vereinfachungen gelöst werden. Diese ist aufgrund des hohen Rechenaufwandes allerdings kaum anwendbar. Eine Vereinfachung dieser Modellierung ist die Large-Eddy-Simulation (LES), bei der die Kontinuitäts- und Navier-Stokes-Gleichungen räumlich gefiltert gelöst werden. Auch diese ist weiterhin mit einem sehr großen Rechenaufwand verbunden. Die dritte Alternative ist die **Reynolds-Averaged-Navier-Stokes (RANS)-Simulation**. Im Gegensatz zu den Navier-Stokes-Gleichungen, die die Bewegungsgleichungen der Momentanwerte der reibungsbehafteten Strömung darstellen, stellen die Reynolds-Gleichungen die Bewegungsgleichungen für die Mittelwerte der turbulenten Strömung mit überlagerten stochastischen Schwankungsgrößen dar. Molekulare Diffusionsvorgänge führen zu Impuls- und Wärmetransport auf einer mikroskopischen Skala. Zur Berechnung turbulenter Strömungen müssen die Reynoldsspannungen (ersatzweise die Scheinviskosität) bekannt sein (MARTIN 2011, S. 49). Die Simulation ist daher mit einem hohen Vereinfachungsgrad verbunden, da mit den Mittelwerten der Strömungsgrößen gerechnet wird, was zu einem erheblich geringeren Rechenaufwand führt. Der Vereinfachungsgrad dieser Methode wird als angemessen angesehen, die Ergebnisse sind hinreichend genau, wie u. a. die Vergleiche mit den experimentellen Versuchsergebnissen zeigen (PUMMER ET AL. 2013b).

Turbulenzmodelle lassen sich in Nullgleichungsmodelle (enthalten keine zusätzliche Differentialgleichung für Turbulenzgrößen), Eingleichungsmodelle (enthalten eine zusätzliche Differentialgleichung für eine Turbulenzgröße) und **Zweigliedungsmodelle** (enthalten zwei zusätzliche Differentialgleichungen für zwei Turbulenzgrößen) einteilen. Diese stellen den Schwerpunkt dieser Arbeit dar, da sie die höchste Genauigkeit aufweisen und Null- und Eingleichungsmodelle beim hier vorliegenden Problem an ihre Grenzen stoßen würden (RODI

2000, S. 5ff). Für Strömungsmodelle mit näherungsweise isotroper Turbulenz wird meist das **Standard-k- ϵ -Modell** verwendet, das auch hier Anwendung finden soll (PUMMER ET AL. 2013d). Die spezifische Turbulenzenergie k wird durch die Turbulenzenergie-Dissipationsrate ϵ ergänzt, die den Anteil der spezifischen Turbulenzenergie ausdrückt, der dissipiert wird, also durch Turbulenzerscheinungen in innere Energie (Wärme) umgewandelt wird (SIGLOCH 2014). Die Turbulenz kann durch die Berechnung der beiden Größen im gesamten Modellgebiet parametrisiert werden. Die beiden Differentialgleichungen sind entsprechend der Navier-Stokes-Gleichungen aufgebaut und die Lösung kann mit dem gleichen Algorithmus erfolgen.

Die Diskretisierung führt zu einem großen System an nicht-linearen algebraischen Gleichungen. Für die instationären Strömungen wird für jeden Zeitschritt ein Anfangszustand der Strömung vorgegeben und die Grenzen des Modellgebietes werden durch entsprechende Randbedingungen definiert (vgl. Kapitel 5.3.4). Da die Gleichungen nicht linear sind, wird ein Iterationsverfahren genutzt, um diese zu lösen. Die Gleichungen werden sukzessive linearisiert und das daraus resultierende lineare Gleichungssystem wird durch iterative Verfahren gelöst (FERZIGER UND PERIĆ 2008).

Der gewählte Solver `interFoam` ist ein Solver für Zweiphasenströmungen, der die algebraische Volume-of-Fluid-Methode nutzt. Hierfür wird ein neues Skalarfeld eingeführt, das als `alpha1` oder `alphawater` bezeichnet wird, hier wird in die beiden Phasen Wasser (`alpha1/alphawater = 1`) und Luft (`alpha1/alphawater = 0`) unterschieden. Sowohl die Probleme der Nichtlinearitäten in den Gleichungen als auch die Berechnung des Drucks werden durch die iterative Lösungsstrategie, den PIMPLE-Algorithmus gelöst. Dieser stellt eine Kombination aus dem SIMPLE (Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations) und dem PISO (Pressure Implicit with splitting of operators)-Algorithmus dar (PATANKAR UND SPALDING 1971; ISSA 1985) (vgl. Anhang A.3, `fvSolution`). Weitere detaillierte Informationen können der einschlägigen Fachliteratur entnommen werden (u. a. MARIC ET AL. 2014).

5.3.4 Anfangs- und Randbedingungen

Als **Anfangsbedingung** wurde der Initialwasserspiegel vorgegeben (vgl. Anhang A.4, `setFields`). Modelle mit Sohlgefälle erfordern für die korrekte Darstellung des Initialwasserspiegels ein Einpendeln des Wasserspiegels. Ursache ist die Anpassung des Gitternetzes an das Sohlgefälle der Kanäle (vgl. Kapitel 5.3.1), die Wasseroberfläche dagegen ist im Initialzustand horizontal. Bei der Volume-of-Fluid-Methode führt dies zu Problemen bei der Zellfüllung und zu einer ungleichmäßigen Wasseroberfläche. Nach einer Dauer des Einpendelns von mindestens 100 s konnte die Wasseroberfläche korrekt dargestellt werden. Die Anfangswerte für k , ϵ und die turbulente Viskosität wurden berechnet und jeweils ein Abschätzungswert vorgegeben (vgl. Anhang A.4).

Das Modell wurde in unterschiedliche Bereiche unterteilt, für die die entsprechenden **Randbedingungen** in den Fluideigenschaften vorgegeben wurden (vgl. Anhang A.3). Abbildung 22 zeigt die Bereiche, die unterteilt sind in Ein- und Auslauf (inlet), feste Berandungen (wall) und die Oberfläche, an der atmosphärische Randbedingungen vorgegeben wurden (atmosphere).

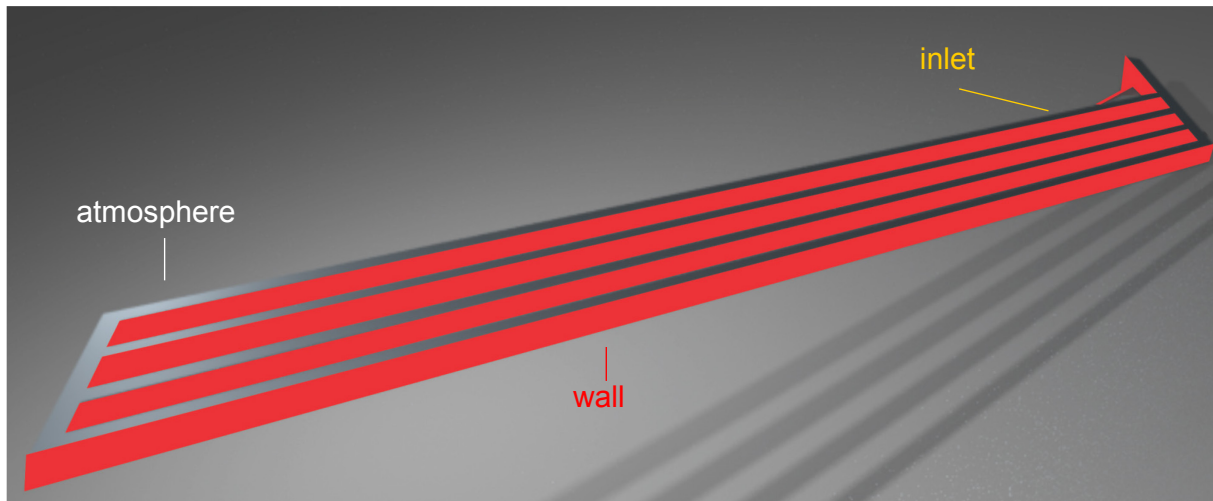


Abbildung 22: Randbedingungen [OpenFOAM]

Das Wasser fließt im „inlet“ zu oder ab. Hier wurde die Geschwindigkeit so eingestellt, dass nach 0.5 s die maximale Geschwindigkeit und damit der maximale Durchfluss erreicht werden. Für die „inlet“-Randbedingung ist die Berechnung des Drucks besonders entscheidend, weshalb diese hier kurz dargestellt werden soll. Es wurden zwei unterschiedliche Randbedingungen überprüft. Es handelt sich zum einen um buoyantPressure und zum anderen um fixedFluxPressure. Für die erste wird der Druckgradient gemäß der Auftriebsströmung gesetzt. Bei der fixedFluxPressure Randbedingung hingegen wird der Druckgradient an den Durchfluss angepasst, der von der Geschwindigkeitsrandbedingung abhängt. Dies führt meist zu einer besseren Konvergenz, was wahrscheinlich mit der stärkeren Einbeziehung des Drucks in die Berechnung zusammenhängt. Die „wall“ Randbedingung enthält weitestgehend Standardeinstellungen, die Rauheit wurde entsprechend der Bedingungen der Varianten angepasst. Aufgrund der Änderung des Wasserstands über die Simulationszeit wird die Angabe für den Volumenanteil im Bereich der Wände ständig neu berechnet. Der benötigte Wert wird im Schwerpunkt des Kontrollvolumens bestimmt. An der freien Oberfläche (Randbedingung: atmosphere) wird ausschließlich die Phase Luft als einströmendes Medium zugelassen, während neben der Phase Luft auch die Phase Wasser austreten kann (Derived-Type Randbedingung: inletoutlet). So entsteht z. B. bei einer Entleerung des Reservoirs kein Unterdruck. Eine weitere Möglichkeit für diese Randbedingung ist die Vorgabe einer Symmetrieachse (Derived-Type Randbedingung: symmetryplane) (MOHAPATRA UND CHAUDHRY 2004). Da bei den

Versuchen ein ausreichender Abstand zwischen Wasseroberfläche und „atmosphäre“-Randbedingung vorlag, war ein ausreichendes Volumen an Luft vorhanden und es kam für die Änderungen in den Einstellungen nicht zu Unterschieden in den Simulationsergebnissen.

5.4 Numerische 2D-Simulation [TELEMAC-2D]

5.4.1 Räumliche Diskretisierung

Das 2D-Gitternetz wurde als unregelmäßiges Dreiecksnetz (=Triangulated Irregular Network, TIN) mit der Software BlueKenue erstellt (vgl. Abbildung 23). Für das Sohlgefälle der Kanäle wurden die Mittelwerte des hydraulischen Modells genutzt. Im Gegensatz zum ursprünglichen Aufbau wurden die Abschlusswände im Einlaufbereich als senkrecht angenommen, wodurch der Einlaufbereich nicht korrekt dargestellt werden konnte. Im hydraulischen Modell und in der numerischen 3D-Simulation hat die Wand dort eine maximale Neigung von 1.73, im 2D-tiefengemittelten Modell ist laut Literaturangaben eine Neigung von maximal 0.1 zulässig (SCHWANENBERG 2002, S. 7). Die Wand wurde daher so weit verschoben, dass das Gesamtvolumen des Wassers bei Vollfüllung des unterirdischen Pumpspeicherreservoirs in allen Modellen gleich groß ist. Durch diese Vereinfachung entstehen eine maximale Abweichung des Wasservolumens beim Füll- und Leervorgang von 0.0002%, eine Abweichung des Wasserspiegels im Bereich der Sohlneigung des Ein- und Auslaufbauteils und eine Beeinflussung der Ankunftszeit der Wellen. Der Druckabfluss im 2D-Modell wurde an den entsprechenden Knotenpunkten des Berechnungsnetzes durch einen zusätzlichen Quellterm in der Kontinuitätsgleichung simuliert. Durch Aufweitung des Strahls im Ein- und Auslaufbauteil würde Turbulenz entstehen. Das Einfügen einer Randbedingung an der Stelle, an der die Quellen im 2D-Modell eingefügt werden, wäre nur durch eine Veränderung des Sourcecodes des Programms möglich (TELEMAC-MASCARET Consortium 2014).

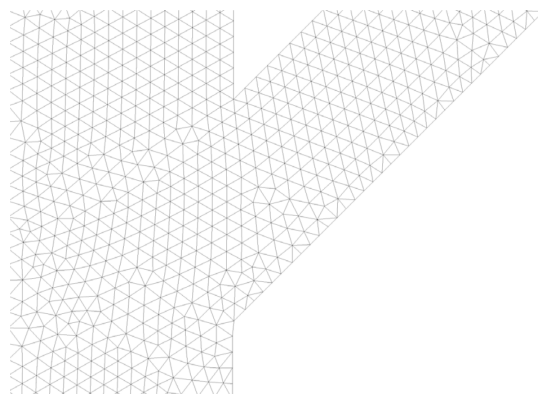


Abbildung 23: Gitternetz im Einlaufbereich [TELEMAC-2D]

Nach Auswahl eines geeigneten Netzes wurde die Konvergenz anhand von drei Netzen mit systematischer Erhöhung der Elementanzahl überprüft. Für das grobe Netz wurde der Edge

Growth Ratio im hinteren Verteilerbereich lokal von 1.00 auf 1.05 verfeinert und somit das Netz an die Geometrie angepasst. Eine Unabhängigkeit der Ergebnisse von der gewählten Diskretisierung wurde nicht komplett erreicht. Den besten Kompromiss zwischen Rechendauer und Ergebnis stellte die Variante mit einer Knotenanzahl von 58483 und einer Elementanzahl von 107209 für die Referenz-Füllung dar, die im weiteren Verlauf verwendet wurde.

Im Gegensatz zum OpenFOAM Modell wurde hier die räumliche Diskretisierung durch die **Finite-Elemente-Methode** vorgenommen. Die Ecken der durch die Gitternetzgenerierung erstellten finiten Elemente werden als Knoten bezeichnet, diese stellen die diskrete Untermenge des numerischen Modells dar. Über Approximationsfunktionen in den Elementen können die Größen so berechnet werden, dass nur die Knoten unbekannte Parameter enthalten, welche durch die Simulation berechnet werden (MARTIN 2011; BATES ET AL. 2005).

5.4.2 Zeitliche Diskretisierung

Für die zeitliche Diskretisierung wurde eine semi-implizite Methode verwendet. Entsprechend des numerischen 3D-Modells wurde in Zeitschritten von 0.01 s gerechnet und als Courant-Zahl wurde 0.6 festgesetzt. Auch hier wird bei der Berechnung automatisch ein kleinerer Zeitschritt gewählt, falls das Courant Kriterium nicht eingehalten werden kann. In einer Sensitivitätsanalyse wurden Zeitschrittwerte von 0.02, 0.01 und 0.005 s überprüft. Die maximale Courant-Zahl für diese Zeitschritte lag dann bei 0.8, 0.6 und 0.3. Die Ergebnisse der verschiedenen Werte veränderten sich nicht wesentlich, weshalb hier der Zeitschritt von 0.01 s genutzt und die gleiche Courant-Zahl wie im numerischen 3D-Modell eingehalten wurde.

5.4.3 Solver

Zugrunde liegende mathematische Gleichungen sind die 2D-Saint-Venant-Gleichungen. Diese lassen sich aus den Reynolds-Gleichungen herleiten, indem eine hydrostatische Druckverteilung angenommen wird, woraus die 3D-Flachwassergleichungen entstehen, die über eine Integration über die Fließtiefe zu den **2D-Flachwassergleichungen** führen. Es fand analog zur numerischen 3D-Simulation das **Standard-k- ϵ -Modell** Anwendung. Der verwendete Solver ist GMRES (Generalised Minimum RESidual). Genaue Informationen können der einschlägigen Literatur entnommen werden (u. a. TORO 2006).

5.4.4 Anfangs- und Randbedingungen

Als **Anfangsbedingung** wurde auch hier für den Füll- und Leervorgang der Initialwasserstand vorgegeben. Bei Beginn der Betriebsstopps werden die Werte der Rechnung des Füll- und Leervorgangs zum entsprechenden Zeitpunkt vorgegeben.

Die **Randbedingung** im Ein- bzw. Auslauf wird über Quellenterme vorgegeben. Für die Wände, die undurchlässig sind, wurde ein Gleichgewicht aus Produktion und Dissipation turbulenter kinetischer Energie vorgegeben. Für die Reibung der Sohle und der Seitenwände wurde aufgrund der Vergleichbarkeit mit dem hydraulischen Modell nach einigen Testsimulationen die „free-slip“-Randbedingung gewählt. Für den Betriebsstopp musste diese Randbedingung angepasst werden, da die Wellenhöhen stark überschätzt wurden. Die Reibung an den Wandungen wird dann nicht mehr über einen Wandreibungskoeffizienten vorgegeben, sondern über das logarithmische Wandreibungsgesetz (BEFFA 1994; HERVOUET UND VAN HAREN 1994).

5.5 Kalibrierung und Validierung

Zur **Kalibrierung** der numerischen Modelle wurde überprüft, ob die Konzeptionierung zu hinreichend korrekten Ergebnissen führt und falls notwendig die Modelle angepasst. Die Minimierung von Diskretisierungsfehlern wurde bereits in den Kapiteln zur räumlichen und zeitlichen Diskretisierung vorgestellt (vgl. Kapitel 5.3.1, Kapitel 5.3.2, Kapitel 5.4.1, Kapitel 5.4.2). Die erreichte hohe Qualität der Ergebnisse bestätigt die Wahl der zugrunde liegenden Gleichungen und der Solver (vgl. Kapitel 5.3.3, 5.4.3). Gleiches gilt für Anfangs- und Randbedingungen. Die Randbedingungen wurden überprüft, falls signifikante Änderungen durch deren Variation erwartet wurden. Falls notwendig wurden die Randbedingungen angepasst (vgl. Kapitel 5.3.4, 5.4.4).

Für die **Validierung** der Modelle, wurden die Ergebnisse der numerischen Simulationen mit den Ergebnissen der experimentellen Modellversuche abgeglichen. Hierdurch wird überprüft, ob die Modelle die reale Strömung exakt abbilden. Der Vergleich der Werte zeigt geringe Abweichungen. Abbildung 24 zeigt den Mittelwert der relativen Abweichungen der Wasserstände ($f_{h1,MW}$) für die einzelnen Positionen in den Modellen.

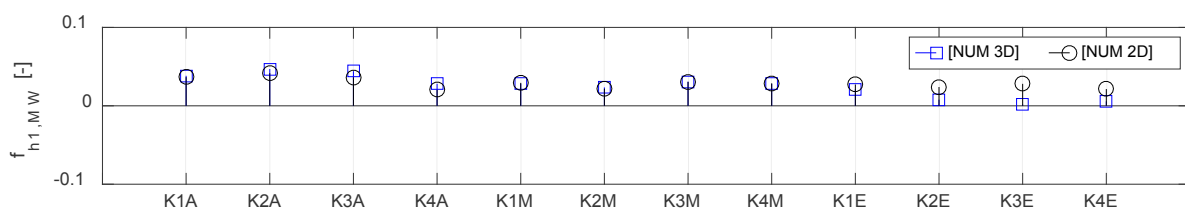


Abbildung 24: Mittlere relative Abweichung der Wasserstände an den Messpositionen bei der numerischen 3D- und 2D-Simulation im Vergleich zur experimentellen Untersuchung [$Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_{\text{MAX}} = 0,1 \text{ m}$] (verändert nach PUMMER ET AL. (2014c))

Abbildung 25 zeigt die Abweichung der Ankunftszeiten der Wellen an den Sonden der numerischen 3D- und 2D-Simulationen im Vergleich zum experimentellen Modellversuch. Im mittleren Bereich sind die Abweichungen am größten und liegen bei maximal 4.1%.

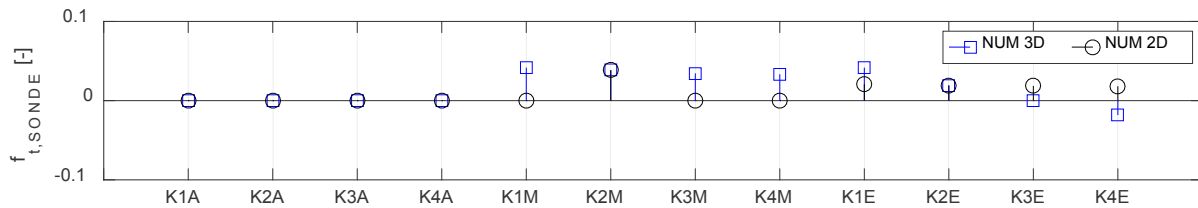


Abbildung 25: Relative Abweichung der Ankunftszeiten der Wellen an den Messpositionen bei der numerischen 3D- und 2D-Simulation im Vergleich zur experimentellen Untersuchung [$Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_{\text{MAX}} = 0,1 \text{ m}$]

Der visuelle Abgleich der Strömungsprozesse führte zu dem Ergebnis, dass die Strömungsprozesse durch das numerische 3D-Modell sehr gut abgebildet werden konnten, beim numerischen 2D-Modell gab es allerdings Einschränkungen und die Wellenformen stimmten nicht unbedingt mit denen der dreidimensionalen Modelle überein. Ursache ist die Annahme der hydrostatischen Druckverteilung und die Integration über die Fließtiefe, die im Fall der hier vorliegenden Wellen nicht korrekt ist.

Die qualitativ und quantitativ ausreichende Übereinstimmung der experimentellen Ergebnisse mit den numerischen Ergebnissen der 3D-Simulation wurde festgestellt und damit die Möglichkeit der Kombination der beiden Methoden im Sinne der **hybriden Modellierung** bestätigt. Im Rahmen der hybriden Modellierung können nun die einzelnen kalibrierten und validierten Modelle genutzt werden, um vom Referenzfall abweichende Untersuchungen durchzuführen. Ergänzend wurden für eine stetige Qualitätskontrolle weitere Varianten im numerischen 3D-Modell mit Varianten der experimentellen Untersuchung überprüft und die Abweichungen lagen nie über den hier dargestellten (vgl. Tabelle 7, Kapitel 3.3.2). Die Ergebnisse zu den maximalen Wasserständen des numerischen 2D-Modells zeigen zu den numerischen Ergebnissen der 3D-Simulation und den hydraulischen Versuchsergebnissen sehr geringe Abweichungen, allerdings werden die Wellen nicht exakt abgebildet, weshalb eine uneingeschränkte Verwendung im Rahmen der hybriden Modellierung nicht ermöglicht wird.

5.6 Modell- und Maßstabeffekte

Die auftretenden **Modelleffekte** gleichen zum Teil denen des experimentellen Modellversuchs, da auch durch die numerische Simulation der potentielle natürliche Zustand nicht genau nachgebildet wird. Auch hier wurden analog zum experimentellen Modellversuch atmosphärische Randbedingungen angenommen (vgl. Kapitel 4.4). Ergänzend entstehen numerische Modelleffekte bei der Identifikation und Selektion der physikalischen Prozesse, deren mathematischer Formulierung, deren numerischer Umsetzung und durch Nutzung des verwendeten Modellverfahrens (STROBL UND ZUNIC 2006, S. 520ff). Hinzu kommen Unsicherheiten bei der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung, den Anfangs- und Randbedingungen des Modells und der Datenaufbereitung und -analyse. Im numerischen 3D-Modell wurden die Effekte minimiert, wobei im numerischen 2D-Modell zusätzliche Vereinfachungen getroffen

wurden, die zu einer Beeinflussung der Ergebnisse führen. Es handelt sich dabei um Vereinfachungen des Gitternetzes, aber vor allem um die Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung und Integration über die Fließtiefe, durch die keine Sekundärströmungen nachgebildet werden können. Eine umfangreiche Kalibrierung und Validierung der Modelle führte zur Minimierung dieser Effekte (vgl. Kapitel 5.5).

Zur Ergänzung der in Kapitel 4.4 aufgezeigten theoretischen **Maßstabeffekte** wurde zu deren Identifikation das Modell in eine andere Dimension umgewandelt und die Einflüsse bestimmt. Dies fand mit der Software OpenFOAM mit dem Befehl `transformPoints -scale` statt, indem das numerische Modell auf die hundertfache Größe skaliert wurde. Es ergeben sich dadurch Flächen mit einem Faktor 10.000 sowie ein Zeitmaßstab von 10, der Durchfluss vergrößert sich von 0.001 m³/s auf 100 m³/s. Besonderes Augenmerk lag auf der Rauheit und der Oberflächenspannung. Aufgrund der verfügbaren Rechenleistung musste die Zellenanzahl etwa gleichbleibend zum Referenzmodell gewählt und die Zeitschritte vergrößert werden. Die Abweichung der Wasserstände bei der Füllung der Reservoirs im Vergleich für die beiden unterschiedlichen Maßstäbe lag unter 4%, nach der Wellenbildung war die Abweichung vernachlässigbar klein.

5.7 Datenaufbereitung

Die Daten der numerischen Simulation wurden für die Messpositionen, die auch im hydraulischen Modell verwendet wurden, aufbereitet. Auszuwertende Größen waren **Durchflüsse**, **Wasserstände** und **Fließ- und Wellengeschwindigkeiten** (vgl. Kapitel 4.6). Zur Bestimmung des Durchflusses ist die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit notwendig, die durch Integration über die Fläche zur Ausgabe des Durchflusses führt. Die Wasserstände können direkt aus dem Modell ausgelesen werden. Die Fließgeschwindigkeiten wurden an der jeweiligen Messposition über die Tiefe gemittelt. In Ergänzung zum hydraulischen Modell konnten durch die feine räumliche und zeitliche Auflösung Messwerte an weiteren Positionen ausgelesen werden. Eine feinere Auflösung der Messpositionen konnte u. a. zu einer exakten Bestimmung der Ankunft der Wellen genutzt werden, wodurch die Wellengeschwindigkeiten exakt bestimmt werden konnten. Ergänzend konnten die dreidimensionalen Fließgeschwindigkeiten berechnet werden, die im hydraulischen Modell nur 1-dimensional bestimmt wurden. Durch diese Ergänzungen wird der große Nutzen der hybriden Modellierung erkennbar.

5.8 Zwischenfazit

In diesem Kapitel konnte dargestellt werden, dass die Simulationsergebnisse des numerischen 3D-Modells (OpenFOAM) mit hier gewählter Konzeptionierung (nach Kalibrierung) eine herausragende quantitative und qualitative Übereinstimmung mit den experimentellen Versuchsergebnissen aufweist. Beide Methoden sind daher optimal für die hybride Modellierung geeignet.

Beim numerischen 2D-Modell (TELEMAC-2D) wurden aufgrund erforderlicher Vereinfachungen Einschränkungen in den Ergebnissen festgestellt, welche im Rahmen der hybriden Modellierung unbedingt berücksichtigt werden müssen. Es handelt sich dabei um eine nicht korrekte Darstellung der Wellen, die maximalen Wasserstände und die Wellengeschwindigkeiten fanden allerdings eine sehr gute Übereinstimmung mit denen aus dem numerischen 3D-Modell und aus dem hydraulischen Modell.

Modelleffekte wurden aufgezeigt und durch Kalibrierungen minimiert. Aufgrund des nicht vorliegenden Maßstabs treten keine Maßstabseffekte auf. Dennoch wurde überprüft, was im Falle einer Skalierung des Reservoirs passieren würde. Die Abweichungen der Wasserstände lagen bei einem Längenmaßstab von 100 unter 4%.

Die Vorzüge der Datenaufbereitung der numerischen Modelle wurden vorgestellt und diese kann in Kombination mit der Datenaufbereitung der experimentellen Ergebnisse erfolgen. Die Ergebnisse der numerischen Modellversuche stellen eine exzellente Datengrundlage für die nun im Folgenden dargestellte Analyse dar (vgl. Kapitel 6 und Kapitel 7).

6 Ergebnisse zu globalen Strömungseffekten

6.1 Einführung und Vorgehen bei der Analyse

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Analyse der globalen Effekte in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs vorgestellt. Diese basieren auf den Ergebnissen der hybriden Modellierung (vgl. Kapitel 3, Kapitel 4, Kapitel 5). Die globalen Effekte sind als die zeitabhängigen Mittelwerte der Wasserstandsverhältnisse definiert. Zu weiteren Größen, wie z. B. der Fließgeschwindigkeit und der Wellenentwicklung ist eine globale Betrachtung nicht möglich, da diese lokal unterschiedlich sind. Durch die Bestimmung der zeitabhängigen Mittelwerte der Wasserstandsverhältnisse für die untersuchten Betriebszustände Füllung, Füllstopp, Leerung und Leerstopp konnte die Abweichung der Wasserstandsverhältnisse zu diesen bestimmt werden (vgl. Kapitel 6.2 und Kapitel 6.3). Je größer die Abweichungen sind, desto größer ist die Ausprägung der lokalen Prozesse und die Kenntnis dieser wird für eine zukünftige Planung und Bemessung besonders relevant. Daher wurde der relevante Betriebsvorgang identifiziert und genau analysiert sowie die Abweichungen der Wasserstandsverhältnisse in Abhängigkeit zu den betrieblichen und konstruktiven Parametern bestimmt (vgl. Kapitel 6.4).

6.2 Analyse von Füllvorgang und Füllstopp

Die instationäre Freispiegelströmung in UPSR ist zeitabhängig und entsteht durch Regelungsvorgänge. Abbildung 26 zeigt die berechneten globalen Effekte sowie die Messergebnisse für die Wasserstandsverhältnisse bei der Referenz-Füllung und dem Referenz-Füllstopp für alle Messpositionen im hydraulischen Modell. Die Referenz-Füllung beginnt bei einem Initialwasserstand von 0.02 m und wird beim maximal zulässigen Wasserstand von 0.1 m gestoppt, der das 5-fache des Initialwasserstands darstellt. Das Wasserstandsverhältnis steigt linear an bis der Zufluss gestoppt wird und der zeitabhängige Mittelwert gleich bleibt.

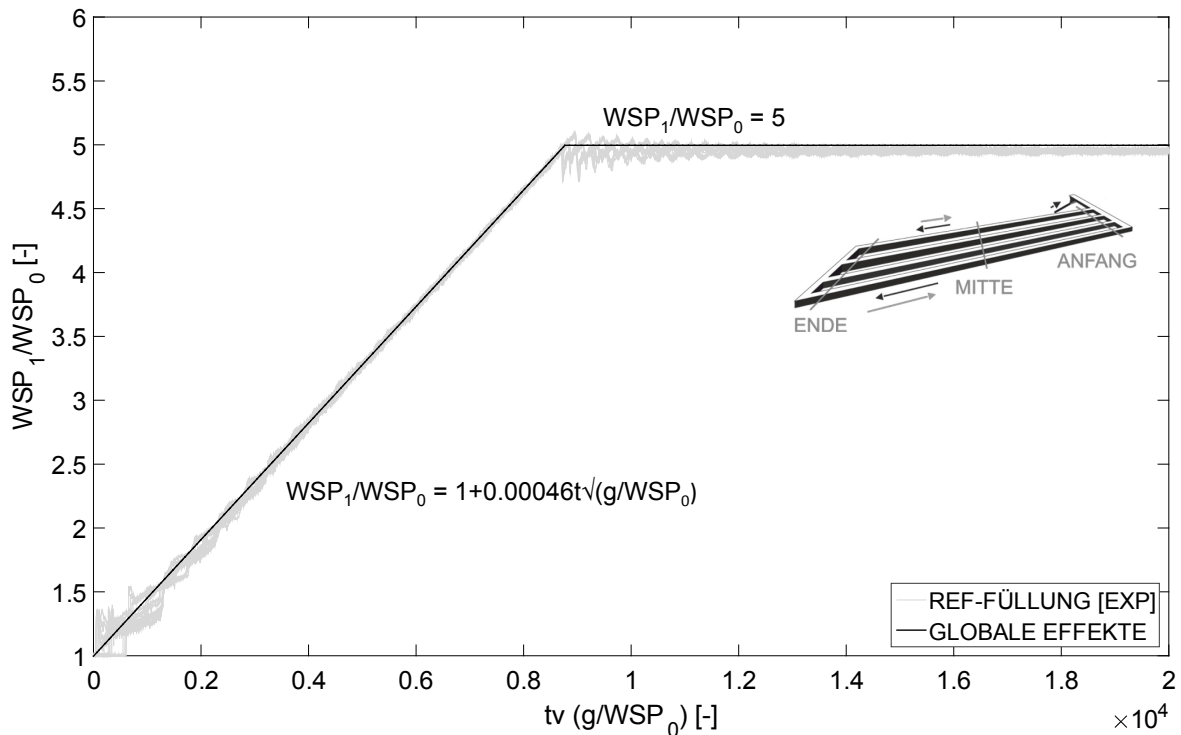


Abbildung 26: Berechnete globale Effekte und gemessene Wasserspiegelverhältnisse für die Referenz-Füllung und den Referenz-Füllstopp

Durch den stetigen Zufluss steigt das Wasservolumen im Reservoir an. Der zeitabhängige Mittelwert der Strömungsgrößen hängt daher von den untersuchten **betrieblichen Parametern Durchfluss, Initialwasserspiegel** sowie **Füllzeit** (Endwasserspiegel) ab. Mithilfe nachfolgender Formel kann das Wasserspiegelverhältnis berechnet werden:

$$\frac{WSP_1}{WSP_0} = 1 + mt \sqrt{\frac{g}{WSP_0}} \quad (39)$$

Für die Berechnung wird durch den Initialwasserspiegel dividiert, weshalb das Wasserstandsverhältnis zu Beginn der Füllung ($t\sqrt{g/WSP_0} = 0$) eins ergibt. Die mittlere Steigung des Wasserspiegelverhältnisses (m) hängt linear von der Größe des Durchflusses ab, der pro Grundfläche und Initialwasserstand, summiert mit dem initialen Wasserspiegelverhältnis in die Formel eingeht. Für die Dimensionslosigkeit wird die Zeit mit der Wurzel aus der Gravitationskonstante multipliziert und durch den Initialwasserspiegel dividiert. Die Formel für m ist folgende:

$$m = \frac{Q}{A\sqrt{gWSP_0}} \quad (40)$$

Während des Füllvorgangs steigt der zeitabhängige Mittelwert linear an, beim Füllstopp wird der Durchfluss gestoppt und es kommt zu einem festen Wert. Die Abweichungen der im experimentellen Modellversuch gemessenen Wasserspiegel der Referenz-Füllung und des Referenz-Füllstopps zu den gemessenen zeitabhängigen Mittelwerten zeigt Abbildung 27.

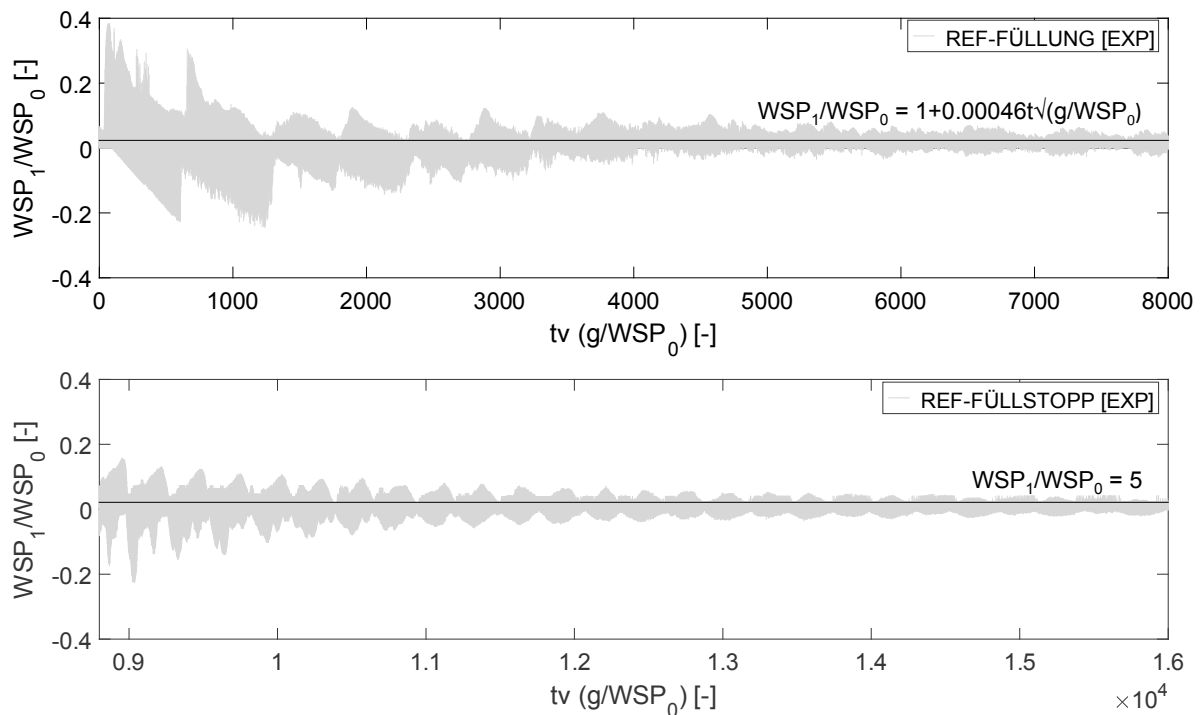


Abbildung 27: Abweichung des Wasserspiegelverhältnisses zu den zeitabhängigen Mittelwerten für die Referenz-Füllung [oben] und den Referenz-Füllstopp [unten] im experimentellen Modellversuch

Es wird deutlich, dass die Abweichungen der Wasserspiegelverhältnisse für die Referenz-Füllung wesentlich größer als für den Referenz-Füllstopp sind, diese sind maximal halb so groß. Die Reservoir-Schwingungen verlaufen zügig, sodass es schnell zu einem ausgeglichenen Wasserspiegel kommt. Bei der Füllung ist die Dauer der Reservoir-Schwingungen länger.

6.3 Analyse von Leervorgang und Leerstopp

Abbildung 28 zeigt die berechneten globalen Effekte sowie die gemessenen Wasserspiegelverhältnisse bei der Referenz-Leerung und dem Referenz-Leerstopp für alle Messpositionen im hydraulischen Modell. Die Referenz-Leerung beginnt bei einem Initialwasserspiegel von 0.1 m und wird beim minimal zulässigen Wasserspiegel, dem minimalen Absenckziel von 0.02 m gestoppt, der ein Fünftel des initialen Wasserspiegelverhältnisses darstellt. Das Wasserspiegelverhältnis sinkt linear, bis der Zufluss gestoppt wird und der Mittelwert gleich bleibt.

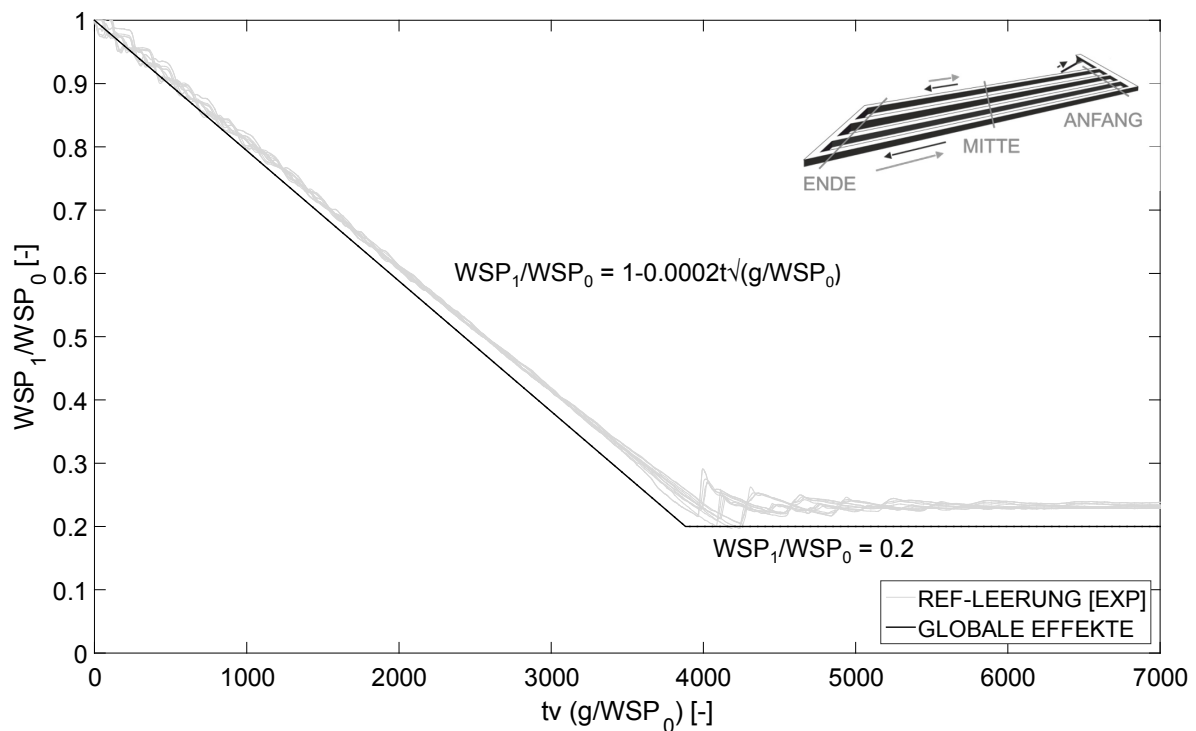


Abbildung 28: Berechnete globale Effekte und gemessene Wasserspiegelverhältnisse für die Referenz-Leerung und den Referenz-Leerstopp

Das Wasserspiegelverhältnis des Leervorgangs ist analog zum Füllvorgang von den Größen **Durchfluss**, **Initialwasserstand** sowie **Füllzeit** (Endwasserstand) abhängig (vgl. Kapitel 6.2). Es kann mit folgender Formel berechnet werden:

$$\frac{WSP_1}{WSP_0} = 1 - mt \sqrt{\frac{g}{WSP_0}} \quad (41)$$

Die Steigung des Wasserspiegelverhältnisses ist hier aufgrund des negativen Durchflusses fallend. Die Berechnung für m kann mit Formel 40 aus Kapitel 6.2 erfolgen.

Abbildung 29 [oben] zeigt die Abweichung des Verhältnisses der Wasserspiegel von deren zeitabhängigem Mittelwert bei der Referenz-Leerung (Initialwasserspiegel $h_0 = 0.1$ m), Abbildung 29 [unten] beim Stopp der Leerung (Wasserspiegel $h_1 = 0.02$ m). Hier wird deutlich, dass die Abweichungen beim Leervorgang geringer sind als beim Leerstopp.

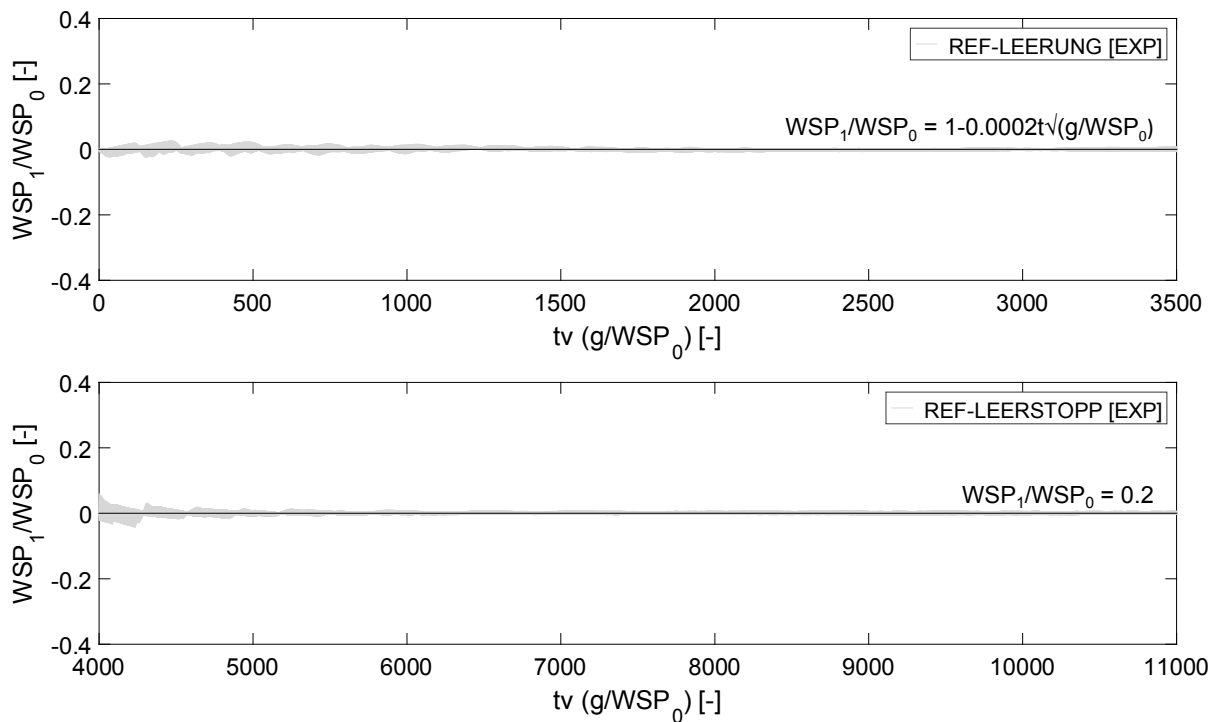


Abbildung 29: Abweichung des Wasserspiegelverhältnisses zu den zeitabhängigen Mittelwerten für die Referenz-Leerung [oben] und den Referenz-Leerstopp [unten] im experimentellen Modellversuch

6.4 Bestimmung und Konkretisierung des relevanten Betriebsvorgangs

In Kapitel 6.2 und in Kapitel 6.3 sind die gemessenen Wasserspiegelverhältnisse den globalen Effekten (Mittelwert der Messung und Berechnung) gegenübergestellt. Insgesamt sind die Abweichungen der Wasserspiegelverhältnisse von den globalen Effekten für die Referenz-**Füllung** am größten, weshalb diese den für die Bemessung relevanten Betriebsvorgang darstellt. Diese Aussage gilt auch für alle weiteren betrieblichen und konstruktiven Varianten. Nachfolgend sollen konkret die Abweichungen der Untersuchungsergebnisse von den zeitabhängigen Mittelwerten der Messung dargestellt werden.

Durch eine Variation der **Durchflüsse** wird die Steigung der zeitabhängigen Mittelwerte der Wasserspiegelverhältnisse verändert. Das maximale Wasserspiegelverhältnis beträgt für alle Versuche 5 und wird daher bei großem Durchfluss zeitlich früher erreicht. Abbildung 30 [oben] zeigt beispielhaft die Ergebnisse des experimentellen Modellversuchs zur Abweichung der globalen Effekte der Durchflüsse $0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$ und $0.0005 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Wasserspiegelverhältnisse können analog mit Formel 39 und Formel 40 berechnet werden (vgl. Kapitel 6.2). Die Abbildung zeigt, dass die Abweichung der globalen Effekte mit der Zeit größer wird. Gleichzeitig führt die Variation des Durchflusses zu einer großen Veränderung der Abweichung der

Wasserspiegelverhältnisse zu ihrem zeitabhängigen Mittelwert. In Abbildung 30 [unten] sind zum Vergleich der Durchfluss $0.0005 \text{ m}^3/\text{s}$ [links] und der Durchfluss $0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$ [rechts] dargestellt. Folglich werden bei hohen Durchflüssen die wesentlich größeren globalen Effekte zusätzlich durch größere Abweichungen ergänzt. Die Abweichungen vom zeitabhängigen Mittelwert betragen für den Durchfluss von $0.0005 \text{ m}^3/\text{s}$ maximal 16%, für den Durchfluss von $0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$ 88%. Dies zeigt die Relevanz der Kenntnis der lokalen Prozesse in Ergänzung zu den globalen Effekten.

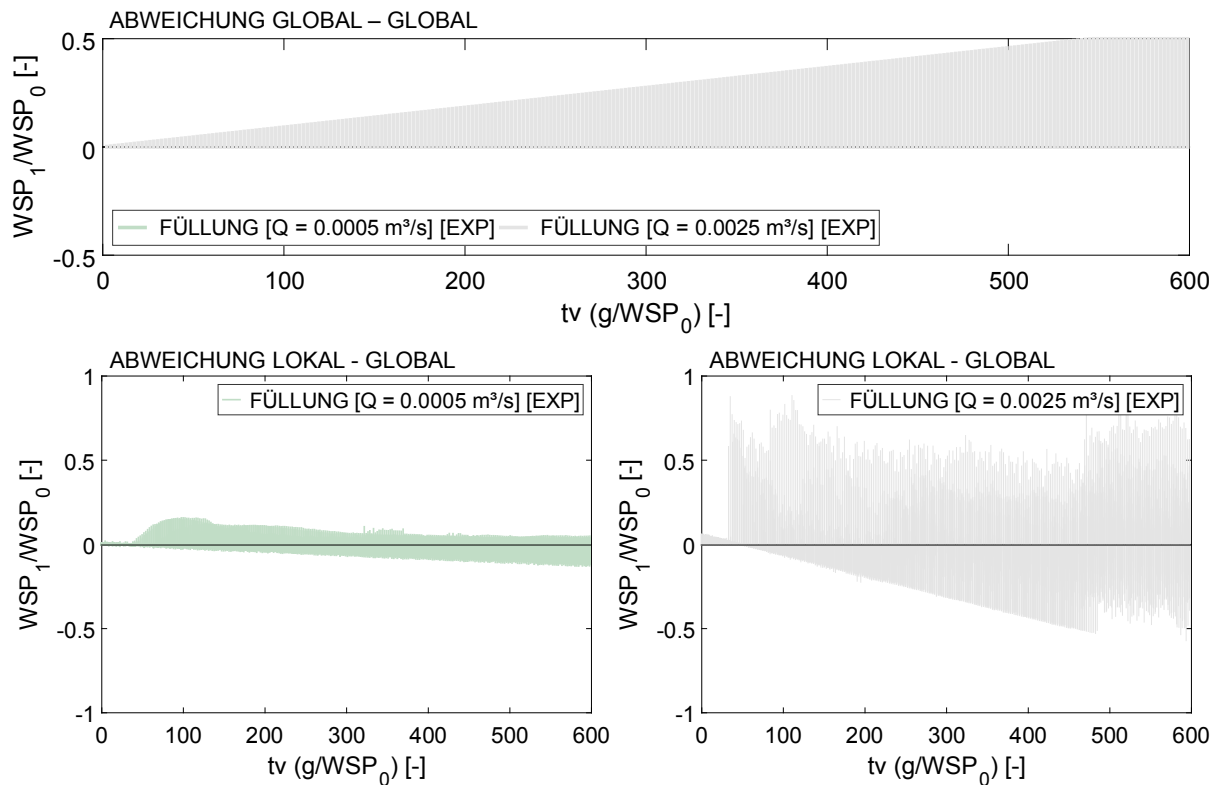


Abbildung 30: Ergebnisse zur Abweichung der globalen Effekte der Durchflüsse $0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$ und $0.0005 \text{ m}^3/\text{s}$ [oben] und Abweichung der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert [unten] aus den experimentellen Untersuchungen

Durch eine Variation der **Initialwasserspiegel** wird die Steigung der globalen Effekte in Abhängigkeit des dimensionslosen Zeitfaktors verändert. Der maximale Wasserspiegel ($h_1 = 0.1 \text{ m}$) wird bei einem hohem Initialwasserspiegel schneller erreicht als bei einem niedrigen Initialwasserspiegel. Abbildung 31 [oben] zeigt beispielhaft die im experimentellen Modellversuch gemessene Abweichung der globalen Effekte der Referenz-Füllung von der Variante mit einem Initialwasserstand von 0.06 m . Auch in diesem Fall wird deutlich, dass die Abweichungen der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert bei großer Steigung größer sind als bei geringem globalen Anstieg (vgl. Abbildung 31 [unten]). Die Abwei-

chungen der Wasserspiegelverhältnisse im Vergleich zu den zeitabhängigen Mittelwerten des experimentellen Modellversuchs betragen beispielhaft für die Variante mit einem Initialwasserspiegel von 0.06 m 6.5% und für die Referenz-Füllung 34%.

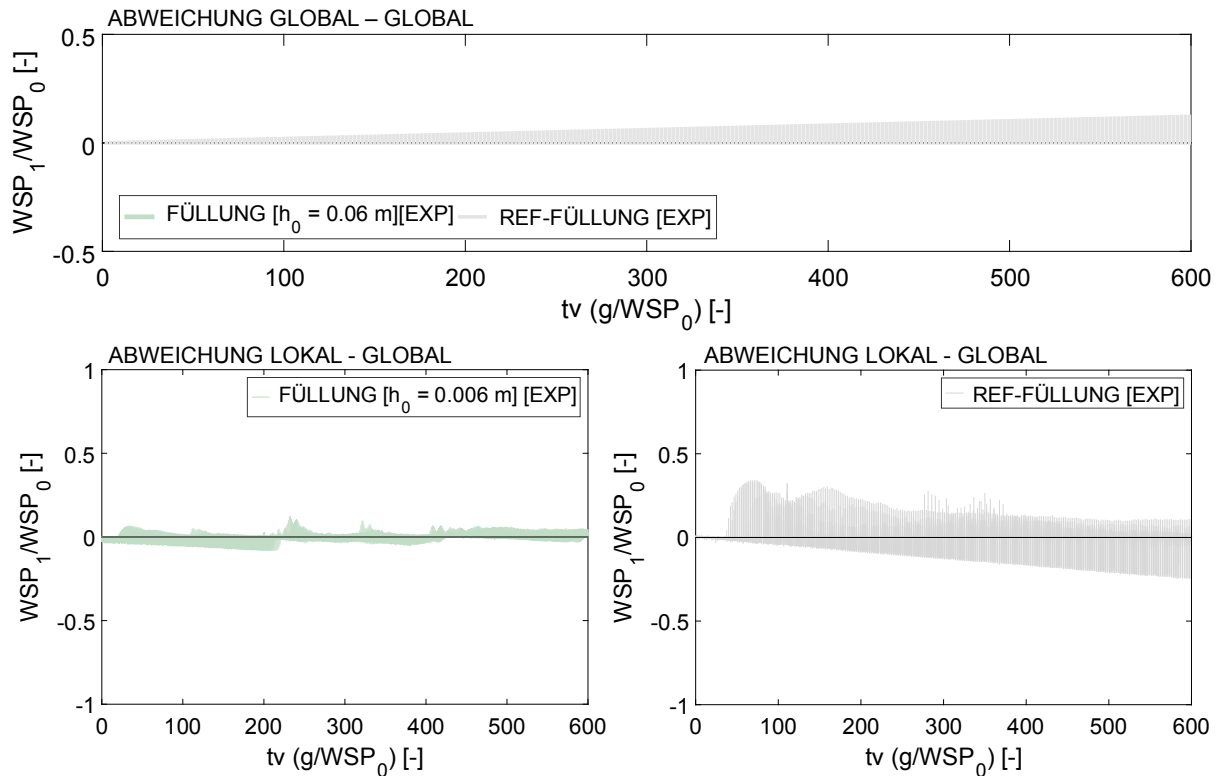


Abbildung 31: Ergebnisse zur Abweichung der globalen Effekte der Referenz-Füllung [$h_0 = 0.02$ m] und der Füllung bei einem Initialwasserstand von 0.06 m [oben] und Abweichung der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert [unten] aus den experimentellen Untersuchungen

Für die **konstruktiven** Varianten kommt es nicht zu einer Veränderung der zeitabhängigen Mittelwerte der Wasserspiegelverhältnisse in Abhängigkeit des dimensionslosen Zeitfaktors. Ein Vergleich verschiedener konstruktiver Varianten mit einer unterschiedlichen Anzahl an **Abzweigen, Richtungsänderungen** und **Querschnittsänderungen** wurde durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen unterschiedliche Abweichungen der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert. Abbildung 32 zeigt beispielhaft drei verschiedene Varianten. Es fällt auf, dass die Abweichungen bei einer größeren Anzahl an Kanälen geringer sind und im Vergleich zu den Varianten mit einer geringen Kanalanzahl zügig über die Zeit hinweg abnehmen.

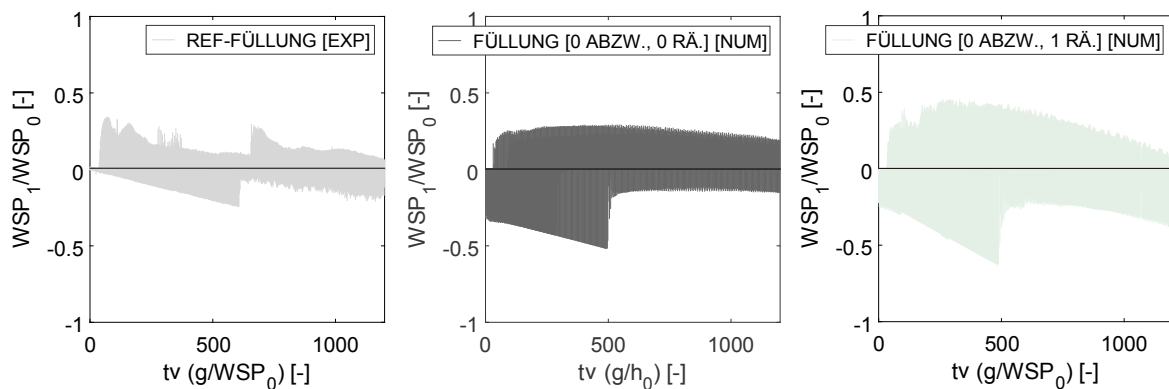


Abbildung 32: Ergebnisse zur Abweichung der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert für die Referenz-Füllung [links], die Variante ohne Abzweig und Richtungsänderung ($b_{GES} = 0.141$ m) [Mitte] und die Variante mit einer Richtungsänderung ($b_{GES} = 0.1$ m) [rechts] aus der hybriden Modellierung

In Ergänzung wurde das Reservoir im Vergleich zur Design-Referenz im numerischen 3D-Modell **ohne Sohlgefälle** untersucht. Die maximale Abweichung der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert wird durch die Variation kaum verändert, wie Abbildung 33 zeigt. Allerdings wird der zeitliche Ablauf beeinflusst und für das Reservoir ohne Sohlgefälle nehmen die Abweichungen zügiger ab.

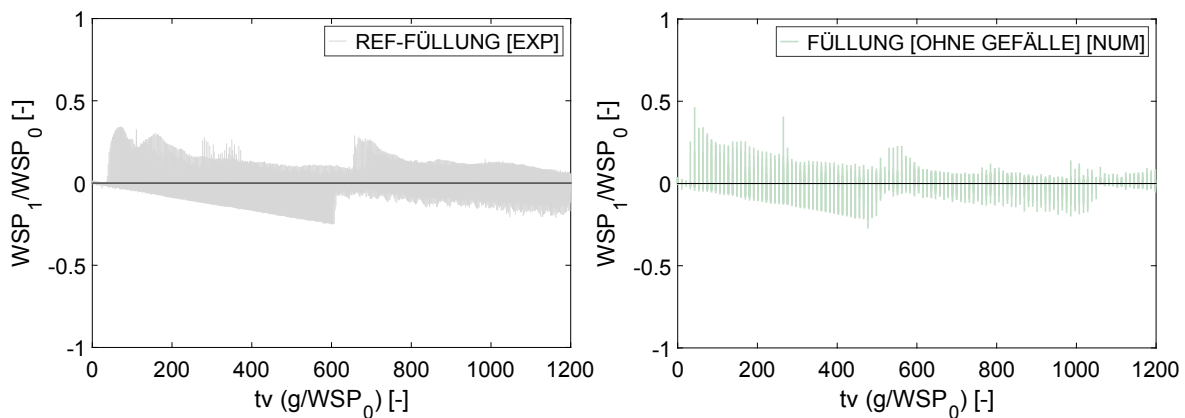


Abbildung 33: Ergebnisse zur Abweichung der Wasserspiegelverhältnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert für die Referenz-Füllung [links] und für die Füllung des Reservoirs ohne Sohlgefälle [rechts] aus der hybriden Modellierung

Eine Variation der **Rauheit** der Design-Referenz wurde in der numerischen 3D-Simulation geprüft und eine raue Variante untersucht. Aus den Ergebnissen ist eine Änderung der maximalen Abweichung der Wasserspiegelverhältnisse vom Mittelwert erkennbar, bei der rauhen Variante ist diese geringer. Zudem nehmen die Wasserspiegelverhältnisse schneller ab (vgl. Abbildung 34).

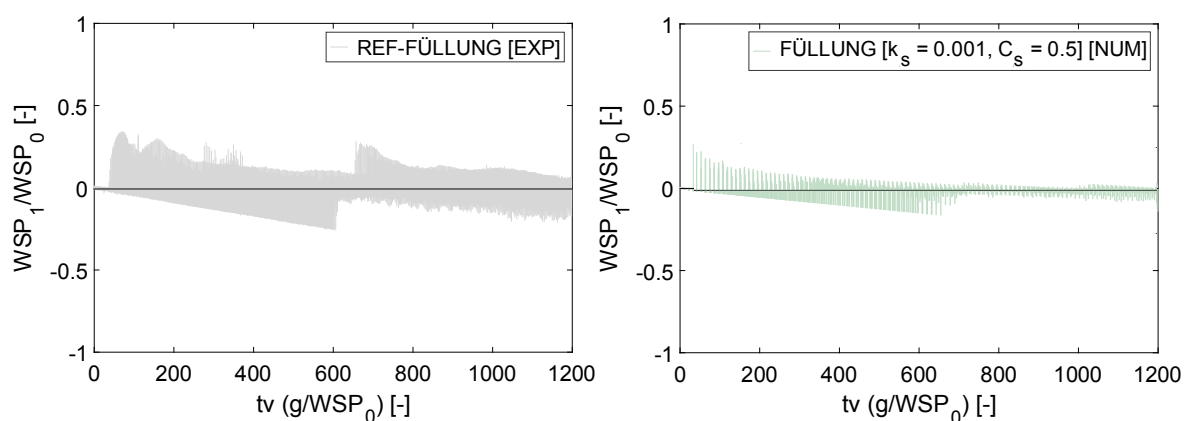


Abbildung 34: Ergebnisse zur Abweichung des Wasserspiegelverhältnisses von deren zeitabhängigem Mittelwert für die Referenz-Füllung [links] und für die Füllung des rauen Reservoirs [rechts] aus der hybriden Modellierung

6.5 Zwischenfazit

Die hybriden Modellierungsergebnisse zu den globalen Effekten in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs bestätigen den allgemeingültigen Bemessungsansatz, der die Abhängigkeit von Wasserspiegelverhältnis zu Durchfluss, Initialwasserstand und Grundfläche beschreibt. Für die verschiedenen Betriebszustände konnten unterschiedlich große Abweichungen der Messergebnisse von deren zeitabhängigem Mittelwert festgestellt werden, wobei die größten Abweichungen für eine zukünftige Bemessung besonders relevant sind. Die Füllung wurde als relevanter Vorgang identifiziert. Die betrieblichen Varianten haben einen direkten Einfluss auf die globalen Effekte und deren Abweichungen, die konstruktiven Varianten führen zu einer Veränderung der Abweichungen von den zeitabhängigen Mittelwerten. Die globalen Effekte selbst werden nicht beeinflusst.

In diesem Kapitel wurde die Relevanz der Analyse der lokalen Prozesse, die im folgenden Kapitel erfolgt, besonders deutlich. Eine Planung und Projektierung kann ohne deren Kenntnis aufgrund zu großer Abweichungen der Werte von den zeitabhängigen Mittelwerten nicht erfolgen, wie die Untersuchungsergebnisse zeigten.

7 Ergebnisse zu lokalen Strömungsprozessen

7.1 Einführung und Vorgehen bei der Analyse

Eine allgemeingültige, mathematische Beschreibung der Strömungsprozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs stellt die Grundlage für deren Planung und Projektierung dar und ist somit in hohem Maße relevant. Es wurden **prozessbasierte** und **generische Berechnungsansätze** auf Basis theoretischer Grundlagen entwickelt (vgl. Kapitel 2). Für die Berechnungsansätze sind die Lokalisierung und die zeitliche Entwicklung der Prozesse von besonderer Bedeutung. Essentiell für Planung und Projektierung sind die Kenntnis der **maximalen Wasserstände** ($h_{1,MAX}$) und die Kenntnis der **Schwingungsdauern** (T). Durch die maximalen Wasserstände wird die Höhe der Reservoirs (Konstruktion) bestimmt, durch die Schwingungsdauer und Wellendämpfung die möglichen Umschaltzeiten des Betriebs. Neben dem Design und dem Betrieb hängt die Nutzungsdauer der Reservoirs wesentlich von den Strömungsprozessen ab und eine starke Intensität der lokalen Prozesse wirkt sich nachteilig aus. Ziel einer erfolgreichen Planung und Projektierung ist daher die Minimierung der Intensität der lokalen Strömungsprozesse. Mit gegebenen oder gewünschten betrieblichen und konstruktiven Rahmenbedingungen wird durch die Kenntnis der Einflüsse auf die globalen Effekte und die lokalen Prozesse eine hydrodynamisch optimierte Lösung ermöglicht.

Für ein ganzheitliches Verständnis der Wellenbildung wurden die lokalen Strömungsprozesse, die die globalen Effekte überlagern (vgl. Kapitel 6), analysiert. Die **Relevanz** der einzelnen, örtlich auftretenden Strömungsprozesse steht hier in direktem Zusammenhang mit ihrer Intensität, welche durch die Abweichung von den globalen Effekten gekennzeichnet wird. In Kapitel 6 wurde gezeigt, dass für die vier untersuchten Betriebszustände die größte Abweichung der Wasserstände über die Zeit beim **Füllvorgang** der Reservoirs entsteht, weshalb der Fokus der Analyse auf diesen Vorgang gelegt wird.

Die Kenntnis der auftretenden **Wellenarten** ist notwendig, sodass die Charakteristiken der lokalen Prozesse in unterirdischen Reservoirs ermittelt werden können. In Kapitel 7.2.1 erfolgt daher die Darstellung der Klassifizierung der Wellen nach Wellenarten für die festgelegten Bereiche in den Reservoirs während der Referenz-Füllung. Die Intensität der Prozesse wurde in Abhängigkeit der Position und der Zeit erfasst. In einem nächsten Schritt wird **phä-**

nomenologisch die Wellencharakteristik beschrieben (vgl. Kapitel 7.2.2). Hierfür wurden die Messergebnisse mit existierenden Theorien verglichen und Berechnungsansätze adaptiert oder neu entwickelt.

Einflüsse auf die Wellenarten und deren Charakteristik entstehen durch bestimmte Parameter, die im Rahmen der Konzeptionierung in **betriebliche** und **konstruktive Parameter** unterteilt wurden (vgl. Kapitel 3.2). Mithilfe der Klassifizierung und der genauen Kenntnis der Wellen während der Referenz-Füllung konnte Schritt für Schritt der Einfluss der betrieblichen und konstruktiven Parameter auf die Wellenbildung analysiert und quantifiziert werden (vgl. Kapitel 7.3 und Kapitel 7.4).

Eine Zusammenfassung der prozessbasierten und generischen Berechnungsansätze wird in Kapitel 7.5 gegeben.

7.2 Phänomenologische Beschreibung

7.2.1 Einteilung der lokalen Prozesse nach Wellenart und Darstellung der Relevanz

Durch die zügige Öffnung der Schieber ($T = 0.5$ s) entstehen bei positivem Durchfluss Schwallwellen in den Reservoirs, welche sich während der Füllung verformen. Diese treten in unterschiedlichen Erscheinungsformen auf. Während der Referenz-Füllung lösen sie sich in Einzelwellen auf und brechen, dabei enthalten sie zum Teil Sekundärwellen. Abbildung 35 zeigt die Ergebnisse zu den **Wasserstandsverhältnissen** (h_1/h_0) in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung ($Fr_1 = c/\sqrt{gh_0}$) aus den experimentellen Modellversuchen für die Referenz-Füllung ($Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_0 = 0.02$ m). In der Abbildung sind die Grenzwerte der Froude-Zahlen bei der Wellenentstehung für die jeweilige Wellenart eingezeichnet. Die Grenzen sind hier bei 1.3 und 1.5 fest aufgetragen. In Kapitel 2.3.2 (u. a. Tabelle 4) wurden die Grenzwerte aus der Literatur dargestellt, die sich zum Teil unterscheiden. Eine Überprüfung der Grenzwerte wird im weiteren Verlauf dieses Kapitels dargestellt. Zum Vergleich sind in der Grafik die Wasserstandsverhältnisse in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für eine analytische Herleitung aus der cnoidalen Wellentheorie (ANDERSEN 1978) und für die Theorie des Wechselsprungs dargestellt (LIGHTHILL 1978).

Im Anfangsbereich des Reservoirs lösen sich die Schwallwellen in Einzelwellen auf (blau). Im mittleren Bereich findet ein Übergang zu brandenden Schwallwellen mit Sekundärwellen statt (schwarz) und im Endbereich des Modells kommt es zum Branden der Schwallwelle (ohne Sekundärwellen) (grün). Nach der Reflexion am Ende des Reservoirs laufen die Wellen wieder zurück. Der „neue“ Initialwasserstand ist erhöht und das Brechen der Wellen hält an, bevor sie sich im weiteren Verlauf in Einzelwellen auflösen (grau). Die Werte liegen zwischen den berechneten Werten von ANDERSEN (1978) und LIGHTHILL (1978).

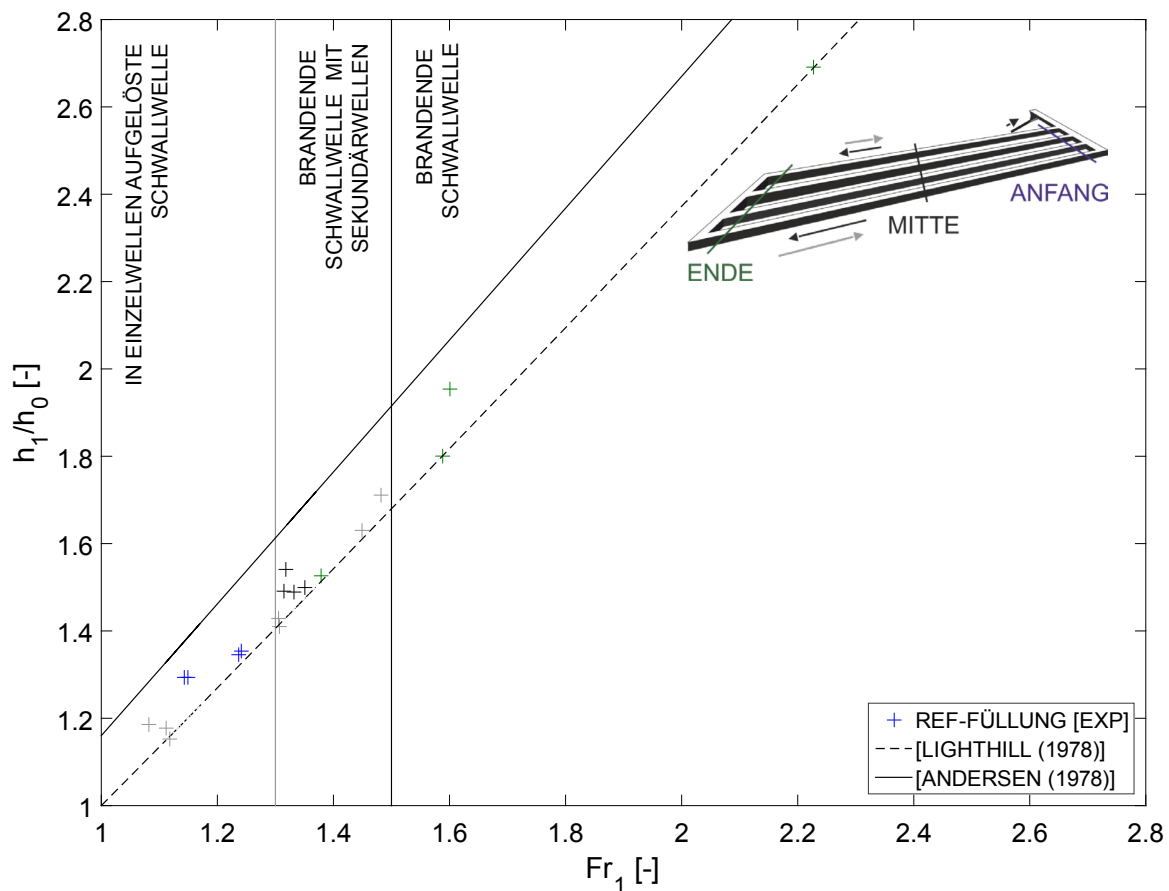


Abbildung 35: Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung

Die in Abbildung 35 dargestellten Größen werden im Folgenden in ihrer dimensionsbehafteten Form aufgezeigt. Die Klassifizierung der Wellenarten wird damit geprüft. Abbildung 36 zeigt die zeitabhängigen Wasserstände während der Referenz-Füllung in den vier Kanälen für den Anfangsbereich [links, blau], den mittleren Bereich [Mitte, schwarz] und den Endbereich [rechts, grün].

Es wird deutlich, dass die Wasserstände über die Länge der Kanäle niedriger werden. Die Wasserstandsverhältnisse werden größer, was auf das steigende Sohlgefälle der Kanäle zurückzuführen ist, das über die Länge der Kanäle zu einem immer niedriger werdenden Initialwasserstand führt. Das Ergebnis der Einteilung der Wellen nach Wellenarten kann bestätigt werden. Die Wellen im Anfangsbereich lösen sich in Einzelwellen auf, wobei es im mittleren Bereich bereits zu einem Brechen der Wellen kommt, Sekundärwellen sind vorhanden. Auch im hinteren Bereich hält das Wellenbrechen an, Sekundärwellen sind nicht mehr erkennbar.

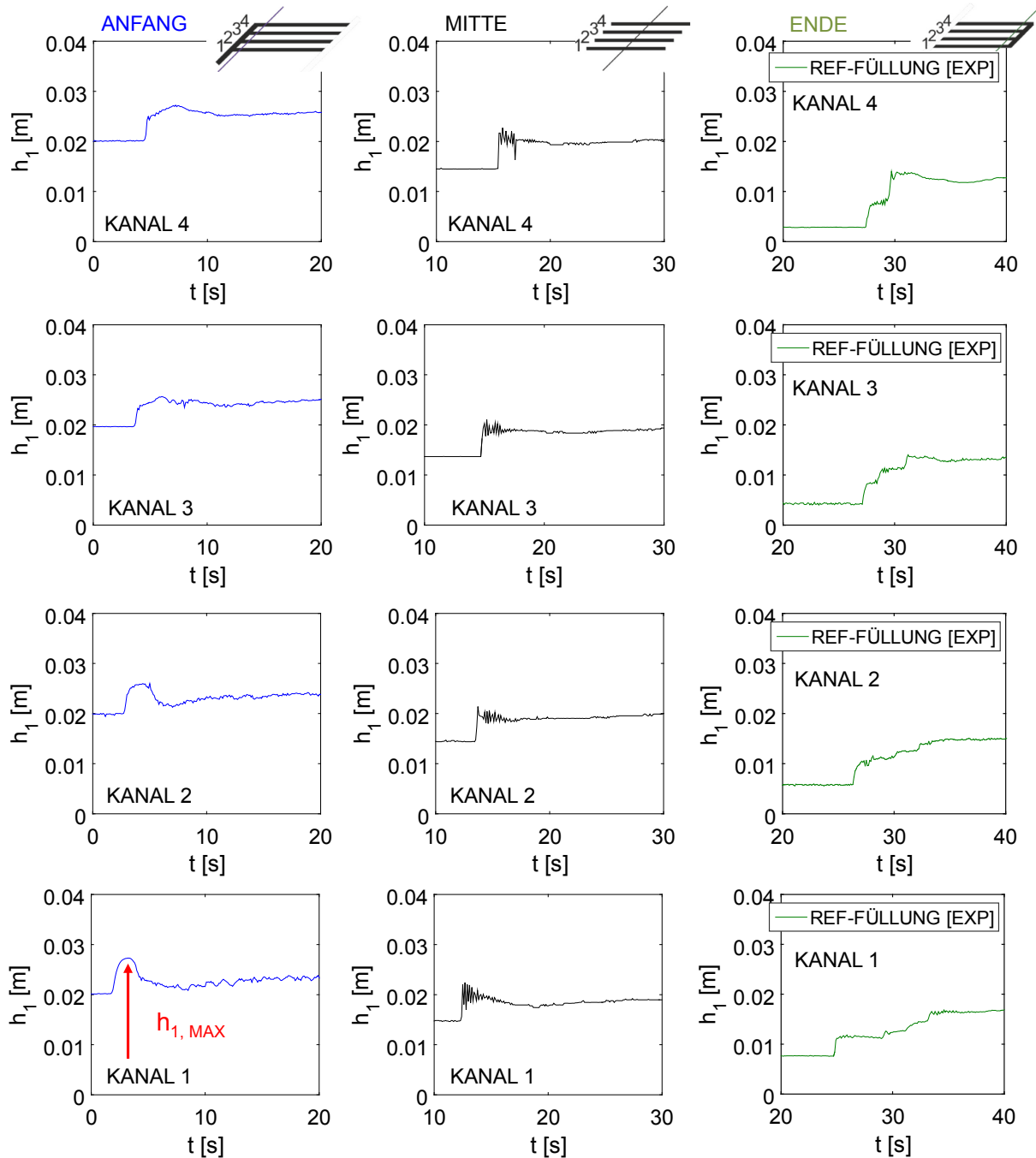


Abbildung 36: Wasserstand (h_1) über die Zeit (t) für die Bereiche Anfang [links], Mitte [Mitte] und Ende [rechts] während der Referenz-Füllung [Kennzeichnung des maximalen Wasserstands ($h_{1,MAX}$) im Anfangsbereich]

Abbildung 37 zeigt die Wasserstände für den weiteren Zeitverlauf, nach der Reflexion der Wellen am Ende des Reservoirs. Es wird deutlich, dass die Wellenhöhen geringer werden, weiterhin ist ein Branden der Wellen erkennbar.

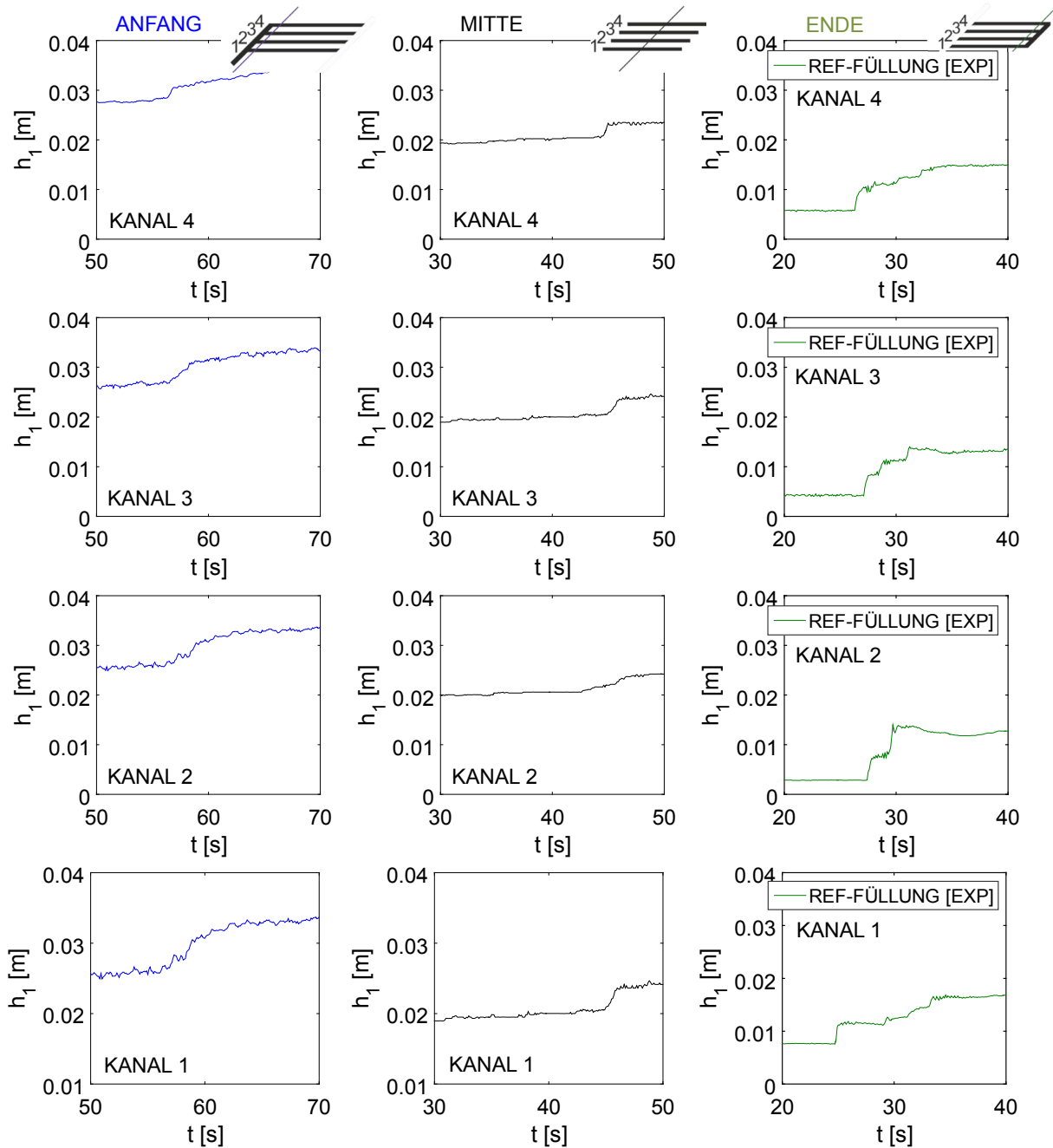


Abbildung 37: Wasserstand (h_1) über die Zeit (t) für die Bereiche Anfang [links], Mitte [Mitte] und Ende [rechts] während der Referenz-Füllung, nach der ersten Totalreflexion

Der Wasserstand liegt im mittleren Bereich immer noch unter dem seither maximalen Wasserstand zu Beginn der Messung im Einlaufbereich. Dort kommt es erst beim Eintreffen der Wellen zu einem höheren Wasserstand, die Wellen lösen sich in diesem Bereich wieder in Einzelwellen auf. Der „neue“ Initialwasserstand ist nun erhöht, und der globale Anstieg des Wasserstands wird deutlich. Dies bestätigt, dass zur Ermittlung des **maximalen Wasser-**

stands im Gesamtreservoir für eine Reservoir-Schwingung die Betrachtung der ersten Wellen im **Einlauf- und Anfangsbereich** notwendig ist.

In Ergänzung zu den Wasserständen zeigt Abbildung 38 die **Wellengeschwindigkeiten** an zahlreichen Messpositionen im numerischen 3D-Modell. Es wird deutlich, dass die Wellengeschwindigkeit zum Ende des Reservoirs abnimmt, was auf die Verringerung der Wellenhöhe und des Wasserstands zurückzuführen ist. Für die Schwingungsdauer ist die Wellengeschwindigkeit im Gesamtreservoir für den kompletten Zeitraum einer Schwingung relevant, weshalb eine Betrachtung der Wellengeschwindigkeiten für das gesamte Reservoir notwendig wird.

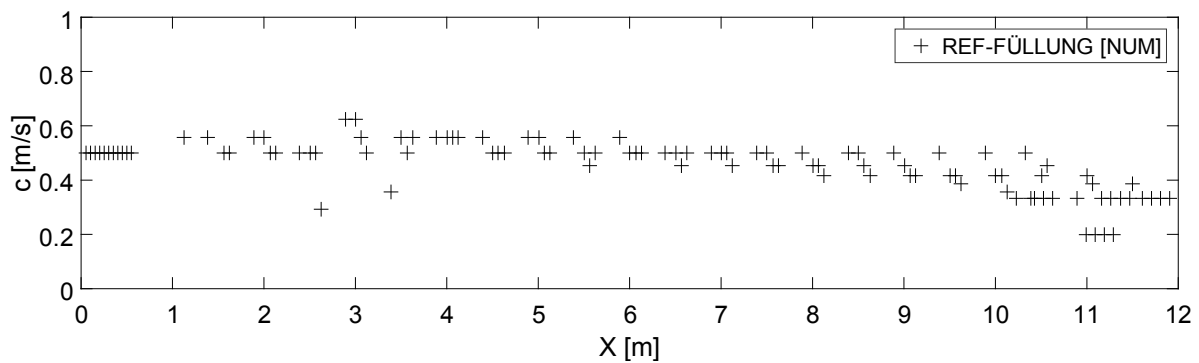


Abbildung 38: Wellengeschwindigkeiten in der numerischen 3D-Simulation für verschiedene Messpositionen (X) im Reservoir

Nach der Reflexion am Kanalende werden die dann in Richtung Kanalansfang laufenden Wellen durch einlaufende Wellen überlagert und die Geschwindigkeit dadurch verringert (vgl. Abbildung 39). Erst bei Eintreffen der Wellen im Einlaufbereich werden die Wellengeschwindigkeiten wieder wesentlich vergrößert.

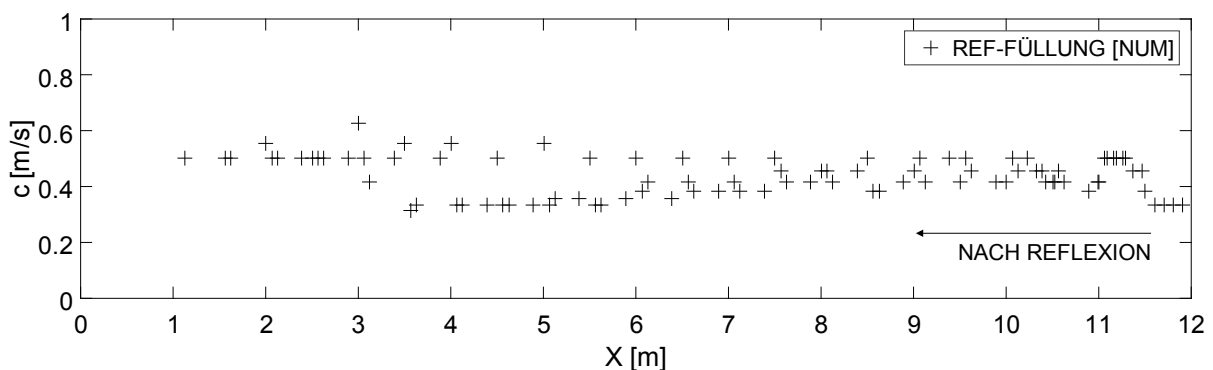


Abbildung 39: Wellengeschwindigkeiten für die numerische 3D-Simulation für verschiedene Messpositionen (X) im Reservoir, nach der ersten Totalreflexion

Die jeweiligen Wellenarten weisen spezifische Eigenschaften auf, weshalb deren Kenntnis besonders relevant ist. Im Folgenden werden diese Charakteristiken aufgezeigt und quantifiziert (vgl. Kapitel 7.2.2).

7.2.2 Charakteristik der relevanten lokalen Prozesse

Die in potentiellen unterirdischen Pumpspeicherreservoirs auftretenden Wellenarten wurden in Kapitel 7.2.1 für die Referenz-Füllung dargestellt und deren Relevanz örtlich und zeitlich bestimmt. Im Folgenden wird der Vergleich der Messergebnisse mit bestehenden Theorien dargestellt. Diese beschreiben die Charakteristiken der jeweiligen Wellenarten (vgl. Kapitel 2.3.2). Stimmen die theoretischen Eigenschaften mit den Messergebnissen überein, so wurden diese adaptiert und bestehende Berechnungsformeln auf unterirdische Pumpspeicherreservoirs angewendet. Liegen Abweichungen der Messergebnisse zu den Theorien vor, so wurden die Ursachen identifiziert und Berechnungsformeln angepasst bzw. neue Berechnungsansätze entwickelt.

Der Entstehungsprozess der Schwallwelle im Einlaufkanal ist in Abbildung 40 dargestellt. In der Abbildung sind zum einen das Einlaufbauwerk mit den Fließgeschwindigkeiten aus der numerischen 3D-Simulation und zum anderen die Schwallwelle als Vergleich im hydraulischen Modell dargestellt, beides für den Zeitpunkt von 0.5 s.

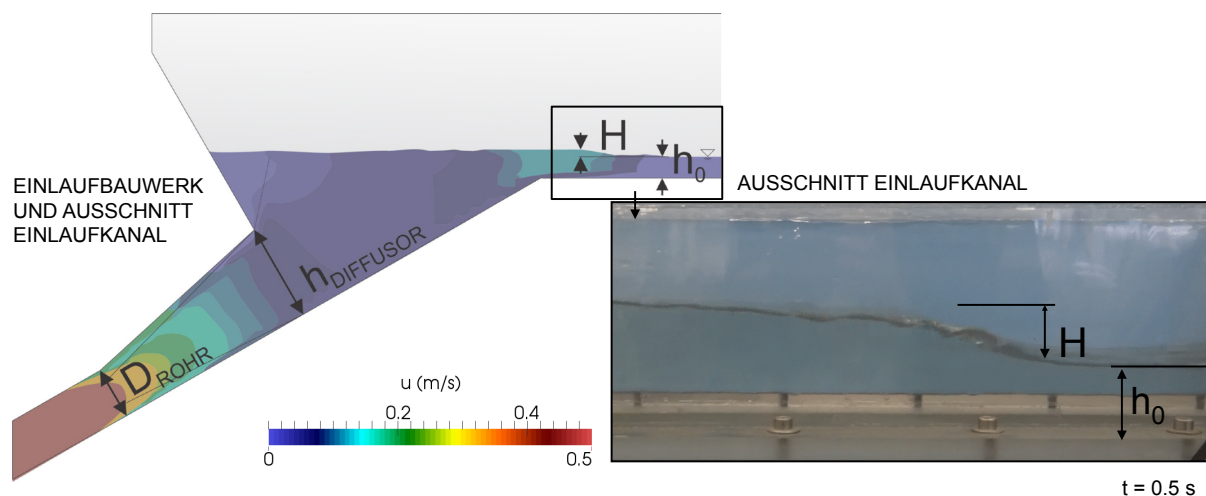


Abbildung 40: Fließgeschwindigkeiten der numerischen 3D-Simulation im Einlaufbauwerk, bei Entstehung der Schwallwelle [links] und Schwallwelle im experimentellen Modellversuch [rechts] [$t = 0.5 \text{ s}$]

Die Besonderheiten des Einlaufbauwerks sind die Aufweitung des Rohrs auf einen rechteckigen Querschnitt, der an den Einlaufkanal anschließt und gleichzeitig durch eine Schräge weiter vergrößert wird. Dadurch findet eine starke Verringerung der Fließgeschwindigkeit im Rohr statt. Der im Rohr entstehende kreisrunde Flüssigkeitsstrahl gelangt zum Zeitpunkt der

Entstehung der ersten Welle kaum zur Wasseroberfläche, der Impuls führt zu deren Erhöhung. Häufig findet die Formel von KRAATZ (1989) zur Berechnung der Höhe der Schwallwelle Anwendung (vgl. Kapitel 2.3.2). Mit dieser kann hier die Wellenhöhe aufgrund der beschriebenen Komplexität des Einlaufbauteils nicht berechnet werden. Deshalb wurde ein neuer Berechnungsansatz entwickelt, der folgende Vereinfachungen der hydrodynamischen Beschreibung beinhaltet. Es wurde angenommen, dass der Durchfluss im Rohr bzw. Diffusor gleich dem Durchfluss der Welle im Freispiegelabfluss ist. Aufgrund des ruhenden Initialwasserspiegels liegt keine initiale Fließgeschwindigkeit vor. Mit dieser Annahme, und der Vereinfachung, dass die Wellengeschwindigkeit durch die Wurzel aus Anfangswasserspiegel und Gravitationskonstante berechnet werden kann, was für kleine Wellenamplituden in flachem Wasser gilt (vgl. Kapitel 2.3.2), wurde Formel 42 bestimmt. Die Formel ist vergleichbar mit Formel 4, Kapitel 2.3.2.

$$H = \frac{v_{\text{DIFFUSOR}} \cdot b_{\text{DIFFUSOR}} \cdot \sin(\alpha) \cdot h_{\text{DIFFUSOR}}}{b_{\text{EINLAUFKANAL}} \sqrt{g \cdot h_0}} \quad (42)$$

für $Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_0 = 0.02 \text{ m}$, $f < 1\%$

Die Formel besagt, dass die Multiplikation der Fließgeschwindigkeit im Rohr (v_0) und der Austrittsfläche des Diffusors (b_{DIFFUSOR} , h_{DIFFUSOR}) der Multiplikation aus Wellengeschwindigkeit und Initialwasserstand (h_0) und der Breite des Einlaufkanals ($b_{\text{EINLAUFKANAL}}$) entsprechen. Die Wellenhöhe für die Referenz-Füllung stimmt mit der berechneten Wellenhöhe überein, die relative Messabweichung (f)⁴ liegt unter 1%.

Die Schwallwelle beginnt sich im Einlaufkanal bereits kurz vor der Einlaufsonde in Einzelwellen aufzulösen. Abbildung 41 zeigt die Ergebnisse der numerischen 3D-Simulation zu den Wasserständen im Einlaufkanal für sieben verschiedene Zeitschritte im Abstand von 0.5 s. Die Wellenhöhe bleibt etwa bis zur Einlaufsonde erhalten, Formel 42 kann daher für die Messergebnisse an der Einlaufsonde angewendet werden. Es wird deutlich, dass die vollständige Entwicklung der in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen erst am Ende des Kanals stattfindet. Vorher ist der Wasserstand hinter der Welle größer als für Einzelwellen typisch.

⁴ Die relative Messabweichung berechnet sich hier aus dem Verhältnis der Subtraktion des Messwertes vom berechneten Wert zum berechneten Wert

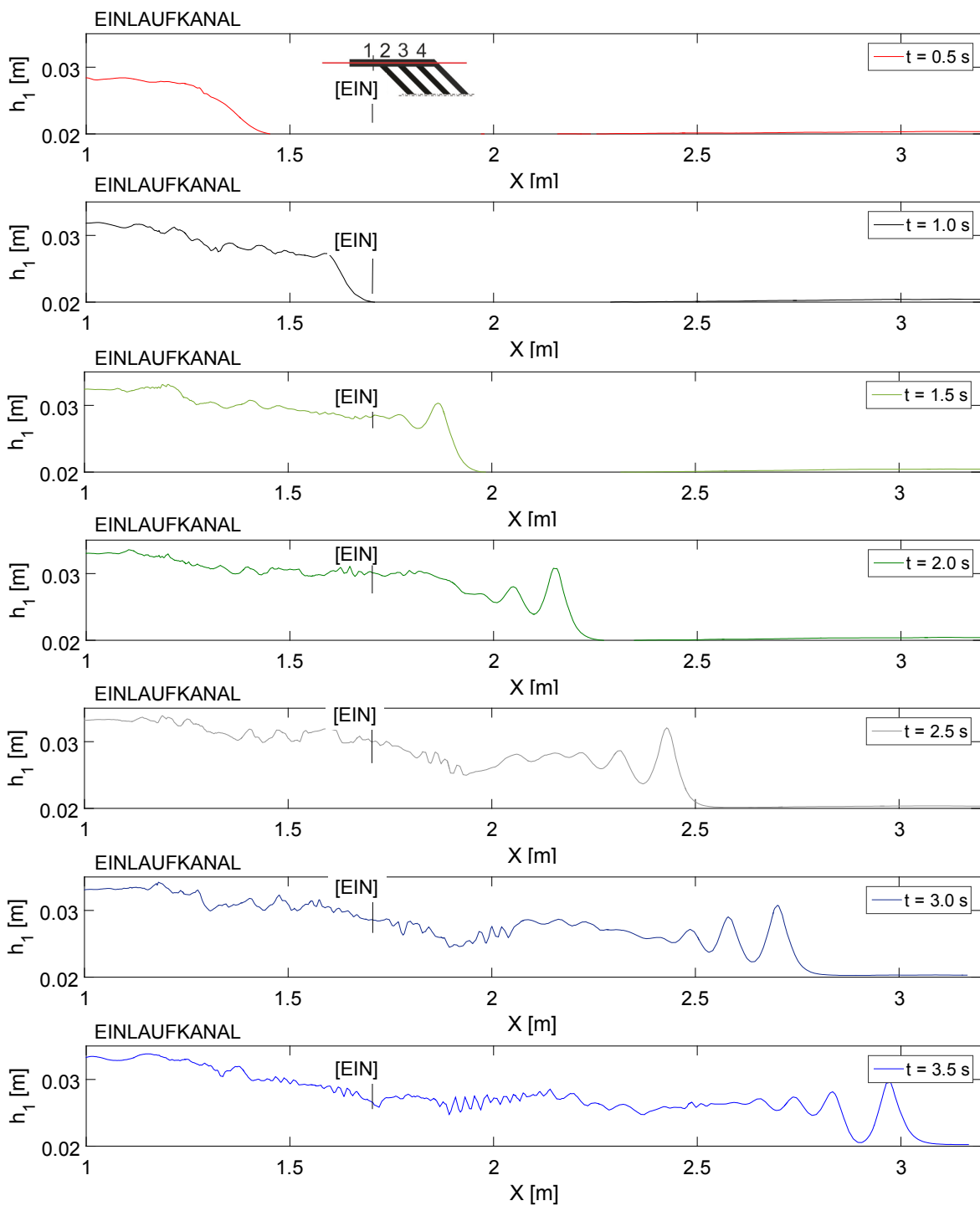


Abbildung 41: Entwicklung der Welle im Einlaufkanal. Darstellung verschiedener Zeitpunkte der Referenz-Füllung der numerischen 3D-Simulation

Dies zeigt auch der Vergleich der Welle aus dem experimentellen Modellversuch an der Einlaufsonde zur cnoidalen Wellentheorie, zur Einzelwellentheorie und zur linearen Wellentheo-

rie (vgl. Abbildung 42) (BOUSSINESQ 1871; KORTEWEG UND DE VRIES 1895; MUNK 1949). Das Profil der ersten Welle im Einlauf zeigt keine vollständige Übereinstimmung mit den vorliegenden Theorien. Dies ist im Schrifttum für diese Art der Wellen bereits bekannt (vgl. Kapitel 2.3.2). Die lineare Wellentheorie findet hier keine Anwendung (NODA 1970). Die cnoidale Wellentheorie und die Einzelwellentheorie weisen Ähnlichkeiten zu den Messwerten auf, der Wasserstand hinter der Welle ist höher als der theoretische Wasserstand (hier ab $T = 0.9$ s).

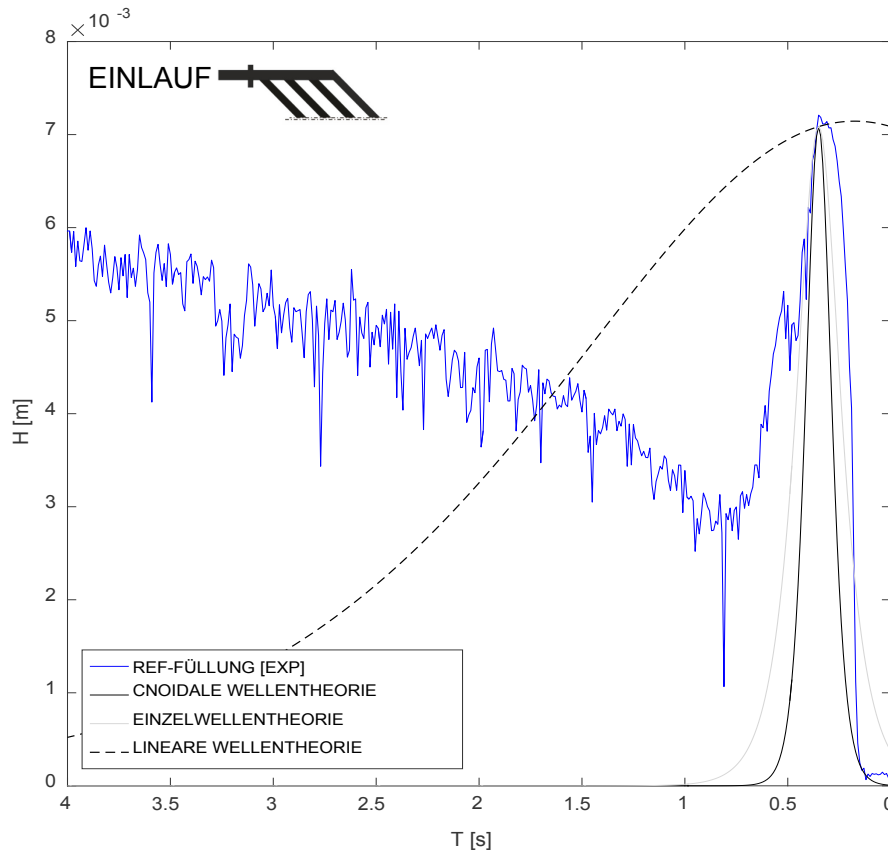


Abbildung 42: Wellenform der experimentellen Untersuchungen im Einlaufbereich im Vergleich zur cnoidalen Wellentheorie, der Einzelwellentheorie und der linearen Wellentheorie

Die dreidimensionalen Fließgeschwindigkeiten zeigen ebenfalls geringe Abweichungen zu den Theorien, wie Abbildung 43 zeigt. Es wird für die drei Zeitpunkte 0.5 s, 1.0 s, 1.5 s deutlich, dass während der Auflösung in Einzelwellen ein Geschwindigkeitsgradient entsteht (vgl. Kapitel 2.3.2). Dieser ist, bevor die Welle vollständig ausgeprägt ist, geringer als theoretisch beschrieben.

Die Berechnung der Wellengeschwindigkeit kann mit Formel 43 erfolgen. Diese stellt die Grenzwerte von ANDERSEN (1978) und LIGHTHILL (1978) dar. Für die Anwendung der For-

mel ist die Berechnung der Wellenhöhe der ersten Welle nach Formel 42 erforderlich. Die gemessenen Wellengeschwindigkeiten liegen innerhalb der berechneten Grenzwerte für die Wellengeschwindigkeiten.

$$\frac{\frac{H}{h_0} + 1.35}{1.51} \sqrt{g \cdot h_0} \leq c \leq \sqrt{\frac{\left(2 \frac{H}{h_0} + 3\right)^2 - 1}{8}} \sqrt{g \cdot h_0} \quad (43)$$

für $Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_0 = 0.02 \text{ m}$, $f = 0$

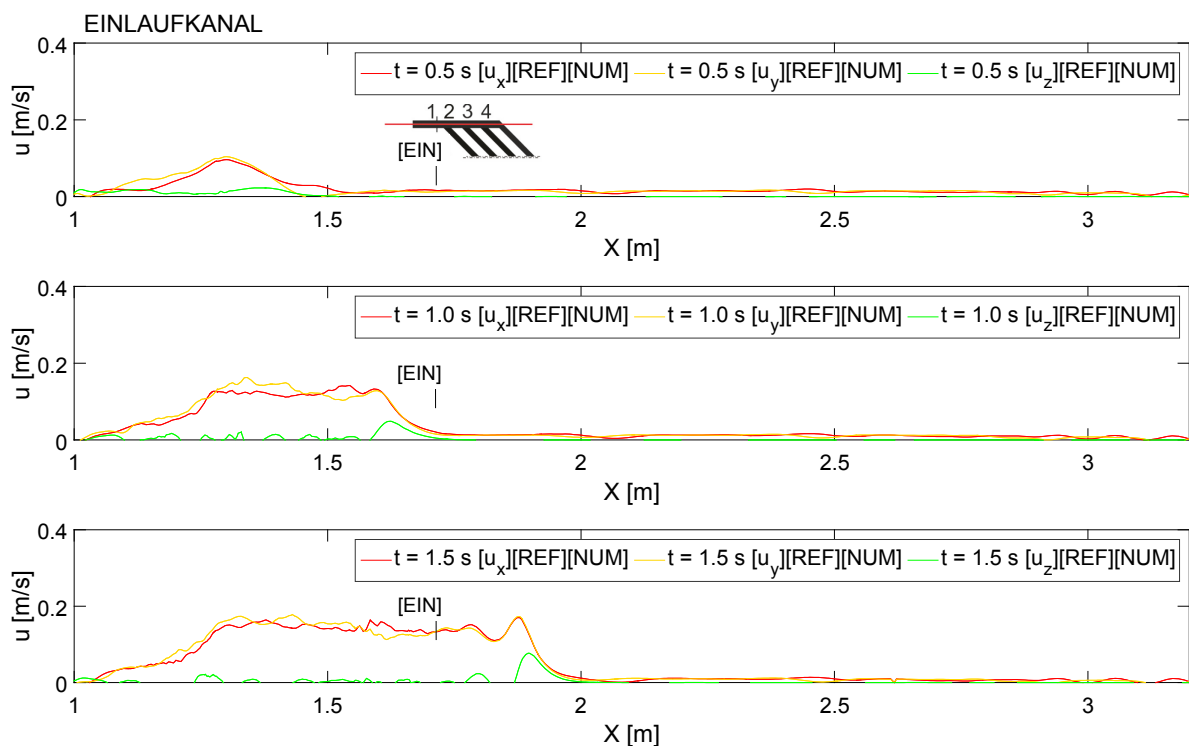


Abbildung 43: Numerische Ergebnisse der 3D-Simulation zu den dreidimensionalen Fließgeschwindigkeiten im Einlaufkanal für die Zeitpunkte 0.5 s, 1.0 s und 1.5 s

Die Ursache dafür, dass der Wasserstand nach der Welle größer ist als der theoretische, und dafür, dass der Geschwindigkeitsgradient nicht vollständig dem der cnoidalen Wellentheorie oder der Einzelwellentheorie entspricht, ist der geringe durchflossene Querschnitt. Die Wasserspiegel-Schwingungen im Reservoir pendeln während der Füllung um die globalen Effekte. Die Dauer einer Reservoir-Schwingung kann mit dem Zeitraum beschrieben werden, den die erste Welle von der Einlaufsonde reflektiert am Kanalende bis zu ihr zurück benötigt. Bei ihrem Eintreffen am Übergang von Druck- zu Freispiegelabfluss kommt es mit der Überlagerung des Zuflusses zur nächsten Reservoir-Schwingung. Eine geringe Kanalbreite führt zu

einer großen Kanallänge im Verhältnis zur Grundfläche. Ob ein Abflachen des Wasserstands hinter der Welle stattfindet oder ob es hinter der Welle zu einer Erhöhung des Wasserstands kommt, kann durch die Bestimmung des globalen Wasserstands zum Zeitpunkt einer halben Reservoir-Schwingung geprüft werden. Zu diesem Zeitpunkt hat die erste Welle das gesamte Reservoir einmal durchlaufen, sodass der globale Wasserstand theoretisch erreicht sein müsste. Dies ist allerdings aufgrund der Wellenbildung nicht unbedingt der Fall. Liegt der globale Wasserspiegel zum Zeitpunkt der Totalreflexion unter dem lokalen, so stellt die Welle selbst den höchsten lokalen Wasserstand dar. Bei Kenntnis der Wellenhöhe (H , vgl. Formel 42) und der Wellengeschwindigkeit (c , vgl. Formel 43) kann die Länge bis zur Totalreflexion (L) bestimmt werden, die die Grenze dafür darstellt, ob der Wasserstand hinter der Welle höher ist als die Welle selbst. Die Wellengeschwindigkeit muss für das gesamte Reservoir bekannt sein. Der Einfluss des Sohlgefälles ist in der Formel durch den Initialwasserstand erfasst. Die entsprechende Formel ist folgende:

$$L \leq \frac{c \cdot A_{\text{GRUND}} \cdot H}{Q} \quad (44)$$

Durch die Aufteilung der in Einzelwellen aufgelösten Schwallwelle auf die einzelnen Kanäle findet insgesamt eine Querschnittserweiterung statt. Die Kanäle selbst haben eine geringere Breite als der Einlaufkanal. Gleichzeitig wird durch den Winkel und die Tatsache, dass die Kanäle hintereinander geschaltet sind die Aufteilung beeinflusst und die Kanäle nehmen unterschiedliche Mengen an Wasser auf. In den ersten abzweigenden Kanal fließt mehr Wasser als in die folgenden abzweigenden Kanäle, da der Durchfluss nach jedem Abzweig geringer wird. Am Ende des Einlaufkanals findet eine Richtungsänderung statt, wodurch die komplette Restmenge des Wassers in den letzten Kanal eingeleitet wird. Abbildung 44 zeigt den Vergleich der Wellen des experimentellen Modellversuchs am jeweiligen Kanalbeginn der vier Kanäle mit den Wellentheorien (BOUSSINESQ 1871; KORTEWEG UND DE VRIES 1895; MUNK 1949).

Ein Angleichen an die Einzelwellentheorie findet im ersten und zweiten Kanal statt, sodass es fast zu einer kompletten Übereinstimmung kommt. Im dritten und vierten Kanal wird die Welle noch zusätzlich durch Reflexionen überlagert. Ein Angleichen an die Einzelwellentheorie findet im weiteren Verlauf, nachdem die Reflexionseinflüsse sich verringern, statt. Abbildung 45 zeigt die Auflösung in Einzelwellen im experimentellen Modellversuch, beispielhaft für Kanal 3.

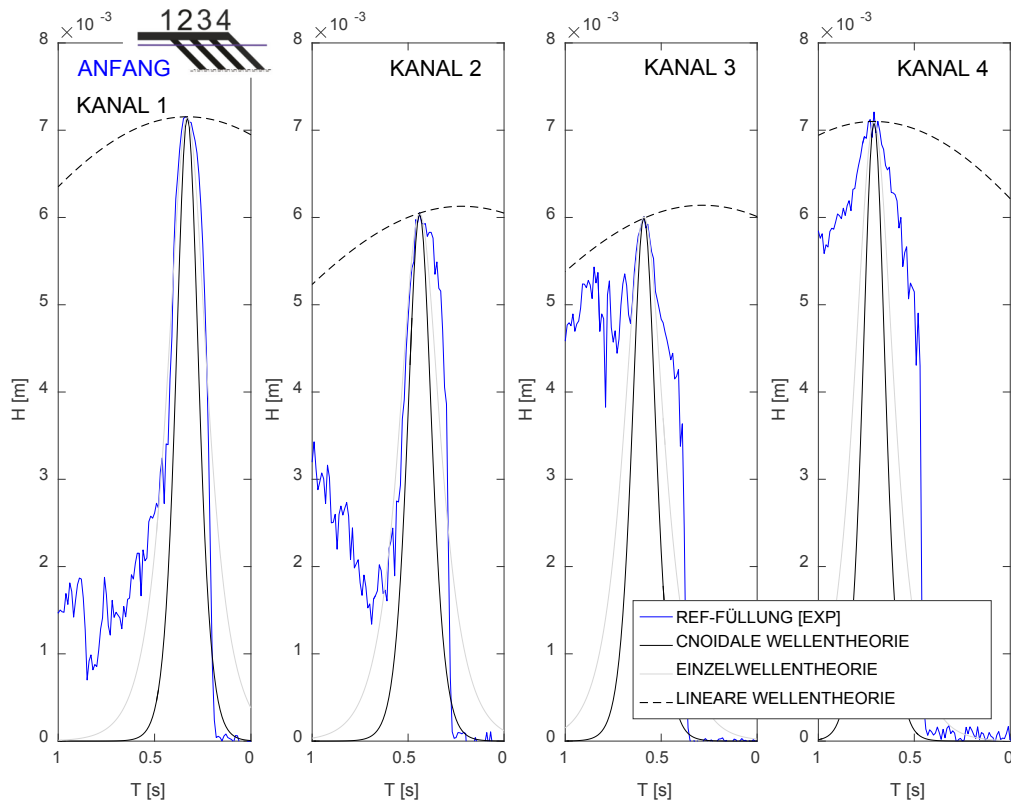


Abbildung 44: Wellenhöhe in den experimentellen Untersuchungen im Anfangsbereich der vier Kanäle im Vergleich zur cnoidalen Wellentheorie, zur Einzelwellentheorie und zur linearen Wellentheorie

Die Wellen werden nun im weiteren Verlauf durch das Sohlgefälle und durch die Rauheit der Kanalwandungen beeinflusst (vgl. Kapitel 7.4.2 und Kapitel 7.4.3). In Kanalmitte wird der Durchfluss durch das Sohlgefälle in allen vier Kanälen wesentlich geringer und beträgt je nach Kanal zwischen 10% und 20% des Anfangsdurchflusses. Der Initialwasserstand beträgt an den mittleren Sonden etwa 75% des Initialwasserstands im Anfangsbereich. Hierdurch entstehen eine Verengung der durchflossenen Querschnitte und eine Veränderung der Wasserstandsverhältnisse. Abbildung 36 [Mitte], Kapitel 7.2.1 zeigt den Wasserstand für diesen Bereich. In der Abbildung ist deutlich erkennbar, dass die Wellen steiler werden. Die Wellen wachsen in ihrer Amplitude so lange bis sie brechen, ein Gleichgewicht wird hier nicht mehr erreicht. Die brechenden Wellen enthalten hier Sekundärwellen. Da die Wellenhöhe selbst kaum durch das Sohlgefälle beeinflusst wurde, ist der Einfluss auf die Wellengeschwindigkeit nur gering (vgl. Abbildung 38, Kapitel 7.2.1). Dies kommt der Bestimmung einer mittleren Wellengeschwindigkeit zugute. Die brandende Schwallwelle im experimentellen Modellversuch ist im Foto in Abbildung 46 dargestellt, auch hier beispielhaft für Kanal 3.

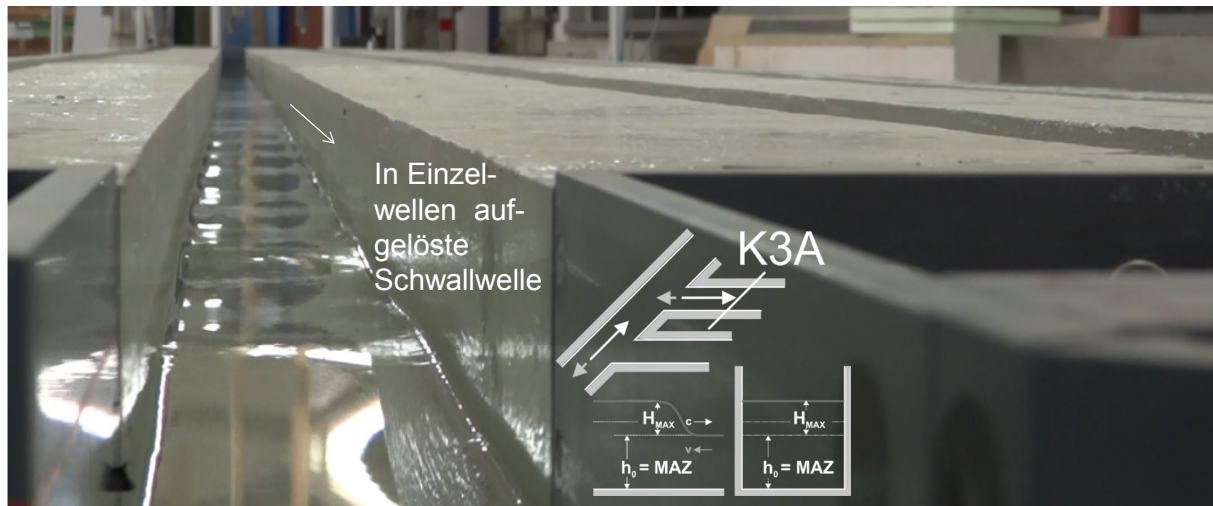


Abbildung 45: In Einzelwellen aufgelöste Schwallwelle im hydraulischen Modell



Abbildung 46: Brandende Schwallwelle im hydraulischen Modell

Zwischen den mittleren Sonden und den Sonden am Kanalende liegt ein steigendes Sohlgefälle vor. Der Initialwasserstand wird dadurch stark verringert und es kommt zum Wellenbrechen, Sekundärwellen treten nicht mehr auf. Die Wellengeschwindigkeiten nehmen wie die Wellenhöhen stark ab (vgl. Abbildung 36 und Abbildung 38, Kapitel 7.2.1). Mit der Kenntnis der Wellengeschwindigkeiten kann die Länge bis zur Totalreflexion für die Referenz-Füllung berechnet werden, diese liegt unterhalb der Grenzlänge ($12.4 \text{ m} < 16.5 \text{ m}$). Der Wasserstand hinter der Welle ist daher niedriger als die Welle selbst.

Die Grenzwerte für die Dauer der Reservoir-Schwingung können mit Formel 45 berechnet werden. Die gemessene Reservoir-Schwingung liegt für die Referenz-Füllung innerhalb der berechneten Grenzwerte.

$$\frac{2 \cdot L}{\sqrt{\frac{(2 \frac{H}{h_0} + 3)^2 - 1}{8} \sqrt{gh_0}}} \leq T \leq \frac{2 \cdot L}{\frac{H}{h_0} + 1.35 \sqrt{gh_0}} \quad (45)$$

für $Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_0 = 0.02 \text{ m}$, $f = 0$

Mit den dargestellten Berechnungsansätzen können grundlegend die relevanten Parameter maximaler Wasserstand, Wellengeschwindigkeit und Schwingungsdauer für unterirdische Pumpspeicherreservoirs berechnet werden. Die Auswirkungen der Variation relevanter betrieblicher und konstruktiver Parameter auf die hydrodynamischen Prozesse werden im Folgenden dargestellt.

7.3 Abhängigkeit von betrieblichen Parametern

7.3.1 Analyse zum Einfluss des Durchflusses

Hypothese:

Die Steigung der zeitabhängigen Mittelwerte der Wasserstandsverhältnisse (global) wird durch den Durchfluss linear beeinflusst, dies konnte bereits in Kapitel 6.4 bestätigt werden. Lokal besteht bei Entstehung der Welle ebenfalls eine lineare Abhängigkeit des Durchflusses zur Wellenhöhe, die erste Wellenhöhe im Einlauf- und Anfangsbereich stellt den maximalen Wasserstand dar, wenn eine bestimmte Grenzlänge für die Reservoirs nicht überschritten wird. Die Wellengeschwindigkeit bestimmt sich aus einem bestimmten Verhältnis von Wellenhöhe und Initialwasserstand und hängt dadurch ebenfalls vom Durchfluss ab. Die Dauer der Reservoir-Schwingung wird durch die Wellengeschwindigkeit beeinflusst und bei größerem Durchfluss beschleunigt. Durch die Beeinflussung des Wasserstandsverhältnisses und der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung durch den Durchfluss muss es zu unterschiedlichen Wellenarten und zu einer unterschiedlichen Charakteristik der Wellen und damit des Füllvorgangs kommen. In Einzelwellen aufgelöste Schwallwellen behalten ihre Form bei und nehmen nur geringfügig an Höhe ab, brechende Wellen nehmen stark an Höhe ab. Die entwickelten Berechnungsansätze (Kapitel 7.2.2) sind dennoch für alle hier auftretenden Wellenarten anwendbar.

Abbildung 47 zeigt die Wasserstandsverhältnisse im Reservoir in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für sechs untersuchte Durchflüsse (Design-Referenz). Auf eine Darstellung der Durchflüsse $0.000125 \text{ m}^3/\text{s}$ und $0.00025 \text{ m}^3/\text{s}$ wird verzichtet, da ein Großteil der Werte außerhalb der hier dargestellten Grenzen liegt und die Wellenbildung zu gering ist, um eine sinnvolle Einteilung nach der Wellenart durchzuführen.

Im Anfangsbereich treten für große Durchflüsse brechende Wellen mit Sekundärwellen auf ($Q = 0.002 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q = 0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$). Für diese Durchflüsse wird die prozentuale Aufteilung der Wellen auf die einzelnen Kanäle beeinflusst und in Kanal vier entsteht eine größere Wellenhöhe als in den vorher abzweigenden Kanälen (vgl. Abbildung 48 [oben]). Bei der Füllung mit einem Durchfluss von $0.0015 \text{ m}^3/\text{s}$ im Vergleich sind die Wellenhöhen in Kanal vier vergleichbar mit den Wellenhöhen in Kanal eins (vgl. Abbildung 48 [Mitte]). Für diesen Durchfluss und für geringere Durchflüsse kommt es zu in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen. Die Aufteilung auf die einzelnen vier Kanäle ist für die Durchflüsse $0.0005 \text{ m}^3/\text{s}$ und $0.00075 \text{ m}^3/\text{s}$ besonders gleichmäßig. Im ersten Kanal werden die größten Wellenhöhen erreicht, die sich nur geringfügig von den Wellenhöhen der weiteren Kanäle unterscheiden.

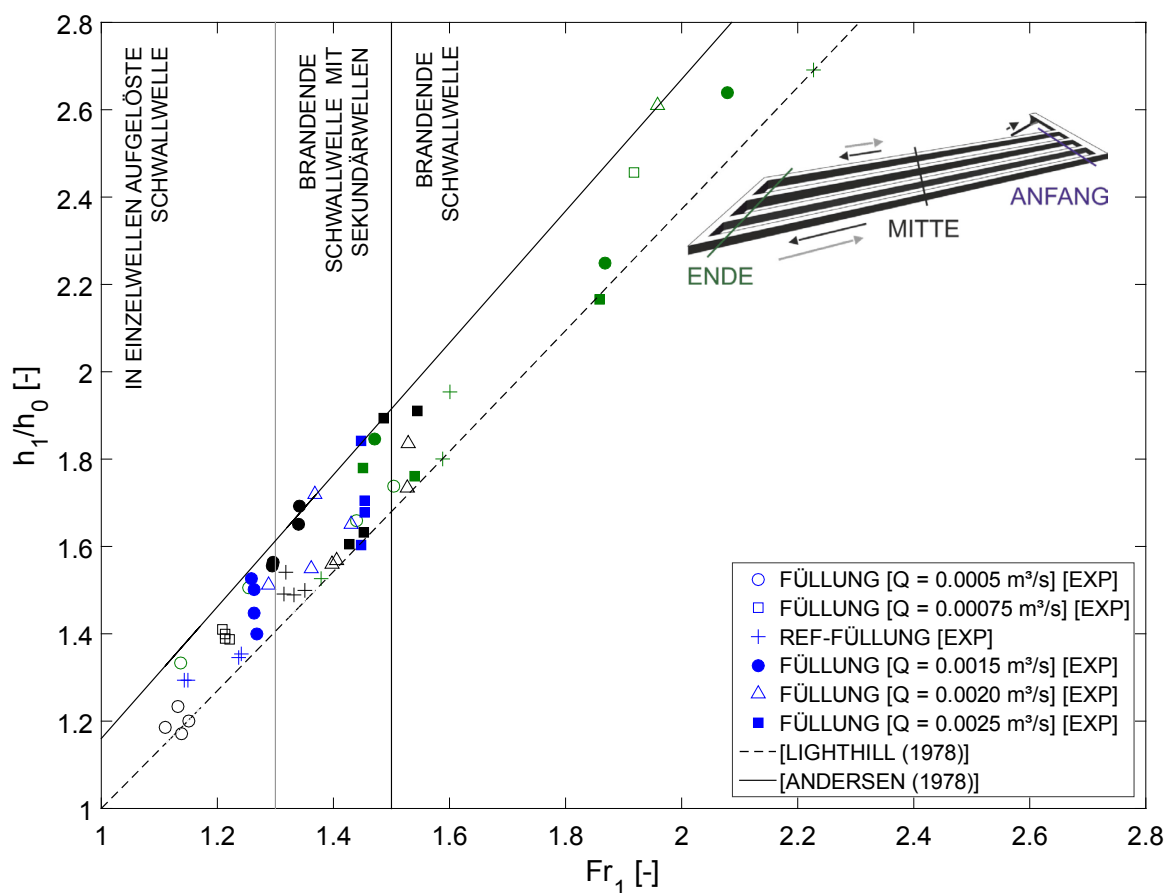


Abbildung 47: Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für sechs verschiedene Durchflüsse

Im mittleren Bereich wird deutlich, dass die Füllung bei den großen Durchflüssen weiterhin ungleichmäßig verläuft und die Unterschiede der Wasserstände zwischen den einzelnen Kanälen erhalten bleiben. Für die Durchflüsse $0.002 \text{ m}^3/\text{s}$ und $0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$ führt dies dazu, dass in

einzelnen Kanälen Sekundärwellen auftreten, in anderen nicht. Die Belastung der Kanäle ist unterschiedlich. Durch das Wellenbrechen wird die Wellenhöhe geringer. Diese beträgt im mittleren Bereich nur noch etwa 78% bis 80% der Wellenhöhe im Anfangsbereich. Für die Referenz-Füllung kommt es im mittleren Bereich zum Wellenbrechen mit Sekundärwellen, die Wellenhöhe gleicht dort noch etwa der des Anfangsbereichs. Bei den niedrigen Durchflüssen ($Q = 0.0005 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q = 0.00075 \text{ m}^3/\text{s}$) sind die Schwallwellen weiterhin in Einzelwellen aufgelöst, die Wellenhöhe bleibt etwa erhalten. Durch das steigende Sohlgefälle kommt es im Endbereich für alle Durchflüsse zu einem Wellenbrechen, die Wellenhöhen nehmen ab.

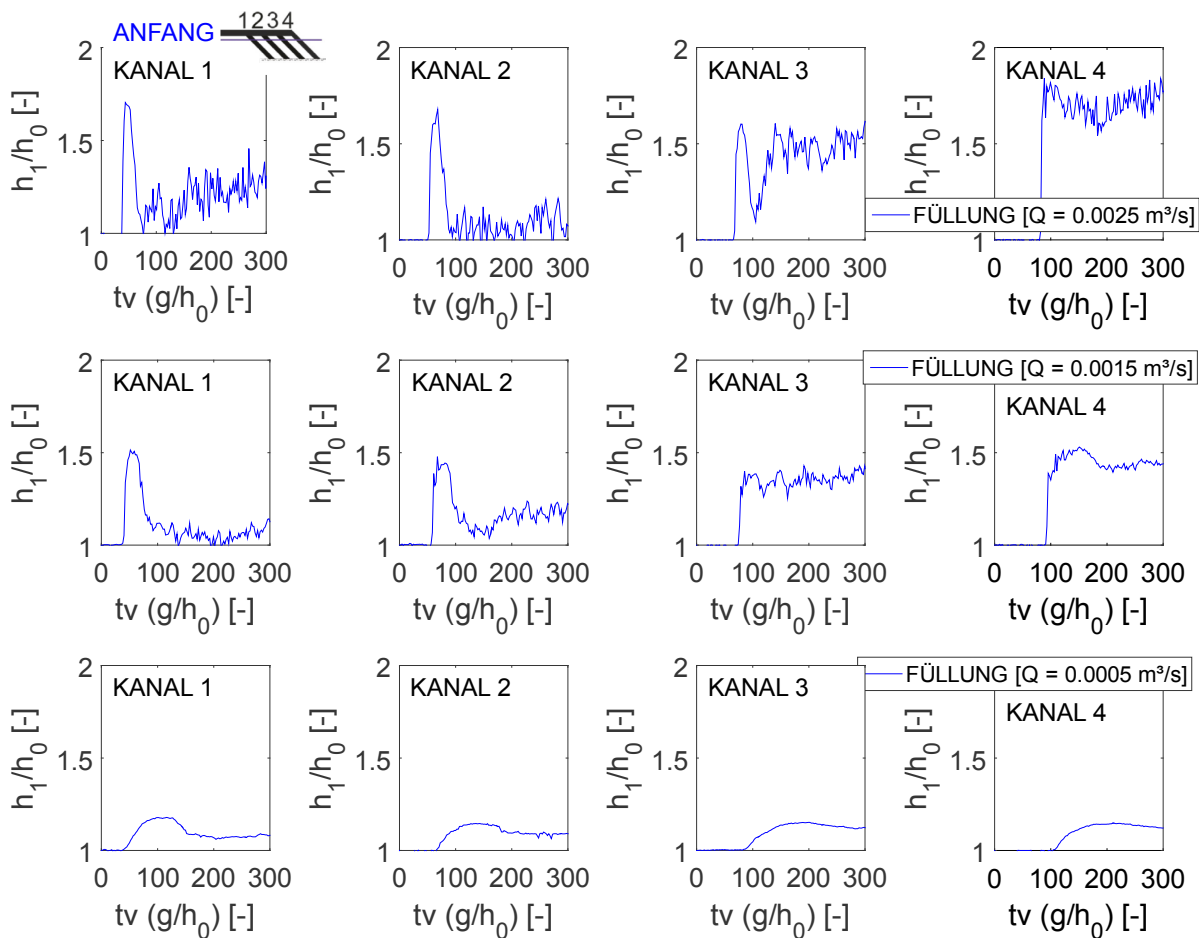


Abbildung 48: Wasserstandsverhältnisse im experimentellen Modellversuch in Abhängigkeit der dimensionslosen Zeitkonstante im Anfangsbereich des Reservoirs für sechs verschiedene Durchflüsse

Ein Abgleich der mit entwickeltem Ansatz (vgl. Kapitel 7.2.2, Formel 42) berechneten Wasserstandsverhältnisse und der Messergebnisse des experimentellen Modellversuchs zeigt eine maximale Abweichung von 3%, wobei die Berechnung immer den erforderlichen Maximalwert darstellt. Abbildung 49 zeigt dieses Ergebnis graphisch. Zum Vergleich sind die Wasserstandsverhältnisse in Ergänzung zur Einlaufsonde an der jeweiligen Anfangssonde dargestellt.

Es wird deutlich, dass das maximale Wasserstandsverhältnis an der Einlaufsonde unabhängig von der Wellenart nicht überschritten wird. Die Relevanz des Anfangsbereichs gilt weiterhin für alle Durchflussvarianten. Bei keinem der Durchflüsse kam es im mittleren oder im hinteren Bereich zu größeren Wasserständen als im Anfangsbereich.

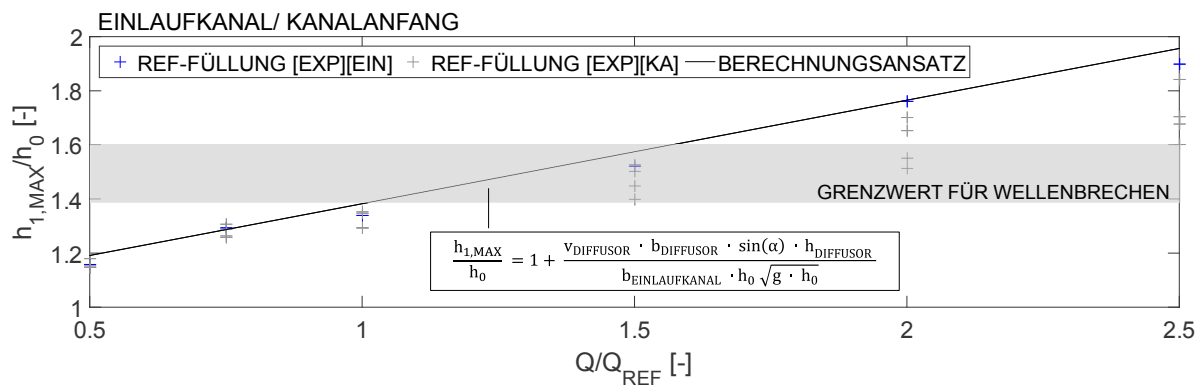


Abbildung 49: Überprüfung der berechneten maximalen Wasserstandsverhältnisse mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für sechs verschiedene Durchflüsse

Die Messergebnisse der Wellengeschwindigkeiten liegen unabhängig von der Wellenart innerhalb der berechneten Grenzwerte (vgl. Kapitel 7.2.2, Formel 43), wie Abbildung 50 zeigt. Ausnahme stellt der größte untersuchte Durchfluss dar, die Wellengeschwindigkeit der experimentellen Untersuchungen liegt minimal unter der Berechneten, die Abweichung beträgt 3%.

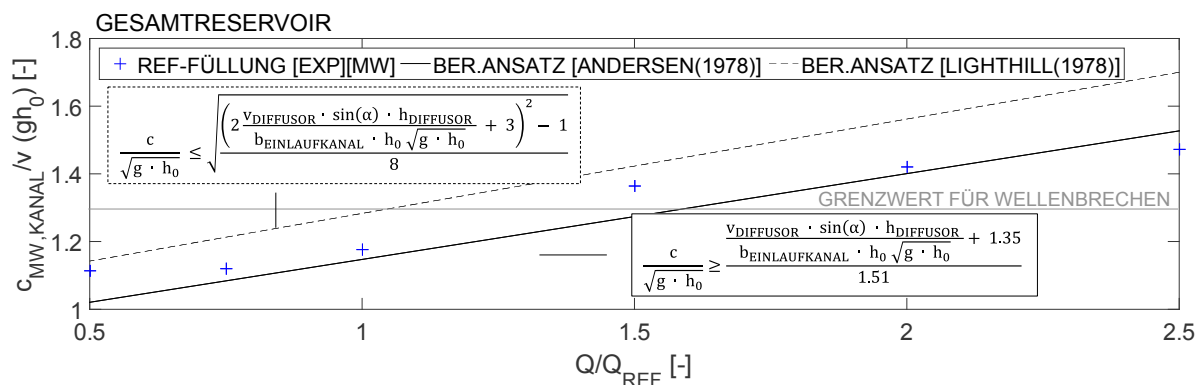


Abbildung 50: Überprüfung der berechneten mittleren Wellengeschwindigkeiten mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für sechs verschiedene Durchflüsse

Durch Kenntnis der mittleren Wellengeschwindigkeiten ist die Bestimmung der maximalen Länge der Reservoirs möglich, bei der die Höhe der ersten Welle die maximale Höhe des Wasserstands im Reservoir darstellt. Diese Kenntnis ist bedeutsam, da nur so die Berechnung

des maximalen Wasserstandsverhältnisses mit dem entwickelten Berechnungsansatz sinnvoll ist. Die minimale Länge bestimmt sich durch den kleinsten Durchfluss und beträgt hier 13.7 m, sie wird nicht unterschritten. Allerdings wird angenommen, dass der maximale Wasserstand bei einer ungleichmäßigen Füllung der Reservoirs den des Einlaufbereichs in einzelnen Kanälen übersteigen könnte. Ursache ist, dass aufgrund der ungleichmäßigen Aufteilung der Wellen auf die einzelnen Kanäle die gesamte Breite und damit die gesamte Grundfläche nicht sinnvoll für die Füllung genutzt wird. Dieser Vorgang könnte mit einer Füllung eines Reservoirs mit kleinerer Grundfläche verglichen werden. Für die hier vorliegenden Untersuchungen lagen alle Wasserstände unter dem berechneten Maximalwert.

Die im experimentellen Modellversuch gemessenen Dauern der Reservoir-Schwingung liegen für alle Durchflüsse innerhalb der nach Formel 45 (Kapitel 7.2.2) berechneten Grenzwerte (vgl. Abbildung 51).

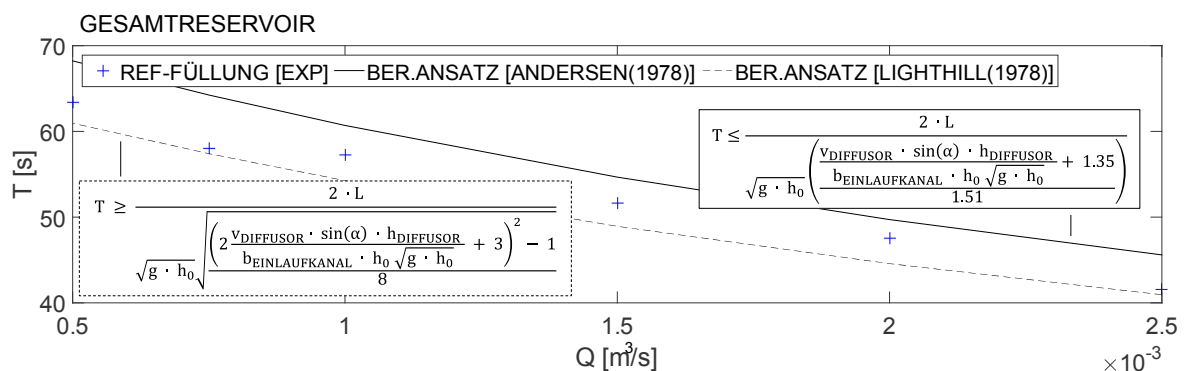


Abbildung 51: Überprüfung der berechneten Dauern der Reservoir-Schwingungen mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für sechs verschiedene Durchflüsse

Ergebnis der Analyse:

Die lineare Abhängigkeit des Durchflusses zur Wellenhöhe konnte nachgewiesen werden. Es wurde ebenfalls bestätigt, dass die maximale Wellenhöhe bei Beginn der Füllung im Einlauf- und Anfangsbereich entsteht, da die maximale Grenzlänge des Reservoirs bei keiner Variante überschritten wird. Die Abhängigkeit der Wellengeschwindigkeit zum Wasserstandsverhältnis konnte ebenfalls bestätigt werden. Die Dauer der Reservoir-Schwingung wird dadurch beeinflusst und bei größerem Durchfluss beschleunigt. Die Annahme, dass es zu unterschiedlichen Wellenarten und zu einer unterschiedlichen Charakteristik der Wellen und damit des Füllvorgangs kommt, wurde bestätigt. Die entwickelten Berechnungsansätze (Kapitel 7.2.2) können für alle hier auftretenden Wellenarten angewendet werden und stimmen mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung überein (vgl. Abbildung 49, Abbildung 50, Abbildung 51).

7.3.2 Analyse zum Einfluss des Initialwasserstands

Hypothese:

Die Steigung der zeitabhängigen Mittelwerte der Wasserstände (global) wird durch den Initialwasserspiegel beeinflusst, dies konnte bereits in Kapitel 6.4 bestätigt werden. Auch für die Bestimmung der Wellenhöhe ist dieser relevant (vgl. Formel 42, Kapitel 7.2.2). Die Wellengeschwindigkeit bestimmt sich aus einem bestimmten Verhältnis aus Wellenhöhe und Initialwasserstand⁵. Die Dauer der Reservoir-Schwingung wird beeinflusst und bei größerem Initialwasserstand beschleunigt. Durch die Beeinflussung des Wasserstandsverhältnisses und der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung muss es zu unterschiedlichen Wellenarten und zu einer unterschiedlichen Charakteristik der Wellen und damit des Füllvorgangs kommen. In Einzelwellen aufgelöste Schwallwellen behalten ihre Form bei und nehmen nur geringfügig an Höhe ab, brechende Wellen verlieren stark an Höhe. Die entwickelten Berechnungsansätze (Kapitel 7.2.2) sind dennoch für alle hier auftretenden Wellenarten anwendbar.

In Abbildung 52 sind die Wasserstandsverhältnisse in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Initialwasserstände 0.04 m und 0.06 m im Vergleich zu den Wasserstandsverhältnissen der Referenz-Füllung ($h_0 = 0.02$ m) dargestellt. Im Anfangsbereich treten für die Referenz-Füllung und für die Füllung bei einem Initialwasserstand von 0.04 m in Einzelwellen aufgelöste Schwallwellen auf. Bei einem Initialwasserstand von 0.06 m liegen die Froude-Zahlen bei der Wellenentstehung unter 1, weshalb auf eine Darstellung des höheren Initialwasserstands von 0.08 m verzichtet wurde, die Wellenbildung ist zu gering um eine sinnvolle Einteilung nach Wellenarten vorzunehmen. Abbildung 53 zeigt, dass die prozentuale Aufteilung der Wellen auf die einzelnen Kanäle durch einen veränderlichen Initialwasserstand beeinflusst wird. Bei höheren Initialwasserständen kommt es im Vergleich zu den vorherigen Abzweigungen nicht zu einer wesentlich größeren Wellenbildung im letzten Kanal. Die Wellen sind im ersten Kanal am größten und in den weiteren drei Kanälen etwa gleich bleibend. Im mittleren Bereich kommt es für die beiden höheren Initialwasserstände nicht wie bei der Referenz-Füllung zum Brechen der Wellen. Im Endbereich des Reservoirs beginnen die Wellen bei einem Initialwasserstand von 0.04 m zu brechen, bei einem Initialwasserstand von 0.06 m brechen die Wellen nicht.

⁵ Die Bezeichnung der Varianten erfolgt anhand des Initialwasserstandes im Einlaufbereich. Dort entspricht der Wasserstand dem Wasserspiegel. Durch das Sohlgefälle verändert sich der Wasserstand im Verlauf, die Bezeichnung bleibt konstant.

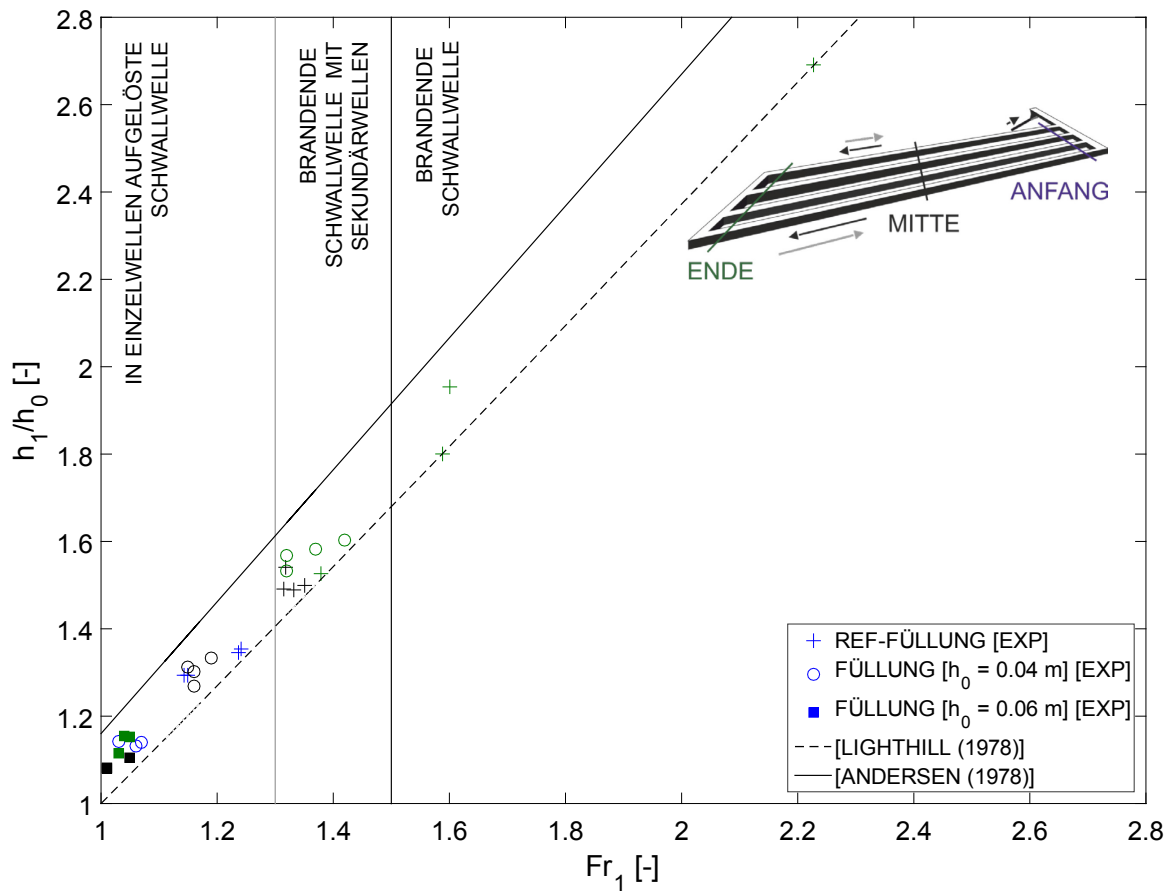


Abbildung 52: Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung und für zwei weitere Varianten mit größerem Initialwasserstand

Eine Überprüfung der Ergebnisse der Wasserstandsverhältnisse der experimentellen Untersuchungen mit den berechneten Wasserstandsverhältnissen wurde durchgeführt (vgl. Formel 42, Kapitel 7.2.2). Abbildung 54 zeigt den Vergleich. Die Messergebnisse liegen unterhalb des Grenzwertes, die Abweichung liegt zwischen 0.1% und 2%. Die Anwendbarkeit der Formel wird damit bestätigt.

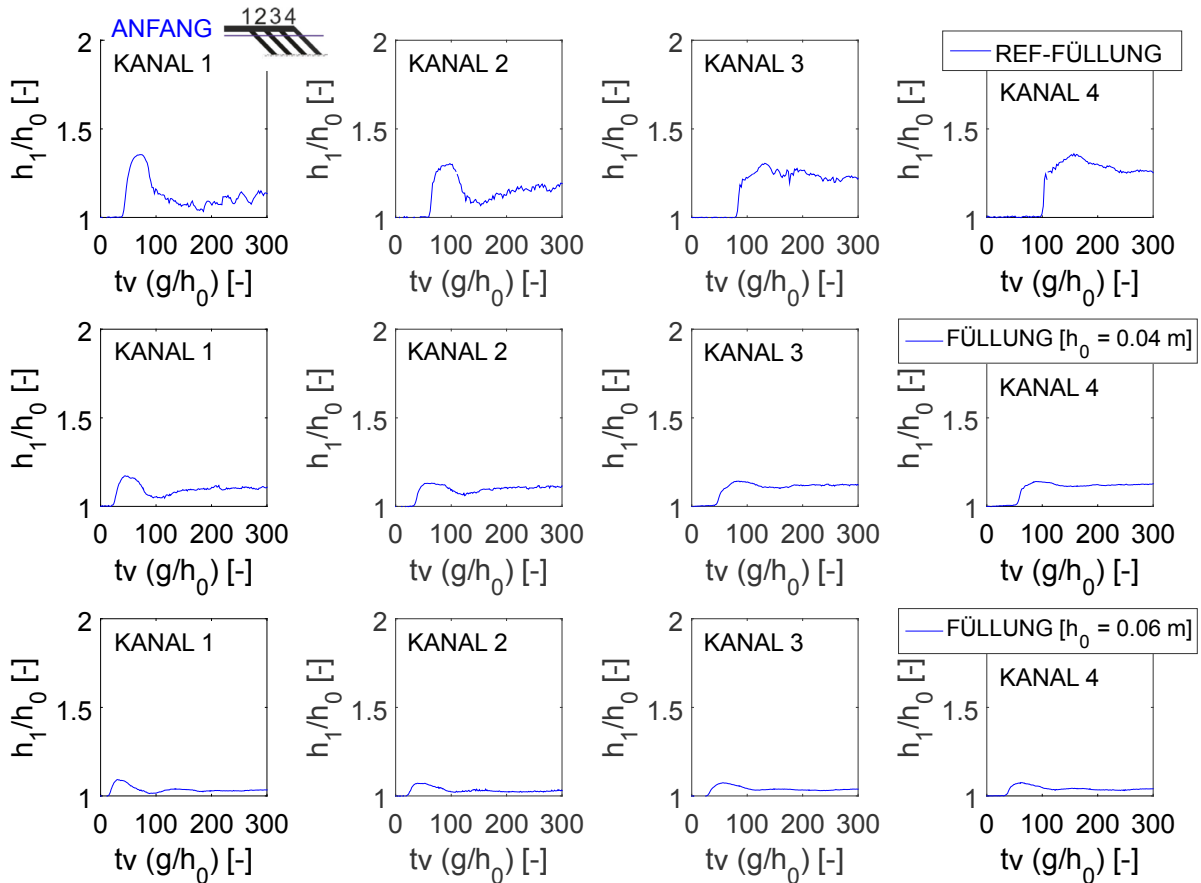


Abbildung 53: Wasserstandsverhältnisse des experimentellen Modellversuchs für drei verschiedene Initialwasserstände

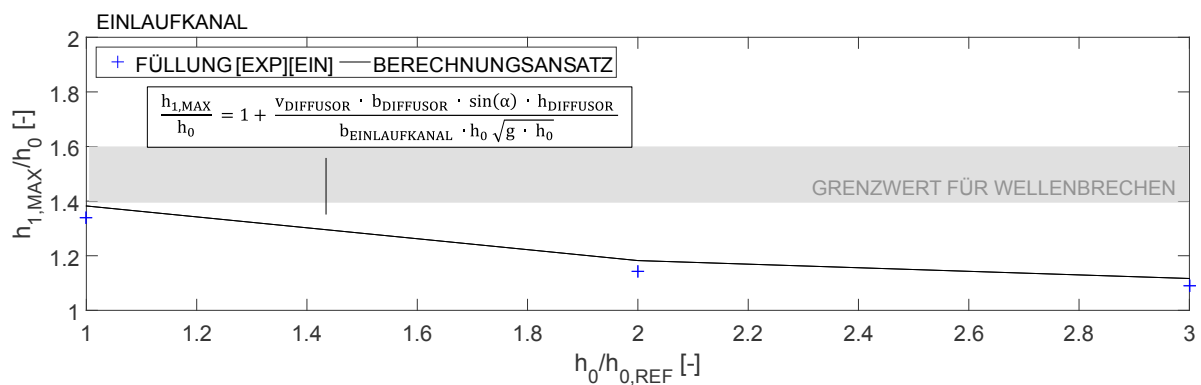


Abbildung 54: Überprüfung der berechneten maximalen Wasserstandsverhältnisse mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für drei verschiedene Initialwasserstände

Abbildung 55 zeigt den Vergleich der Mittelwerte der Wellengeschwindigkeiten. Die Untersuchungsergebnisse liegen innerhalb der berechneten Grenzwerte (Formel 43, Kapitel 7.2.2).

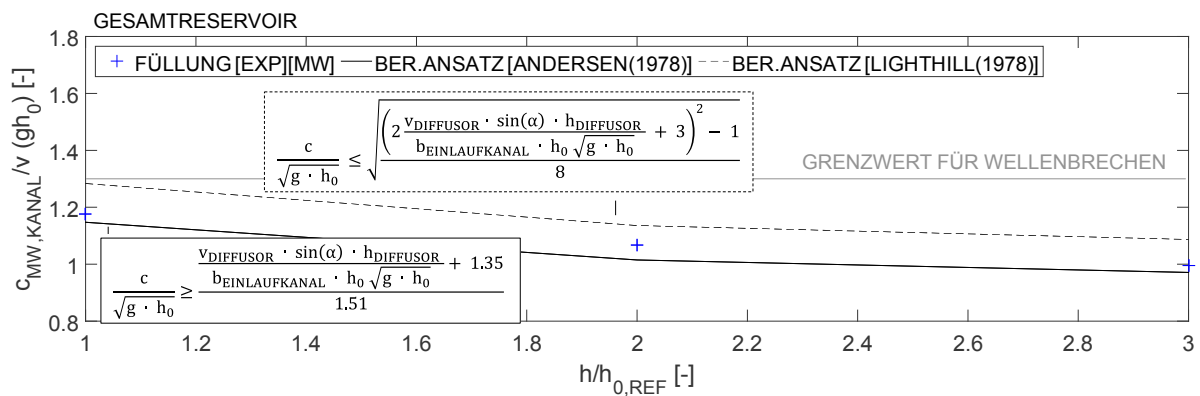


Abbildung 55: Überprüfung der berechneten mittleren Wellengeschwindigkeiten mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für drei verschiedene Initialwasserstände

Die Ergebnisse zur Dauer der Reservoir-Schwingung beweisen die Anwendbarkeit der Formeln (Formel 45, Kapitel 7.2.2). Das Ergebnis ist in Abbildung 56 dargestellt.

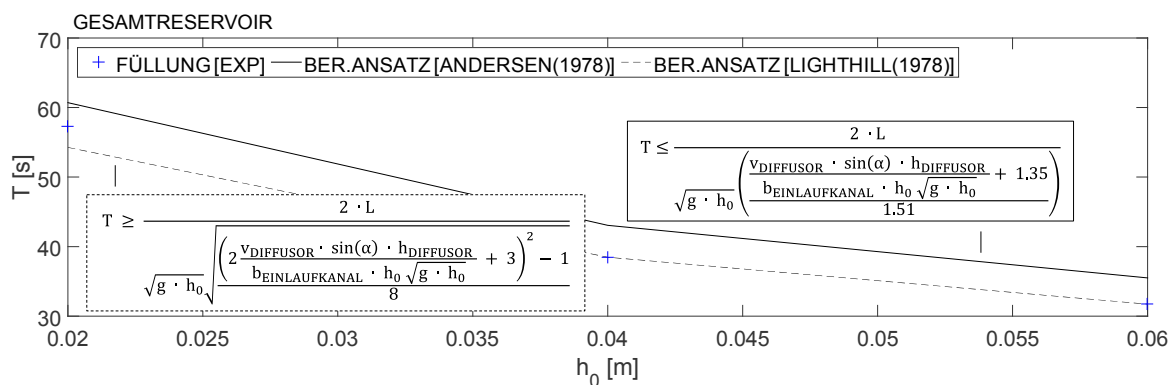


Abbildung 56: Überprüfung der berechneten Dauern der Reservoir-Schwingungen mit den Untersuchungsergebnissen des experimentellen Modellversuchs für drei verschiedene Initialwasserstände

Ergebnis der Analyse:

Es wurde bestätigt, dass die Wellenhöhe von der Division der Wurzel des Initialwasserstands abhängt, und daher bei steigendem Initialwasserstand kleiner wird. Die Wellengeschwindigkeit wird durch das Wasserstandsverhältnis bestimmt, bei größerem Wasserstand wird diese größer, wodurch die Dauer der Reservoir-Schwingung beschleunigt wird. Die entstehenden Wellenarten werden durch den Initialwasserstand beeinflusst. Die Hypothesen wurden damit bestätigt, und die entwickelten Berechnungsansätze (Kapitel 7.2.2) sind für alle hier auftretenden Wellenarten anwendbar (vgl. Abbildung 54, Abbildung 55, Abbildung 56).

7.4 Abhängigkeit von konstruktiven Parametern

7.4.1 Analyse zum Einfluss von Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen

Hypothese:

Die zeitabhängigen Mittelwerte der Wasserstandsverhältnisse (global) werden durch die konstruktive Variation von Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen nicht beeinflusst, dies konnte bereits in Kapitel 6.4 bestätigt werden. Lokal besteht bei Entstehung der Welle ebenfalls keine Abweichung der ersten Wellenhöhe der Varianten zur Referenz-Füllung. In Abhängigkeit der Konstruktion kann die Höhe der Welle im weiteren Verlauf beeinflusst werden. Nach Durchlaufen der Welle kann der Wasserstand „hinter“ der Welle über oder unter der eigentlichen Wellenhöhe liegen. Ein Anwachsen der Welle sowie des Wasserstandes nach deren Durchlaufen findet statt, wenn die Gesamtlänge der Reservoirs eine Grenzlänge übersteigt (Formel 44, vgl. Kapitel 7.2). Durch Richtungsänderungen, Abzweige und horizontale Querschnittsänderungen (Breite) kommt es ergänzend zu einer Beeinflussung der Wellencharakteristik. Je nach Anordnung der Kanäle kann es zu einer unterschiedlichen Aufteilung des Durchflusses auf diese kommen. Bei vertikalen Querschnittsänderungen (Sohlgefälle) kommt es zu einer Veränderung der Initialwasserstände (vgl. auch Kapitel 7.4.2), und damit zu einer Änderung der Wellenhöhen, Wellengeschwindigkeiten und der Wellenarten. Die Verengung auf Null führt zu einer Totalreflexion. Die Länge bis zur Totalreflexion geht mit dem Faktor zwei in die Berechnung der Zeitdauer der Reservoir-Schwingung ein, die folglich stark durch die Länge der Reservoirs beeinflusst wird. Die unterschiedliche Charakteristik der verschiedenen Wellenarten ist bekannt, die entwickelten Berechnungsansätze (Kapitel 7.2.2) sind für alle hier auftretenden Wellenarten anwendbar.

Abbildung 57 zeigt zum Vergleich die Referenz-Füllung (fünf Abzweige, drei Richtungsänderungen) zu dem Reservoir, das nur einen abzweigenden Kanal bzw. keinen abzweigenden Kanal enthält. Die Vergrößerung der Welle in dieser Variante wird durch die Darstellung der einzelnen Zeitschritte deutlich.

Bei einer großen Reservoir-Länge werden zwei entscheidende Phänomene deutlich. Zum einen steigen die Wellen in ihrer Höhe weiter an und werden im Verlauf wesentlich größer als an der Einlaufsonde bzw. an den Sonden am Kanalanschluss. Zum anderen steigt der Wasserstand hinter den Wellen weiter an, sodass dieser die ursprüngliche Wellenhöhe übersteigt. Die maximale Länge bis zu der die erste Welle den maximalen Wasserstand im Reservoir darstellt betrug für die Referenz-Füllung 15.3 m (vgl. Kapitel 7.2). Diese wird hier für die drei Varianten mit einer geringeren Anzahl an Abzweigen überschritten, was zu einer Vergrößerung der Welle selbst und des Wasserstands hinter der Welle führt.

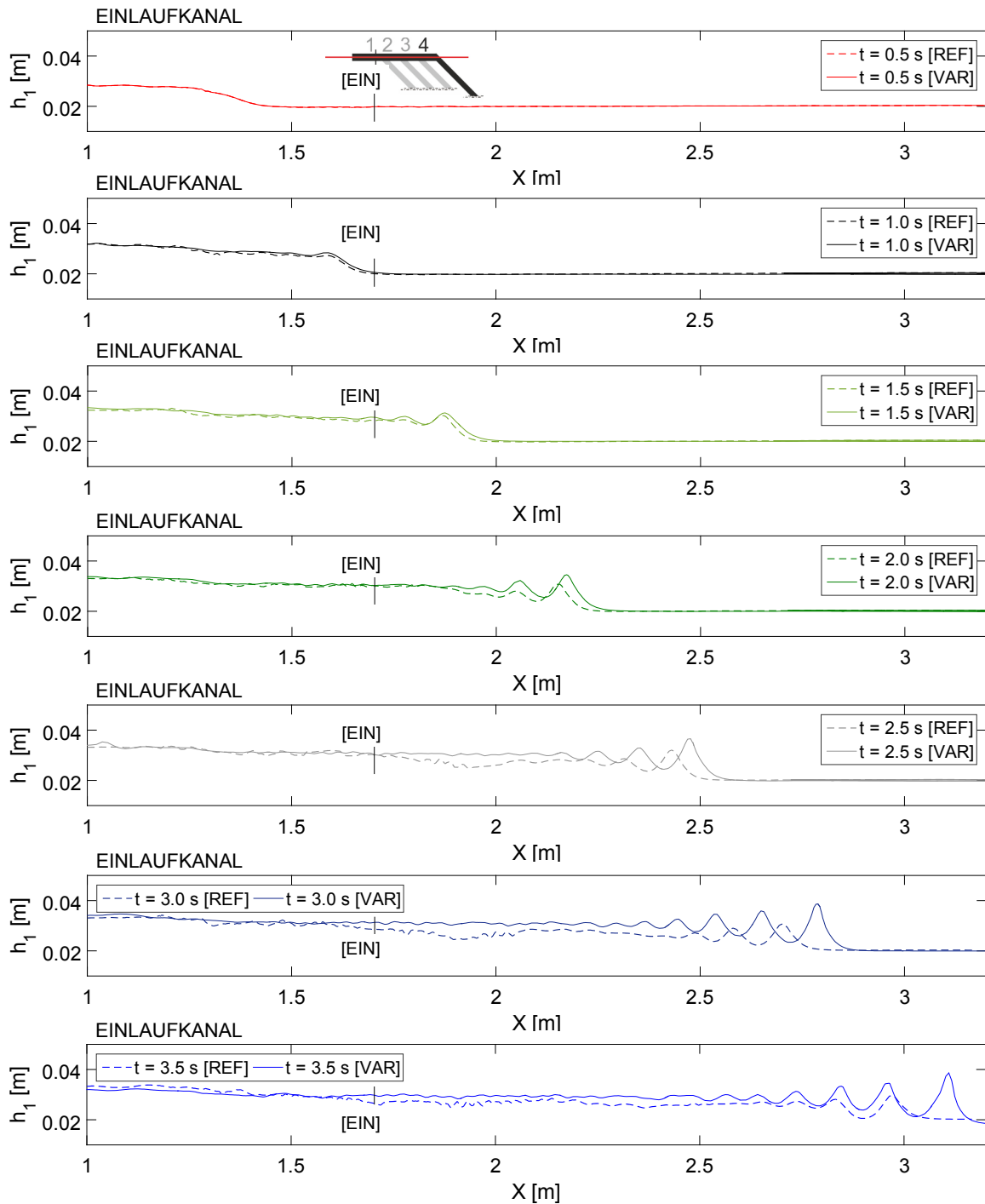


Abbildung 57: Entwicklung der Welle im Einlaufkanal für verschiedene Zeitpunkte der Referenz-Füllung und der Variante ohne Richtungsänderung (=Variante mit einer Richtungsänderung) in der numerischen 3D-Simulation

Abbildung 58 zeigt die Wasserstandsverhältnisse in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für verschiedene Varianten mit einer unterschiedlichen Anzahl an Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen.

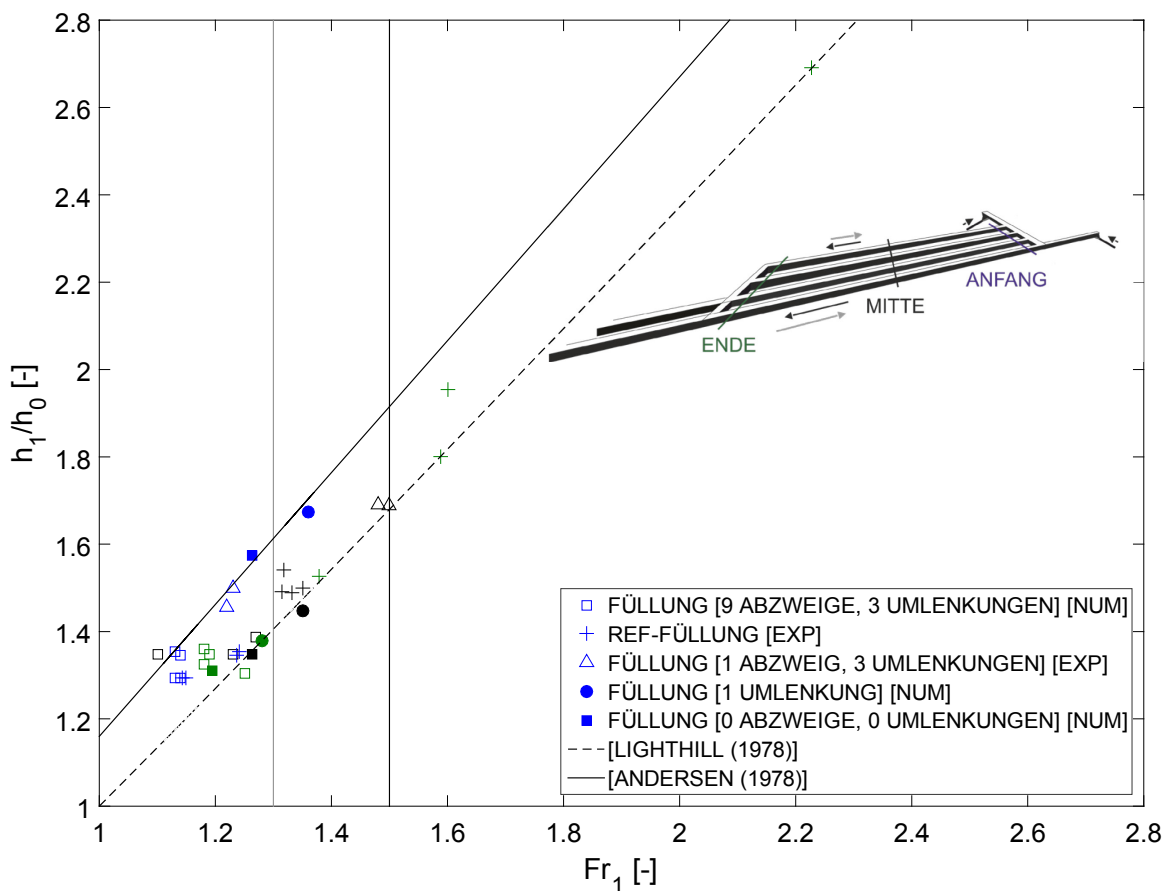


Abbildung 58: Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung und für vier weitere Varianten mit unterschiedlicher Anzahl an Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen

Die Grafik zeigt, dass es bei allen Varianten, die mindestens die ursprüngliche Breite des Einlaufkanals beibehalten, oder eine Querschnittsvergrößerung erfahren, zu in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen im Anfangsbereich kommt. Je geringer die gesamte Breite des Querschnitts ist, desto stärker bilden sich die Einzelwellen weiter aus und werden höher. Zusätzlich muss für Varianten mit mehreren Kanälen bekannt sein, wie die Aufteilung der Wellen auf die einzelnen Kanäle stattfindet. Die Beeinflussung durch unterschiedliche Durchflüsse und Initialwasserstände ist bereits bekannt (vgl. Kapitel 7.2), und eine unterschiedliche Belastung der einzelnen Kanäle wurde in Abhängigkeit dieser Parameter festgestellt. Für die Referenz-Füllung wurden die maximalen Wasserstände im ersten und letzten Kanal festgestellt, bei größeren Wellen waren die Wellenhöhen im letzten Kanal maximal, bei kleineren Wellen fand eine gleichmäßigere Aufteilung statt. Dies gilt analog für die Füllung der Variante mit nur einem Abzweig und drei Richtungsänderungen. Die Welle ist bereits wesentlich größer bevor sie zum Abzweig kommt, was zu einer größeren Belastung des letzten Kanals führt.

Abbildung 59 zeigt beispielhaft die Aufteilung der Wellen während der Referenz-Füllung vom Einlaufkanal auf die einzelnen Kanäle [links] im Vergleich zur Füllung des Reservoirs mit einer Richtungsänderung ($t = 5$ s).

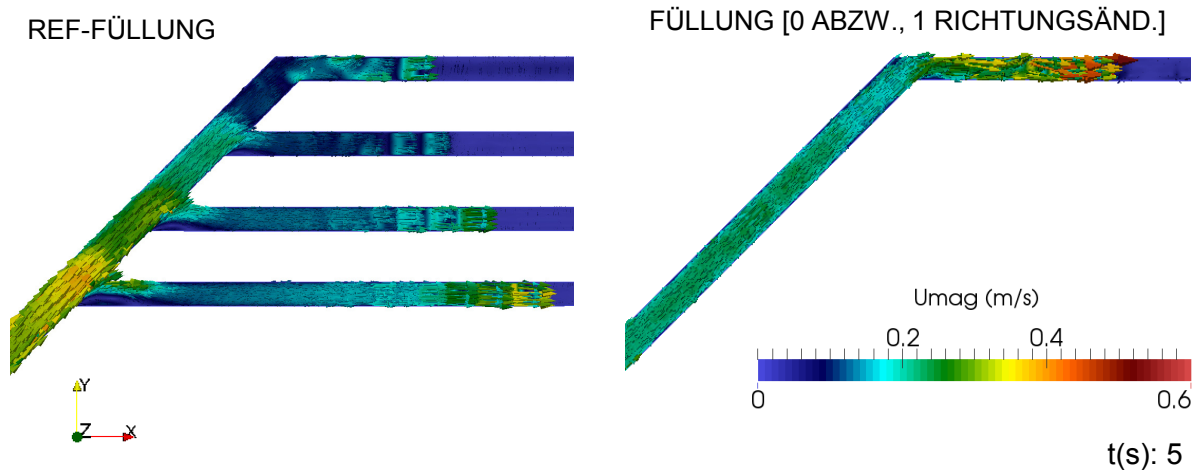


Abbildung 59: Darstellung der Fließgeschwindigkeitsvektoren im Einlauf- und Anfangsbereich der Design-Referenz [links] und der Variante mit einer Richtungsänderung [rechts] der numerischen 3D-Simulation

Durch die Fließgeschwindigkeitsvektoren wird deutlich, dass sowohl die Abzweige, als auch die Richtungsänderung die Welle beeinflussen. Die Strömung löst sich von der Seitenwand ab und Reflexionen entstehen, wobei die Wellen nach einer gewissen Lauflänge wieder einen „normalen“ Zustand mit geringer Sekundärströmung einnehmen.

Die konstruktiven Varianten mit steigendem Sohlgefälle sind so aufgebaut, dass die absolute Höhe der Sohle an der letzten Sonde im Endbereich gleich der Höhe der Sohle an der letzten Sonde [K4E] des Referenz-Designs ist (vgl. Kapitel 3.2.2). Die Höhe des hinteren Bereichs des Reservoirs kann nicht größer gewählt werden, da der Minimalwasserstand an keiner Stelle des Reservoirs unterschritten werden darf, und ein Trockenliegen vermieden werden soll. Dies führt zu einem geringeren Sohlgefälle bei größerer Gesamtlänge der Reservoirs. Die Wellen im mittleren Bereich werden daher maßgeblich durch das Sohlgefälle (Initialwasserstand) und den Durchfluss im jeweiligen Kanal beeinflusst. Die Aufteilung auf sechs Kanäle der Variante mit neun Abzweigen und drei Richtungsänderungen führt zu geringeren Wasserstandsverhältnissen als die Referenz-Füllung zeigte und daher nicht zu einem Brechen der Wellen. Bei der Referenz-Füllung kommt es zum Wellenbrechen im mittleren Bereich. Die Varianten mit einem Kanal weisen an dieser Messposition kaum ein Sohlgefälle auf, der Initialwasserstand ist mit dem an der Anfangssonde vergleichbar. So ändert sich trotz größerem Durchfluss die Wellenart im Vergleich zu der Wellenart an der Anfangssonde nicht, und die Schwallwelle ist in Einzelwellen aufgelöst. Die eben beschriebenen Phänomene der Wellenerhöhung und der Erhöhung des Wasserspiegels hinter der Welle zeigt Abbildung 60, in wel-

cher die Wasserspiegel für einen Zeitpunkt von 20 s dargestellt sind. In der Abbildung [oben] ist die Referenz-Füllung dargestellt, der Wasserspiegel hinter der Welle übersteigt den maximalen Wasserspiegel der ersten Welle nicht. Bei der Füllung des Reservoirs mit nur einem Abzweig wird neben der größeren Wellenhöhe und Wellengeschwindigkeit deutlich, dass der Wasserspiegel hinter der Welle den maximalen Wasserspiegel der ersten Welle übersteigt (vgl. Abbildung 60 [unten]).

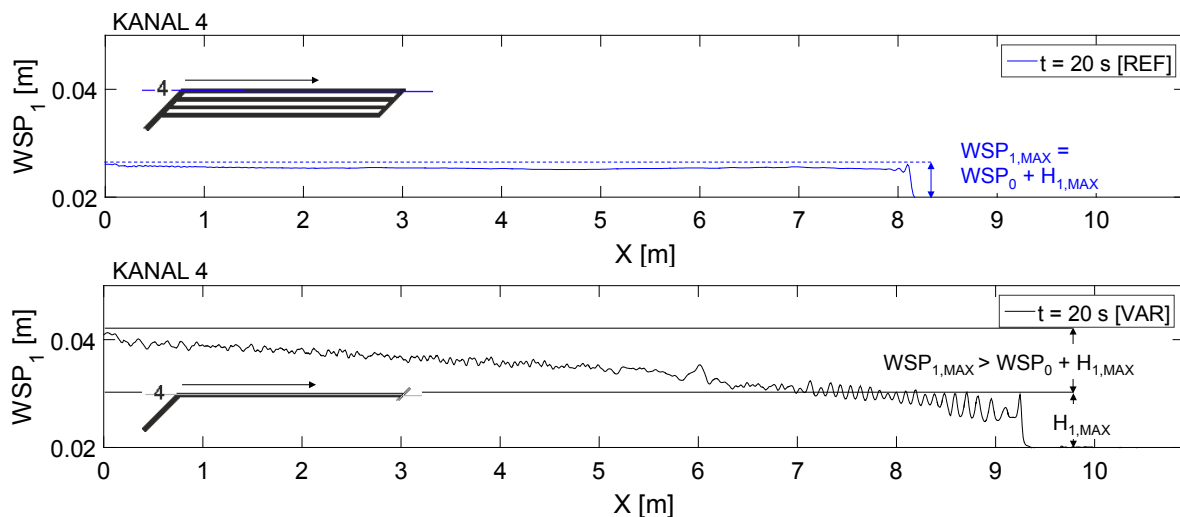


Abbildung 60: Entwicklung der Welle in Kanal 4. Darstellung des Zeitpunktes $t = 20$ s für die Referenz-Füllung [oben] und für die Variante mit einer Richtungsänderung [unten] in der numerischen 3D-Simulation

Die letzten vergleichbaren Messwerte für die untersuchten Varianten (ausgenommen die Variante mit sechs Kanälen) sind an der Messsonde in Kanal 4 im Endbereich (K4E) aufgenommen. Aufgrund des großen Einflusses des Sohlgefälles auf die Wellenart sind bei den beiden Varianten mit nur einem Kanal, und damit fast unverändertem Initialwasserstand weiterhin in Einzelwellen aufgelöste Schwallwellen erkennbar. In Ergänzung zur Referenz-Füllung treten bei der Füllung der Variante mit sechs Kanälen (Sonde am Ende des Modells, in kürzerer Entfernung zum Einlauf als Sonde K4E) im hinteren Bereich brechende Wellen auf. Abbildung 61 zeigt die Unterschiede des Wellenverhaltens im Endbereich der Design-Referenz [oben] und der Variante ohne Abzweig und Richtungsänderung [unten] durch Darstellung der Fließgeschwindigkeiten.

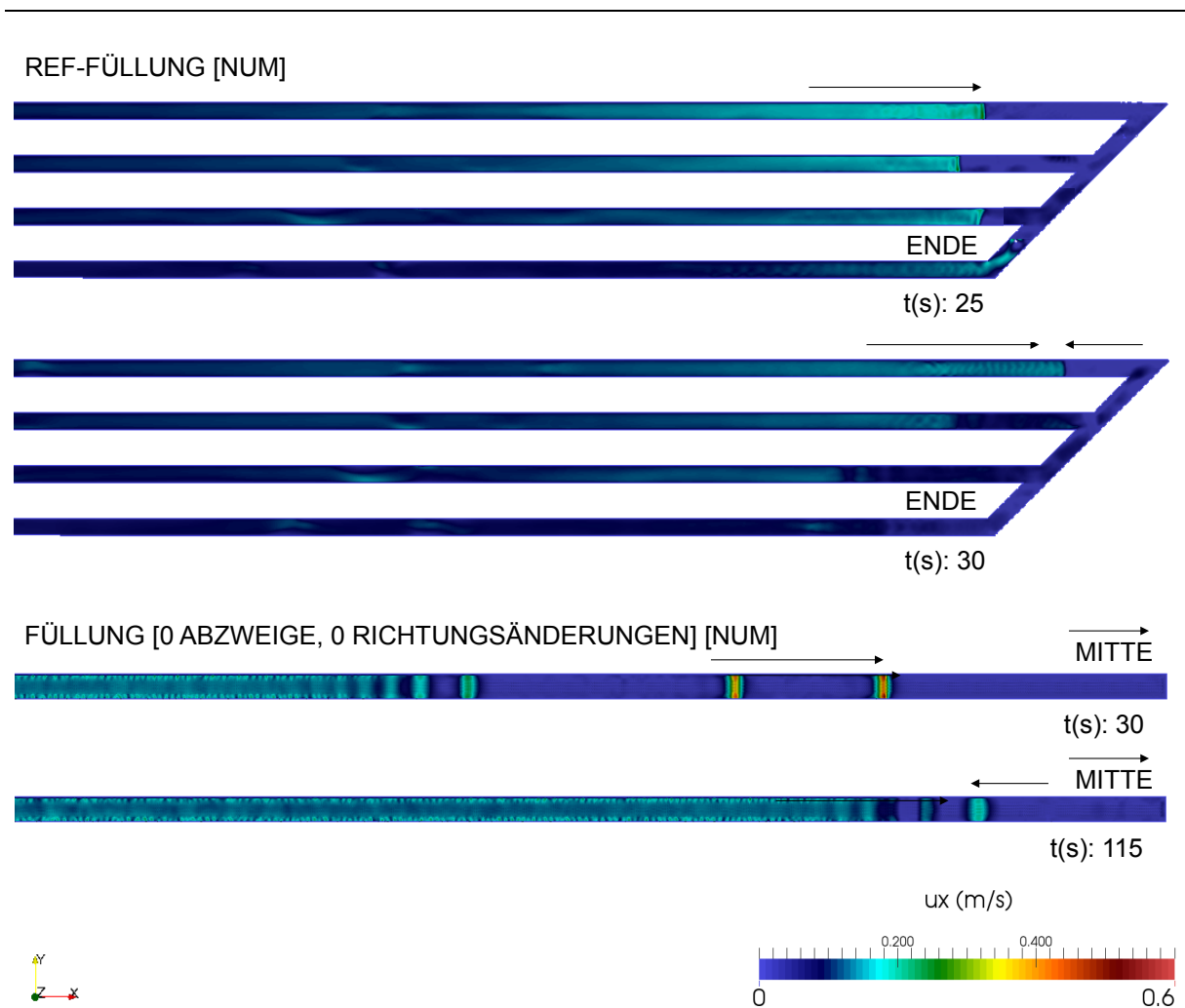


Abbildung 61: Tiefengemittelte Fließgeschwindigkeiten im Referenzzustand [oben] und in der Variante ohne Abzweig und ohne Richtungsänderung [unten] im Endbereich der Reservoirs vor und nach der Reflexion

Der Einfluss der Konstruktion auf die Wellenarten wird deutlich, ebenso wie die unterschiedliche Charakteristik der Wellen. Beim Aufeinandertreffen der brechenden Wellen nach der Reflexion kommt es zu einer Verringerung der Fließgeschwindigkeit. In Einzelwellen aufgelöste Schwallwellen durchdringen sich gegenseitig und ändern im Gegensatz zu den brechenden Wellen ihre Form kaum. Ein Einfluss auf die Wellenarten findet nicht statt. Durch die Reflexion wird der nun „neue“ Initialwasserstand so weit erhöht, dass die Wasserstandsverhältnisse bei gleicher Wellenhöhe geringer werden. Es wird deutlich, dass die Wellenhöhen im mittleren Bereich und im Endbereich die des Anfangsbereichs zwar übertreffen können, der gesamte Wasserstand aber noch unter dem des Einlaufbereichs liegt. Daher stellt der Einlauf- und Anfangsbereich weiterhin die kritische Position für die Wellenhöhe dar. Die verringerten Wellengeschwindigkeiten werden wieder wesentlich größer, wenn die Wellen zum Einlaufbereich kommen und sich dort mit dem Zufluss überlagern. Bei neuem, erhöhtem Ini-

tialwasserstand laufen die Wellen in eine Richtung. Die Betrachtung der Dauer für die erste Schwingung ist daher korrekt, soll der kritische Wert ermittelt werden. Die Dämpfung durch die Erhöhung des Wasserspiegels (geringere Wellenhöhen, größere Wellengeschwindigkeiten) kann annähernd mit den Ergebnissen in Kapitel 7.3.2 verglichen werden.

Der Vergleich der Untersuchungsergebnisse zu den Wasserstandsverhältnissen an der Einlaufsonde und am Kanalanschluss mit den berechneten Wasserstandsverhältnissen (Formel 42, vgl. Kapitel 7.2.2) zeigt eine maximale Abweichung der Werte um 1.5%. Die Berechnungsergebnisse stellen dabei immer den Maximalwert dar. Abbildung 62 zeigt die maximalen Wasserstandsverhältnisse der ersten Welle der hybriden Modellierung an der Einlaufsonde und die Berechnungsergebnisse in Abhängigkeit der relativen Längen der Reservoirs.

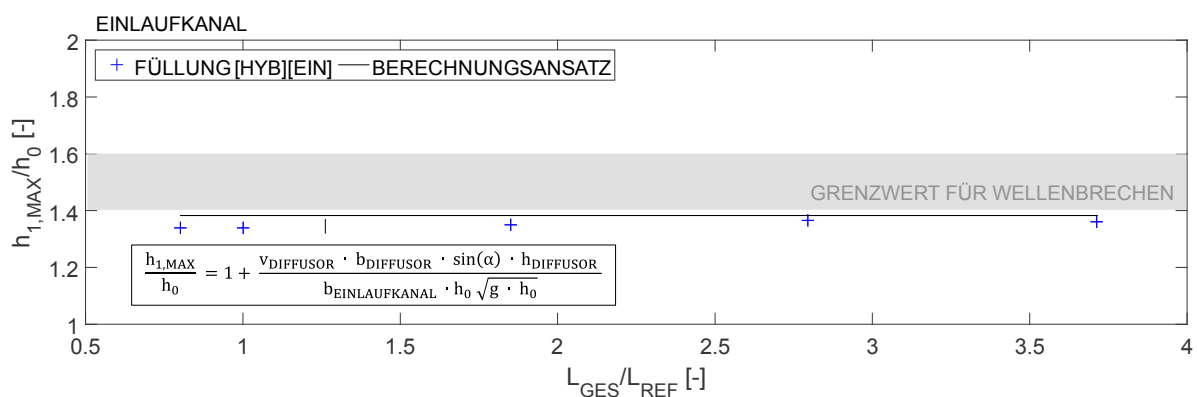


Abbildung 62: Überprüfung der berechneten maximalen Wasserstandsverhältnisse mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für fünf verschiedene konstruktive Varianten mit unterschiedlicher Anzahl an Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen

Wie Abbildung 63 zeigt, liegen die gemessenen Wellengeschwindigkeiten innerhalb der berechneten Grenzwerte. Die Berechnung der Wellengeschwindigkeit erfolgte mit Formel 43 (vgl. Kapitel 7.2.2).

Abbildung 64 zeigt die Berechnungsergebnisse zur Dauer der Reservoir-Schwingung (vgl. Formel 45, Kapitel 7.2.2). Die Berechnungsergebnisse stellen die korrekten Grenzwerte dar.

Mithilfe der berechneten Wellengeschwindigkeiten können die Grenzlängen der Reservoirs bestimmt werden. Die Varianten, die weniger Kanäle als die Design-Referenz besitzen, übersteigen die maximale Grenzlänge. Folglich übertrifft der maximale Wasserstand für eine Reservoir-Schwingung die ursprüngliche Wellenhöhe am Einlauf. In diesem Fall wird der maximale Wasserstand durch die globalen Effekte bestimmt. Die Grenzwerte können mit Formel 46 bestimmt werden. Die Ergebnisse der hybriden Modellierung liegen innerhalb der berechneten Grenzen.

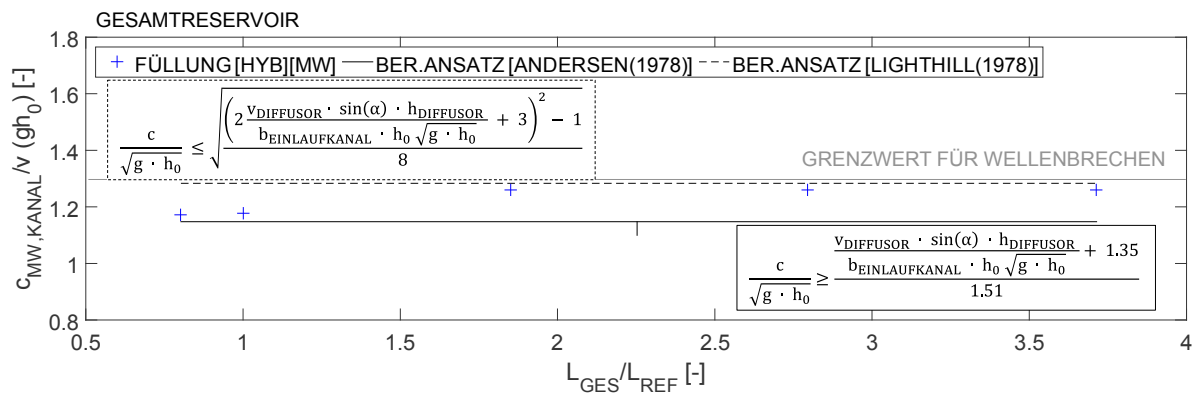


Abbildung 63: Überprüfung der berechneten mittleren Wellengeschwindigkeiten mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für fünf verschiedene konstruktive Varianten mit unterschiedlicher Anzahl an Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen

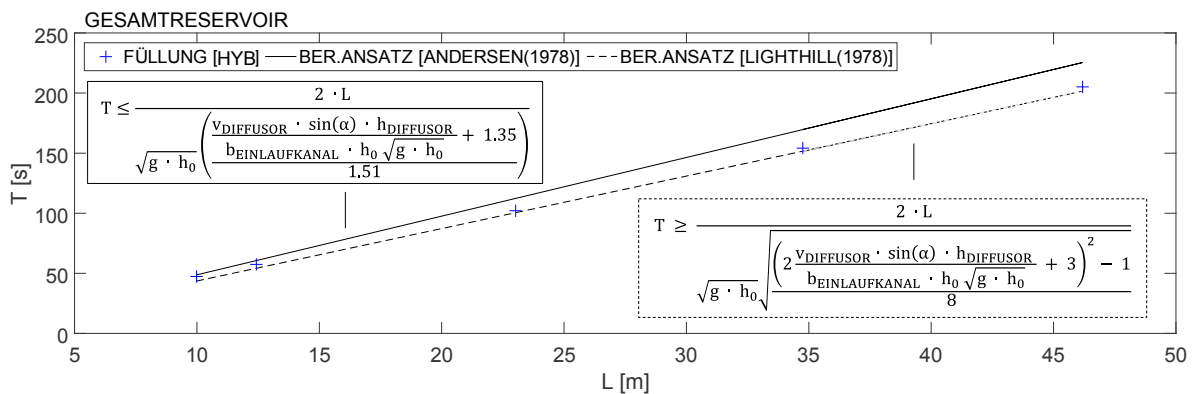


Abbildung 64: Überprüfung der berechneten Dauern der Reservoir-Schwingung mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für fünf verschiedene konstruktive Varianten mit unterschiedlicher Anzahl an Abzweigen, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen

$$1 + \frac{3.02 \cdot L \cdot Q}{A_{\text{GRUND}} \cdot h_0 \cdot \left(\frac{H}{h_0} + 1.35\right) \cdot \sqrt{g \cdot h_0}} \leq \frac{h_{1,\text{MAX,GLOBAL}}}{h_0} \leq 1 + \frac{2 \cdot L \cdot Q}{A_{\text{GRUND}} \cdot h_0 \cdot \sqrt{\left(\frac{2 \cdot \frac{H}{h_0} + 3}{8}\right)^2 - 1}} \cdot \sqrt{g \cdot h_0} \quad (46)$$

für $Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_0 = 0.02 \text{ m}$, $f = 0$

Ergebnis der Analyse:

Die Hypothese konnte bestätigt werden, dass lokal bei Entstehung der Welle keine Abweichung der ersten Wellenhöhe durch eine Variation der Abzweige, Richtungsänderungen und Querschnitte entsteht. Allerdings stellt die erste Welle für eine Reservoir-Schwingung nur dann den maximalen Wasserstand im Reservoir dar, wenn die Länge des Reservoirs nicht zu

groß und die gesamte Breite zu schmal ist. Bei Überschreiten einer berechenbaren Grenzlänge kommt es zu Wasserständen, die größer als die der ersten Welle sind, wie die Untersuchungen bestätigten. Der maximale Wasserstand wird in diesem Fall durch einen neuen Berechnungsansatz, der die Kombination aus globalen und lokalen Berechnungsansätzen darstellt, bestimmt. Die Anwendbarkeit wurde durch die Übereinstimmung mit den Untersuchungsergebnissen bestätigt. Wegen der teilweisen Reflexionen und Ablösungen von den Kanalwänden bei Richtungsänderungen, Abzweigen und horizontalen Querschnittsänderungen (Breite) kommt es lokal zu einer Beeinflussung der Wellencharakteristik, die sich über die Länge wieder ausgleicht. Je nach Anordnung der Kanäle kann es zu einer unterschiedlichen Aufteilung auf die Kanäle kommen und daher zu unterschiedlichen Wellenhöhen, Wellengeschwindigkeiten und Wellenarten im Kanalvergleich. Außerdem kommt es bei vertikalen Querschnittsänderungen (Sohlgefälle) (vgl. auch Kapitel 7.4.2), die zu einer Änderung der Initialwasserstände führen, zu einer Veränderung der Wellenhöhen, der Wellengeschwindigkeiten und der Wellenarten. Die Verengung auf Null führt zu einer Totalreflexion. Die Wellenart im Reservoir wird durch Totalreflexionen nicht verändert. Die Wellengeschwindigkeiten werden durch gegenseitige Durchdringungen der Wellen geringer. Der Unterschied der gegenseitigen Beeinflussung von brechenden Wellen im Gegensatz zu Einzelwellen wurde deutlich, diese durchdringen sich gegenseitig und ändern ihre Form dabei nicht. Die entwickelten Berechnungsansätze (Kapitel 7.2.2) sind für alle hier auftretenden Wellenarten anwendbar, eine Ergänzung für Reservoirs mit großer Länge fand statt (vgl. Abbildung 62, Abbildung 63, Abbildung 64 und Formel 46).

7.4.2 Analyse zum Einfluss des Sohlgefälles

Hypothese:

Die zeitabhängigen Mittelwerte der Wasserspiegelverhältnisse (global) werden durch das Sohlgefälle nicht beeinflusst, dies konnte bereits in Kapitel 6.3 bestätigt werden. Im Gegensatz zum Wasserspiegelverhältnis wird das Wasserstandsverhältnis erheblich verändert. Ursache ist der Initialwasserstand, der durch eine Veränderung des Sohlgefälles beeinflusst wird. Für Reservoirs ohne Sohlgefälle sind Wasserspiegel- und Wasserstandsverhältnis gleich, für Reservoirs mit Sohlgefälle unterscheiden sie sich. Ein unterschiedlicher Initialwasserstand beeinflusst Wellenhöhe, Wellengeschwindigkeit, Wasserstandsverhältnis und Wellenart (vgl. Kapitel 7.3.2). Aufgrund unterschiedlicher Wellenarten kommt es zu unterschiedlich starken Wellendämpfungen und die Dauer der Reservoir-Schwingung wird beeinflusst. Die entwickelten Berechnungsansätze (Kapitel 7.2.2) sind für alle hier auftretenden Wellenarten anwendbar.

Abbildung 65 zeigt die Einteilung der Wellen nach Wellenart für die Referenz-Füllung im Vergleich zur Füllung eines Reservoirs ohne Sohlgefälle.

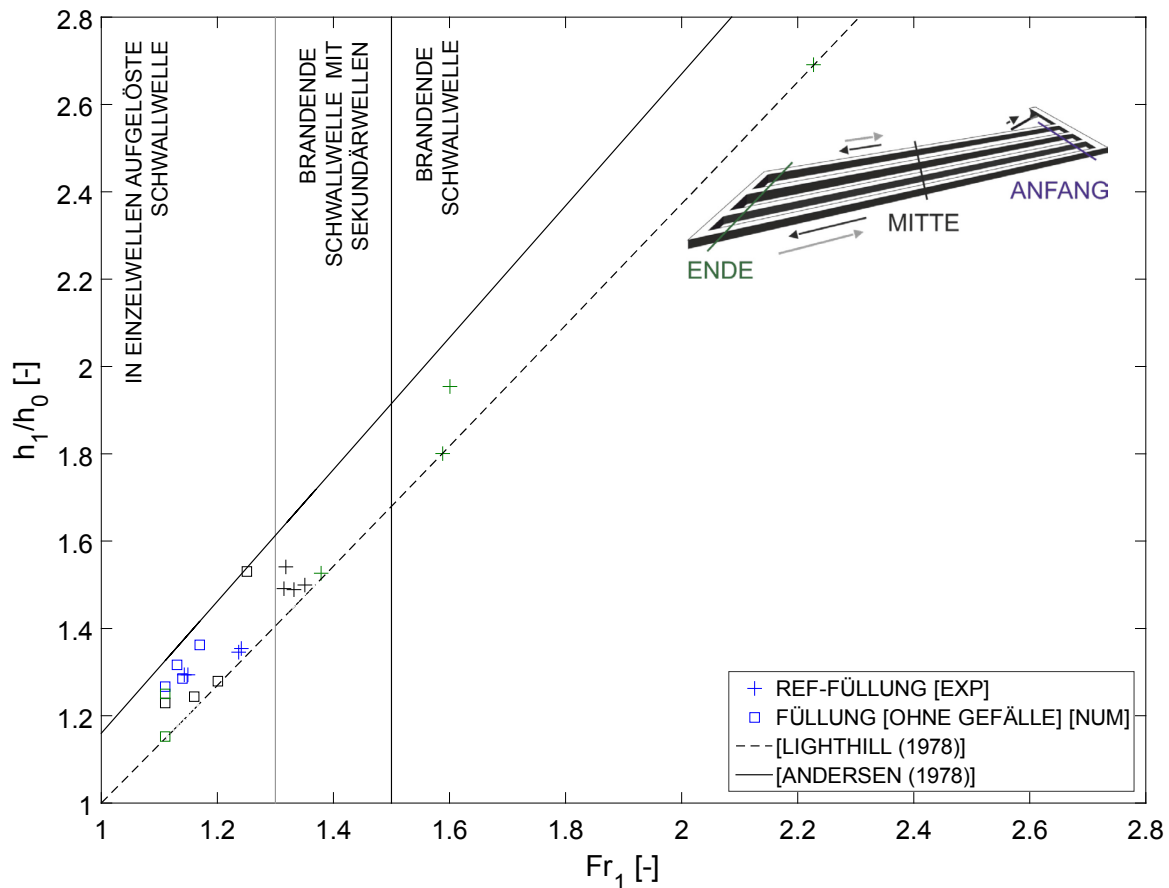


Abbildung 65: Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung im experimentellen Modellversuch und für die Variante ohne Sohlgefälle in der numerischen 3D-Simulation

Im Anfangsbereich (blau) unterscheiden sich die Wellenhöhen sowie Wasserstand und Fließgeschwindigkeiten nicht maßgeblich. Auch in der Design-Referenz liegt dort noch kaum ein Sohlgefälle vor. Im mittleren Bereich (schwarz) hingegen unterscheidet sich der Initialwasserstand bereits stark. Für die Design-Referenz beträgt dieser nur noch etwa 75% des Initialwasserstands des Reservoirs ohne Sohlgefälle. Dies führt zu einer Beeinflussung des Wasserstandsverhältnisses und der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung, wodurch im Reservoir ohne Sohlgefälle die Schwallwellen weiterhin in Einzelwellen aufgelöst sind und nicht brechen. Durch das Brechen der Wellen verlieren diese bei der Referenz-Füllung an Höhe und gleichzeitig an Wellengeschwindigkeit. Die Wellengeschwindigkeiten der Referenz-Füllung (blau) im Vergleich zu den Wellengeschwindigkeiten während der Füllung des Reservoirs ohne Sohlgefälle (schwarz) sind für verschiedene Messpositionen in Abbildung 66 dargestellt. Im Endbereich (grün) liegt der Initialwasserstand der Design-Referenz bei etwa 13% - 35% des Initialwasserstands der Variante. Für das Reservoir ohne Sohlgefälle ist die Froude-Zahl

bei der Wellenentstehung etwas größer als im mittleren Bereich, das Wasserstandsverhältnis wird aufgrund einer leichten Dämpfung der Welle geringer. Die absolute Wellenhöhe unterscheidet sich kaum zwischen Referenzmodell und der Variante ohne Sohlgefälle. Dies führt aufgrund des unterschiedlichen Initialwasserstandes zu unterschiedlichen Wasserstandsverhältnissen und Wellenarten. Die ermittelten Wellenarten sind in Abbildung 67 durch die Veranschaulichung der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten in x-Richtung erkennbar. Die geringere Wellengeschwindigkeit der Referenz-Füllung wird deutlich und nach 20 Sekunden erreicht die Welle noch nicht den Endbereich des Modells. In der Variante ohne Sohlgefälle liegen größere Wasserstände vor, was zu größeren Wellengeschwindigkeiten führt und dazu, dass sich die erste Einzelwelle von den dahinter laufenden Wellen absetzt und in ihrer Größe weiter anwächst. Nach 20 Sekunden ist der Endbereich im ersten Kanal bereits erreicht.

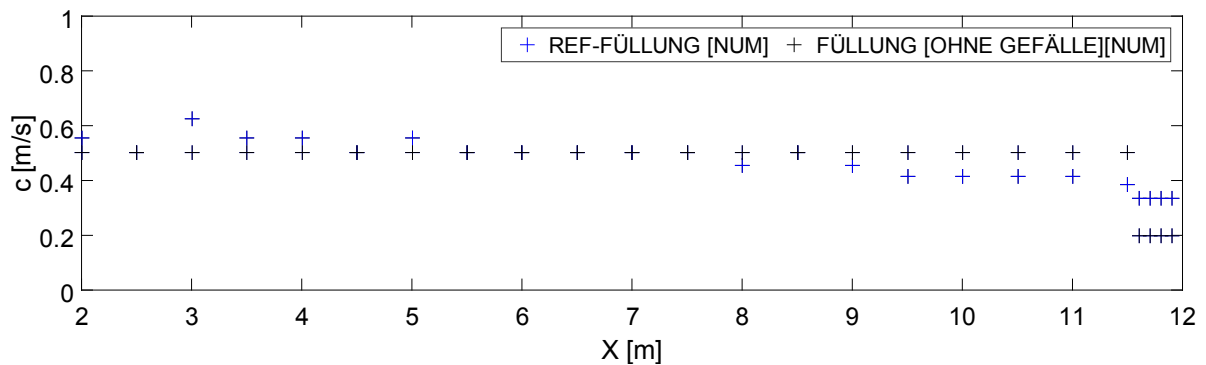


Abbildung 66: Wellengeschwindigkeiten an verschiedenen Positionen während der Referenz-Füllung und der Füllung des Reservoirs ohne Sohlgefälle in der numerischen 3D-Simulation

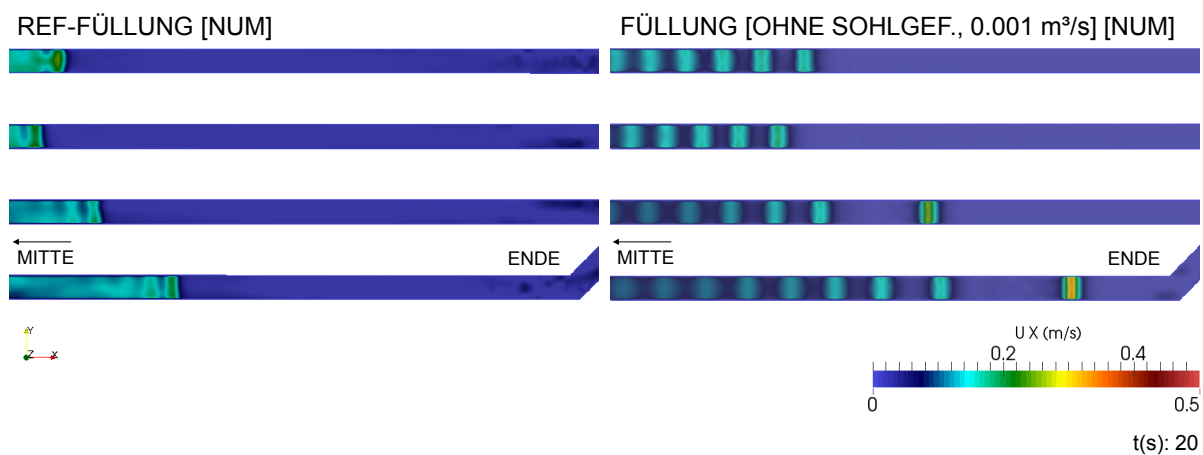


Abbildung 67: Fließgeschwindigkeiten in x-Richtung in der Draufsicht für das Referenzmodell und die Variante ohne Sohlgefälle

Für die Variante ohne Sohlgefälle stellt der Anfangsbereich ebenso den relevanten Bereich dar, die Wellen sind dort am höchsten, danach liegt eine Dämpfung vor (vgl. Abbildung 65). Eine Überprüfung der Berechnungsansätze mit den Untersuchungsergebnissen ist in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt (vgl. Abbildung 68, Abbildung 69 und Abbildung 70). Mit Formel 42 (vgl. Kapitel 7.2.2) berechnet sich der Maximalwert der Wasserstandsverhältnisse, die Anwendbarkeit wird durch den Abgleich mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung bestätigt. Für die Wellengeschwindigkeit und die Dauer der Reservoir-Schwingung werden Grenzwerte berechnet (vgl. Formel 43 und 45, Kapitel 7.2.2), die Untersuchungsergebnisse zeigen keine Abweichung.

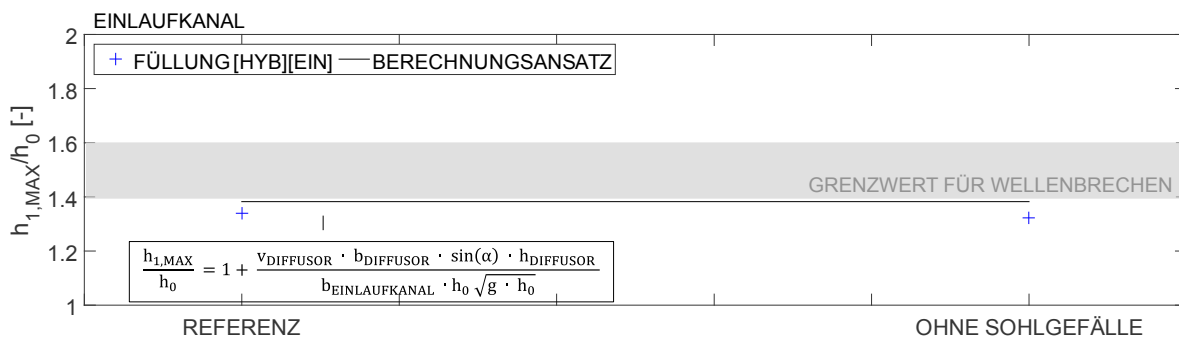


Abbildung 68: Überprüfung der berechneten maximalen Wasserstandsverhältnisse mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das Reservoir ohne Sohlgefälle

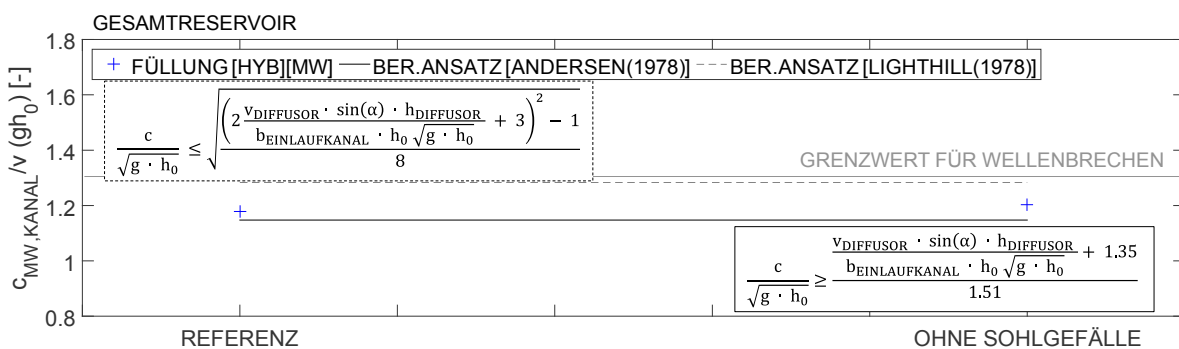


Abbildung 69: Überprüfung der berechneten mittleren Wellengeschwindigkeiten mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das Reservoir ohne Sohlgefälle

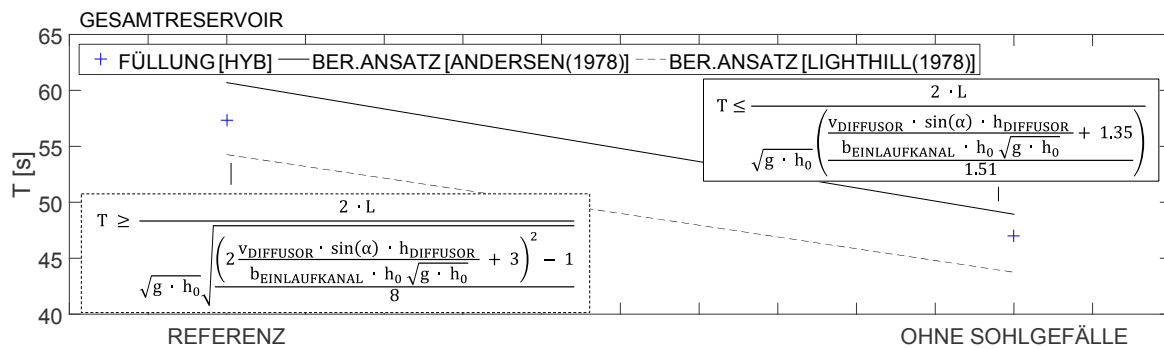


Abbildung 70: Überprüfung der berechneten Dauern der Reservoir-Schwingungen mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das Reservoir ohne Sohlgefälle

Ergebnis der Analyse:

Aufgrund der geringen Unterschiede des Sohlgefälles zwischen der Design-Referenz und dem Reservoir ohne Sohlgefälle im Einlauf- und Anfangsbereich kommt es dort nicht zu einer Veränderung der ersten Wellenhöhe und demzufolge des maximalen Wasserstandes im Reservoir. Durch den größeren Initialwasserstand im weiteren Verlauf des Reservoirs ohne Sohlgefälle kommt es zu einer anderen Wellenart als sie während der Referenz-Füllung auftrat. Die Wellen beginnen nicht zu brechen, wodurch es zu höheren Wellengeschwindigkeiten kommt. Eine Dämpfung der Welle findet im weiteren Verlauf statt. Die Hypothese des Einflusses des Sohlgefälles auf die Wellenart wird somit bestätigt. Die Dauer der Reservoir-Schwingung wird beeinflusst und bei größerem Sohlgefälle verlangsamt. Es konnte nachgewiesen werden, dass die entwickelten Berechnungsansätze (Kapitel 7.2.2) für alle hier auftretenden Wellenarten anwendbar sind (vgl. Abbildung 68, Abbildung 69, Abbildung 70).

7.4.3 Analyse zum Einfluss der Rauheit

Hypothese:

Die Steigung der zeitabhängigen Mittelwerte der Wasserspiegelverhältnisse (global) wird durch die Rauheit nicht beeinflusst, dies konnte bereits in Kapitel 6.2 bestätigt werden. Die Änderung der Rauheit beeinflusst Wellenhöhe und Wellengeschwindigkeit. Die Veränderung der Wasserstandsverhältnisse kann zu einer Änderung der Wellenarten führen. Bei brandenden Wellen ist der Reibungseinfluss größer als bei Einzelwellen. Der Reibungseinfluss wird außerdem bei geringer Wassertiefe und bei größerer Entfernung zum Entstehungsort größer. Die Dauer der Reservoir-Schwingung wird durch die Rauheit ebenfalls beeinflusst. Die entwickelten Berechnungsansätze (Kapitel 7.2.2) sind für alle hier auftretenden Wellenarten anwendbar.

Abbildung 71 zeigt den relativen Wasserstand in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung und für die Füllung der rauen Variante.

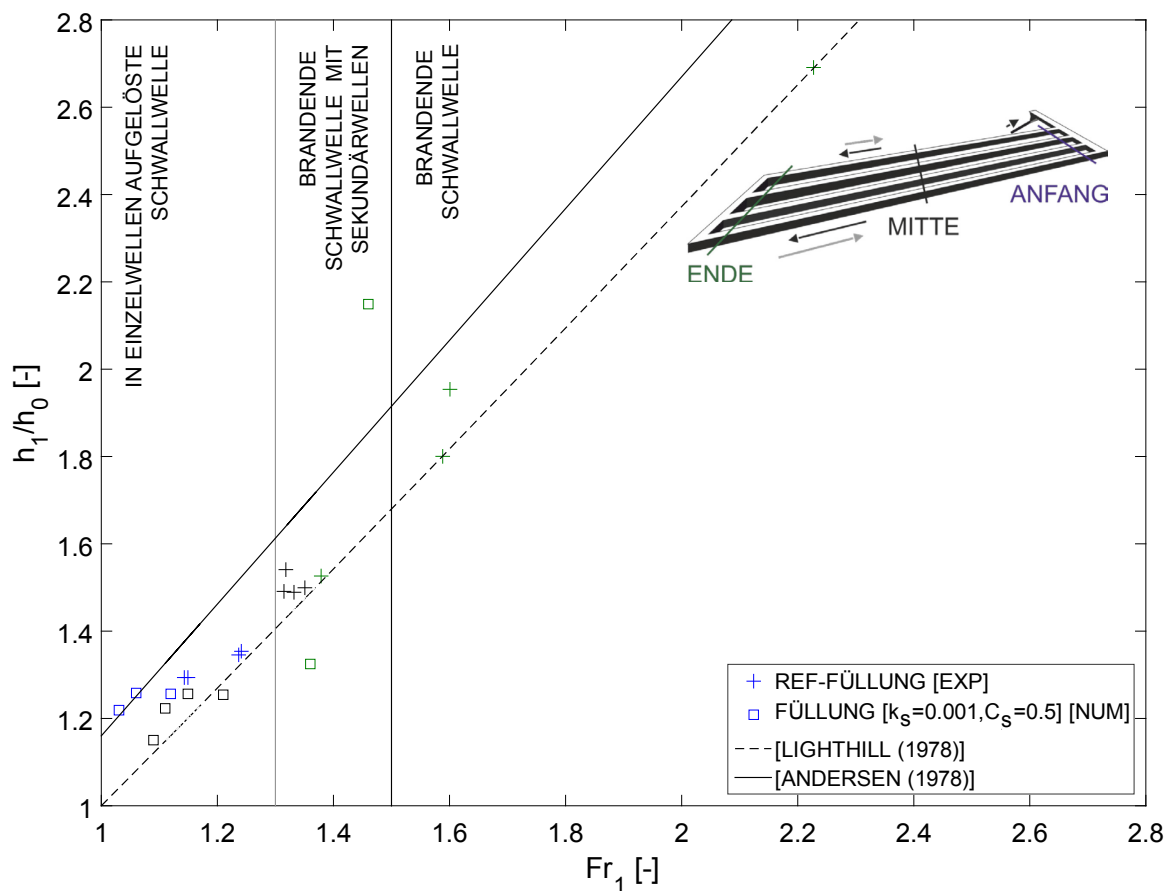


Abbildung 71: Wasserstandsverhältnis in Abhängigkeit der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für die Referenz-Füllung und für die Füllung der rauen Variante

Bereits im Anfangsbereich (blau) wird deutlich, dass das Wasserstandsverhältnis sowie die Wellengeschwindigkeit bei der Füllung des rauen Reservoirs geringer sind als bei der Referenz-Füllung. Gleiches gilt daher für die Wellenhöhe, der Initialwasserstand bleibt unverändert. Im mittleren Bereich kommt es bei der rauen Variante im Gegensatz zur Referenz-Füllung nicht zu einem Wellenbrechen. Die Wellen beginnen im Endbereich zu brechen. Für die raue Variante liegen die Zusammenhänge des Wasserstandsverhältnisses und der Froude-Zahl bei der Wellenentstehung für den Endbereich teilweise nicht innerhalb der Grenzen von ANDERSEN (1978) und LIGHTHILL (1978).

Abbildung 72 zeigt in Ergänzung die Entwicklung der relativen Wellenhöhe (H_{MAX}/h_0) für die verschiedenen Bereiche im Reservoir. Diese sind durch den Abstand von der Wellenerzeugung im Verhältnis zum Initialwasserstand dargestellt.

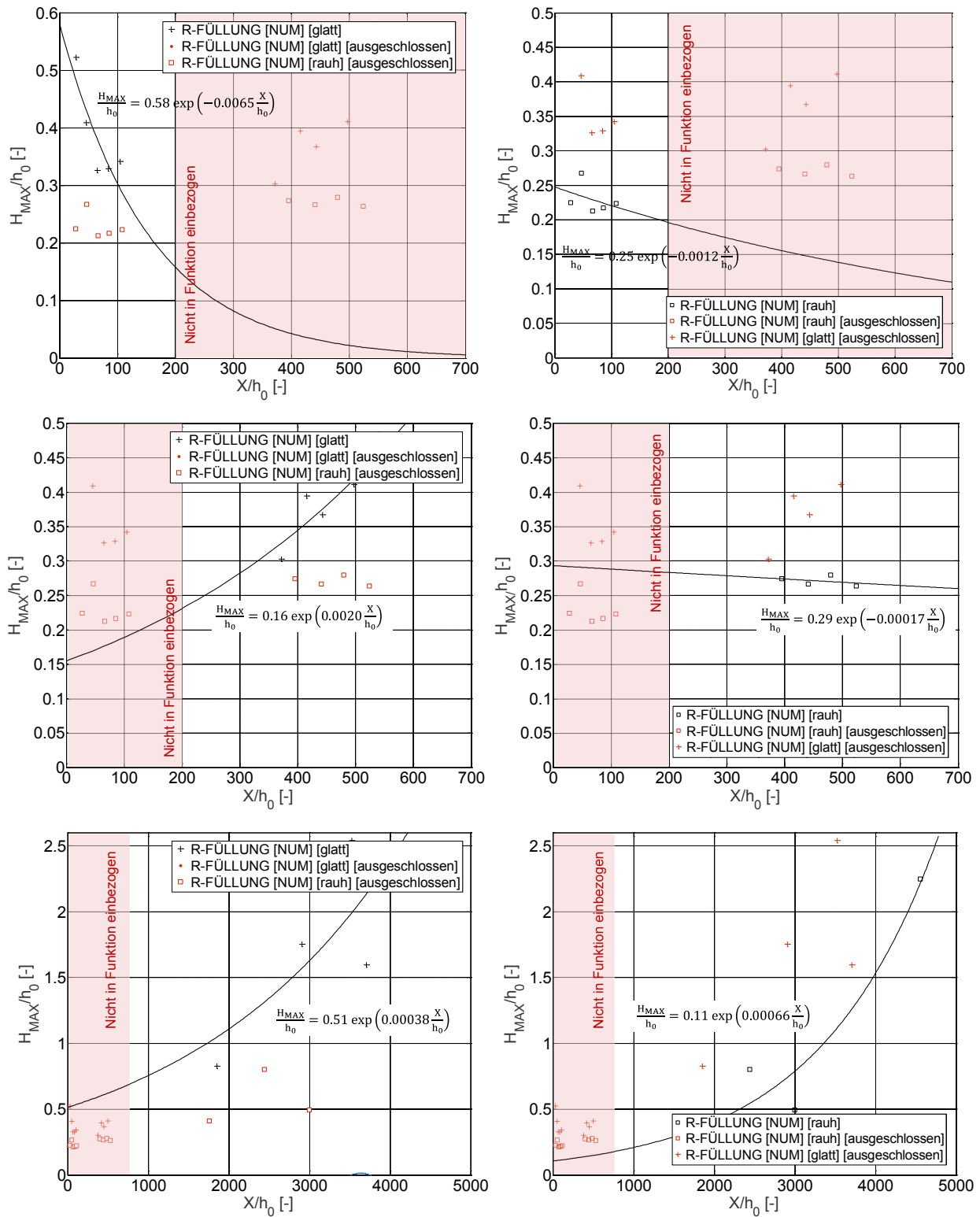


Abbildung 72: Entwicklung der Welle im glatten und im rauen Reservoir. Darstellung der relativen Wellenhöhe (H_{MAX}/h_0) für verschiedene Bereiche des Reservoirs

In Abbildung 72 wird der Einfluss der Rauheit auf die Wasserstände deutlich. Dieser ist in Abhängigkeit des Abstands der Welle vom Entstehungsort dargestellt. Die Wellen haben unterschiedliche Wellenformen und der Unterschied der Entwicklung dieser ist in der Abbildung deutlich erkennbar. Die beiden oberen Abbildungen zeigen die Entwicklung der Wellen im Anfangsbereich. In diesem Bereich findet der Übergang von in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen in brandende Schwallwellen statt. Genau dies zeigt sich in den beiden ermittelten E-Funktionen. Der Vorfaktor der Formel liegt bei 0.58 für den glatten Kanal (nach GÖBEL (1984, S. 110ff) liegt dieser Wert zwischen den Grenzen für brandende Schwallwellen oder brandende Schwallwellen mit Sekundärwellen) und bei 0.25 für den rauen Kanal (nach GÖBEL (1984, S. 110ff) liegt dieser Wert zwischen den Grenzen für Einzelwellen und brandende Schwallwellen mit Sekundärwellen).

Im mittleren Bereich findet eine Vergrößerung der relativen Wellenhöhe für die Referenzfüllung statt, im rauen Kanal werden die Wellen abgebaut (vgl. Abbildung 72 [Mitte]). Im Endbereich findet sowohl im glatten, als auch im rauen Kanal durch den geringen Initialwasserstand eine Erhöhung der relativen Wellenhöhe statt, ein Unterschied in der quantitativen Erfassung ist in den Gleichungen erkennbar (vgl. Abbildung 72 [unten]). Es wird deutlich, dass der Einfluss der Rauheit bei geringem Wasserstand wesentlich größer ist, dies wurde auch von KEULEGAN UND PATTERSON (1940) ermittelt (vgl. Kapitel 2.3.2).

Der Vergleich der gemessenen Wasserstandsverhältnisse zu den berechneten Werten zeigt (Formel 42, Kapitel 7.2.2), dass diese im rauen Reservoir 10% niedriger sind (vgl. Abbildung 73). Die Formeln sind zur Berechnung des maximalen Verhältnisses bestimmt, weshalb die Anwendung des Berechnungsansatzes korrekt ist. Trotzdem ergibt sich die größte Abweichung im Vergleich zu allen bisher untersuchten Varianten.

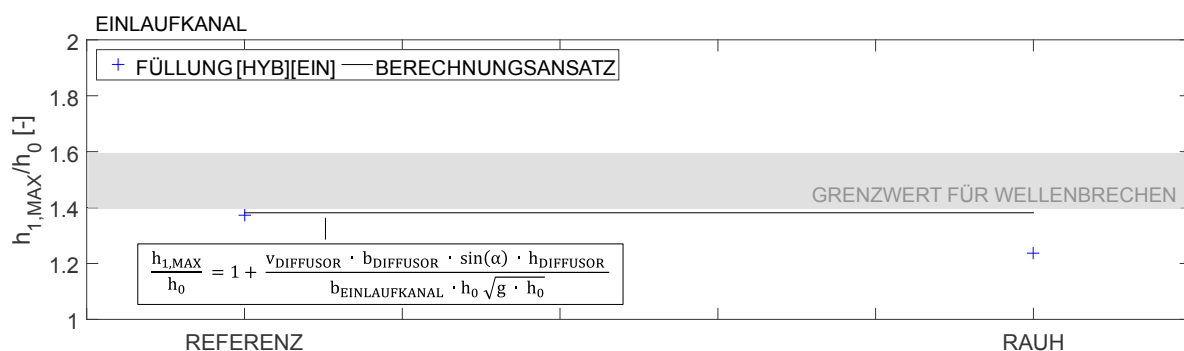


Abbildung 73: Überprüfung der berechneten maximalen Wasserstandsverhältnisse mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das raue Reservoir

Die Untersuchungsergebnisse zeigen im Vergleich zu den berechneten mittleren Wellengeschwindigkeiten für das raue Reservoir keine Abweichung, wie Abbildung 74 zeigt (Formel 43, Kapitel 7.2.2).

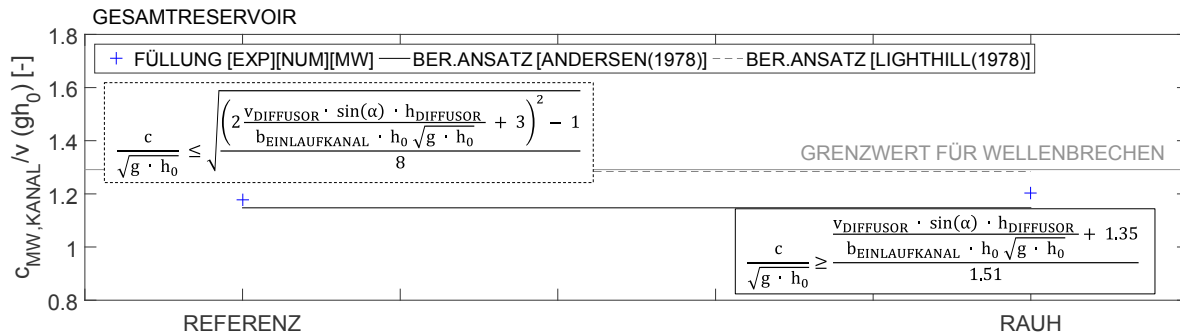


Abbildung 74: Überprüfung der berechneten mittleren dimensionslosen Wellengeschwindigkeiten mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das raue Reservoir

Die gemessene Reservoir-Schwingung im rauhen Reservoir dauerte mit 62 Sekunden 4,7 Sekunden länger als bei der Referenz-Füllung, die Dauer weicht geringfügig von den berechneten Grenzwerten ab, wie Abbildung 75 zeigt.

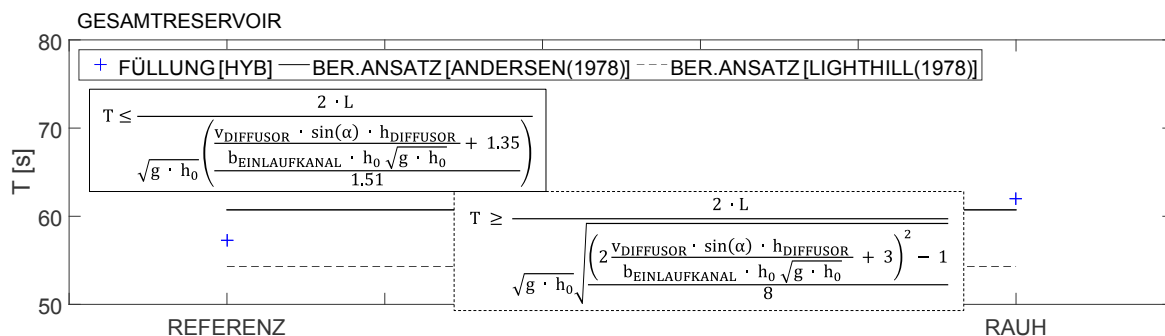


Abbildung 75: Überprüfung der berechneten Dauern der Reservoir-Schwingungen mit den Ergebnissen der hybriden Modellierung für die Design-Referenz und das raue Reservoir

Ergebnis der Analyse:

Die Hypothese wurde bestätigt und durch eine Veränderung der Rauheit wurden Wellenhöhe und Wellengeschwindigkeit beeinflusst. Es kam zu einer Beeinflussung der Wellenart, da die Wellenhöhe bei gleichem Initialwasserstand in der rauhen Variante geringer ist als bei der Referenz-Füllung. Die Wellen beginnen dort im Gegensatz zur Referenz-Füllung erst am Ende des Reservoirs zu brechen. Bei brandenden Wellen, die in größerem Abstand zum Entstehungsort und bei geringerer Wassertiefe auftreten, war der Reibungseinfluss größer als bei

Einzelwellen. Die Dauer der Reservoir-Schwingung wurde beeinflusst. Abweichungen kleiner 2% zu den entwickelten Berechnungsansätzen (Kapitel 7.2.2) traten auf.

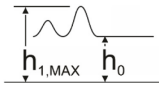
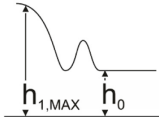
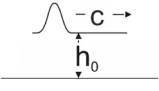
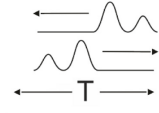
7.5 Berechnungsansätze

Die Analyse der Messwerte der hybriden Modellierung führte zu dem Ergebnis, dass die Wasserstandsverhältnisse im Einlaufbereich entscheidend für die Bemessung der Reservoirs sind, da die Wellen im weiteren Verlauf je nach Variante entweder gedämpft werden oder durch das Sohlgefälle ein geringerer Initialwasserstand vorliegt und somit der maximale Wasserstand des Einlaufbereichs nicht überschritten wird. Falls das globale Wasserstandsverhältnis zum Zeitpunkt des Eintreffens der Welle im Endbereich der Reservoirs geringer ist als die erste Wellenhöhe, so ist der maximale Wasserstand durch die erste Welle gekennzeichnet. Ist dies nicht der Fall kommt es zu einem stetigen Anstieg des Wasserstands, der den der ersten Welle übertrifft und die Höhe der Welle selbst wächst weiter an. Für die Berechnung der Wellengeschwindigkeiten und der Schwingungsdauer muss das gesamte Reservoir betrachtet werden.

Tabelle 9 gibt einen Überblick über die entwickelten Berechnungsansätze. Deren Herleitung kann den Kapiteln 7.2.2 und 7.4.1 entnommen werden. Die Ergebnisse der hybriden Modellierung zeigen für alle betrieblichen und konstruktiven Varianten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Berechnungsansätzen (vgl. Kapitel 7.3 und Kapitel 7.4). Die maximalen Abweichungen liegen bei der rauen Variante (vgl. Kapitel 7.4.3).

In Ergänzung zu den berechneten maximalen Wasserständen (Formel 42) muss zur Berechnung des Freibords ein weiterer Sicherheitszuschlag addiert werden. Die Größe dieses Sicherheitszuschlages hängt von verschiedenen Faktoren ab. Für konventionelle Pumpspeicherwerke gibt die DIN einen minimalen Freibord von 1 m an, der Sicherheitszuschlag liegt bei 0.5 m. Dieser hängt von Windstau, Wellenauflauf und Eisstau ab, Bemessungsfall ist der Hochwasserfall (DIN 19700-14). Im unterirdischen Reservoir hängt der Freibord nur vom maximalen Wasserstand ab (Luftdruck eingeschlossen), weshalb dieser geringer als 0.5 m gewählt werden kann. Erfahrungen mit dem unterirdischen Bereich des Pumpspeicherwerks Nassfeld zeigen, dass 0.2 m für eine gezielte Be- und Entlüftung ausreichen, weshalb dieser Wert als angemessen gesehen wird (SEIWALD 2016). Die Berechnung der Wellengeschwindigkeit und der Dauer der Reservoir-Schwingung hängt maßgeblich von der korrekten Bestimmung der ersten Wellenhöhe ab. Mit dem berechneten Wert kann eine Planung erfolgen, allerdings empfiehlt es sich, wie auch bei konventionellen Pumpspeicherwerken für die Bestimmung der Wasserschloss-Schwingungen üblich, die Schwingungsdauer vor Realisierung zu prüfen (GIESECKE ET AL. 2014, S. 363ff). Dies kann z. B. mit experimentellen Untersuchungen oder auch mit dem entwickelten, validierten numerischen 3D-Modell erfolgen (vgl. Kapitel 5.3).

Tabelle 9: Entwickelte Berechnungsansätze

PARAMETER	GLEICHUNG	ERLÄUTERUNG		NR	
GLOBAL	$WSP_{1,GLOBAL} = WSP_0 + \frac{Q \cdot t}{A_{GRUND}}$	Zeitabhängiger Mittelwert des Wasserstands		38	
LOKAL	$h_{1,LOKAL,MAX} = h_0 + \frac{v_{ROHR} \cdot \sin(30^\circ) \cdot A_{DIFFUSOR}}{\sqrt{g} \cdot h_0 \cdot D_{EINLAUFKANAL}}$	für	Lokales Maximum des Wasserstands für die erste Welle im Einlaufkanal = Gesamtmaximum, falls der Grenzwert für die Reservoir-Länge nicht überschritten wird		42
	$L \leq \frac{c \cdot A \cdot (h_{1,LOKAL,MAX} - h_0)}{Q}$			43	
	$h_{1,GLOBAL,MAX} = h_0 + \frac{Q \cdot T}{A_{GRUND}}$	für	Maximum des globalen Wasserstands für eine Reservoirschwingung, das bei Überschreitung des Grenzwertes für die Reservoir-Länge maßgebend ist		46
	$L \geq \frac{c \cdot A \cdot (h_{1,LOKAL,MAX} - h_0)}{Q}$			43	
	$\frac{\frac{h_{1,LOKAL,MAX}}{h_0} + 0.35}{1.51} \sqrt{gh_0} \leq c \leq \sqrt{\frac{(2 \frac{h_{1,LOKAL,MAX}}{h_0} + 1)^2 - 1}{8}} \sqrt{gh_0}$		Grenzwerte für die Wellengeschwindigkeit nach ANDERSEN (1978) und LIGHTHILL (1978)		44
	$\frac{2\sqrt{8} \cdot L}{\sqrt{gh_0} \sqrt{(2 \frac{h_{1,LOKAL,MAX}}{h_0} + 1)^2 - 1}} \leq T \leq \frac{3.02 \cdot L}{\sqrt{gh_0} (\frac{h_{1,LOKAL,MAX}}{h_0} + 0.35)}$		Dauer der Reservoirschwingung		45

7.6 Zwischenfazit

In diesem Kapitel wurde gezeigt, welche Wellenarten in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs auftreten können, welche Charakteristik diese aufweisen und wie die Wellen lokal die globalen Effekte überlagern. In Ergänzung zu den Abhängigkeiten der globalen Effekte von Durchfluss, Initialwasserstand und Grundfläche hängen die lokalen Prozesse zusätzlich von weiteren konstruktiven Parametern ab, die erläutert wurden. Allgemeingültige Berechnungsansätze konnten entwickelt werden und zeigten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Untersuchungsergebnissen. Dennoch muss angemerkt werden, dass Veränderungen der Randbedingungen zu Einschränkungen der Anwendbarkeit der Formeln führen könnten.

8 Anwendungsbeispiel

Die für unterirdische Pumpspeicherreservoirs entwickelten prozessbasierten, generischen Berechnungsansätze stellen die Grundlage für deren sinnvolle Planung und Projektierung dar (vgl. Kapitel 6 und Kapitel 7). Bevor die Speicher realisiert werden, sollten aufgrund projektspezifischer Besonderheiten (betriebl. und konstruktiv) ergänzende hydrodynamische Untersuchungen zur Präzisierung der Berechnungsergebnisse durchgeführt werden. Eine beispielhafte Anwendung der Berechnungsansätze wird in diesem Kapitel dargestellt.

Für den Größenvergleich wurde eines der weltweit modernsten Pumpspeicherwerke herangezogen, das Kopswerk II. Die Besonderheit des Speicherkraftwerks der Vorarlberger Illwerke ist die betriebliche Einsatzfähigkeit, die an die derzeitigen Energiemarktbedingungen angepasst ist. In Ergänzung zur Erzeugung von Spitzenenergie ist die Bereitstellung von Regelenergie für das Kopswerk II wesentlich, die Regelfähigkeit im Turbinen- und Pumpenbetrieb beträgt zwischen 0% bis 100% (Vorarlberger Illwerke 2016). Die drei Maschinensätze (jeweils Speicherpumpen und Peltonturbinen getrennt) liefern eine Turbinen-Nennleistung von 525 MW, bei einem Durchfluss von 75.9 m³/s, eine Pumpen-Nennleistung von 480 MW, bei einem Durchfluss von 57.9 m³/s. Durch hydraulische Anfahrwandler kann sekundenschnell von Stillstand auf Turbinen- und Pumpenbetrieb umgeschaltet werden (VOITH 2016). Das Unterbecken hat ein Nutzvolumen von 1.1 Mio. m³ bei einer Differenz zwischen minimalem Absenkeziel und maximalem Stauziel von 14 m. Dieses Unterbecken soll hier im Beispiel durch ein unterirdisches Reservoir ersetzt werden.

Um die Auswirkungen einer erfolgreichen Planung und Projektierung deutlich zu machen, wurden drei Beispiele für die Konstruktion der unterirdischen Reservoirs gewählt, sodass die unterschiedlichen Ergebnisse zur maximalen Wellenhöhe und zur Dauer der Reservoirschwingungen deutlich werden. Es handelt sich um ein Reservoir mit einem langen Kanal (Beispiel I), um ein Reservoir mit sechs in eine Richtung vom Einlaufkanal abzweigenden Kanälen (Beispiel II) und um ein Reservoir mit zwölf Kanälen, jeweils sechs vom Einlaufkanal auf jede Seite abzweigend (Beispiel III).

Der Durchfluss von 75.9 m³/s entspricht etwa dem hier untersuchten Referenz-Durchfluss von 0.001 m³/s, bei einem Längenmaßstab von 90 ($Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{s} * 90^{5/2} = 76.84 \text{ m}^3/\text{s}$). Tabelle

10 zeigt die Abmessungen der drei Beispiele, die ein Nutzvolumen von 1079082 m³ besitzen sollen, bei einheitlichem min. Absenkeziel und max. Stauziel. Die bauliche Höhe sowie die Dauer der Reservoir-Schwingung werden durch die Berechnungsansätze bestimmt.

Tabelle 10: Merkmale für drei beispielhafte unterirdische Pumpspeicherreservoirs (Vergleich zum Unterbecken des Kopswerk II)

Merkmale			Beispiel I	Beispiel II	Beispiel III
Querschnittsfläche des Diffusors (Austritt)	A _{DIFFUSOR}	[m]	22	22	22
Winkel Diffusor	α	[°]	30	30	30
Durchfluss	Q	[m ³ /s]	77	77	77
Austrittsgeschwindigkeit Diffusor	v _{DIFFUSOR}	[m/s]	3.5	3.5	3.5
Anzahl Kanäle	n _{KANÄLE}	[-]	1	6	12
Länge Kanäle	L _{KANAL}	[m]	5249	1137	551
Länge Einlaufkanal	L _{EINLAUFKANAL}	[m]	0	261	261
Länge Verbindungskanal	L _{VERBINDUNG}	[m]	0	212	423
Breite Einlaufkanal	b _{EINLAUFKANAL}	[m]	0	12.7	12.7
Kanalbreite	b _{KANAL}	[m]	12.7	9	9
Breite Verbindungskanal	b _{VERBINDUNG}	[m]	0	9	9
Grundfläche Reservoir	A _{GRUND}	[m ²]	66610	66610	66610
(Maximaler) Initialwasserstand = Initialwasserspiegel	WSP ₀	[m]	1.8	1.8	1.8
Initialwasserstand im Endbereich der Reservoirs	h _{0,ENDE}	[m]	0.5	0.5	0.5
Mittlerer Initialwasserstand	h _{0,MW}	[m]	1.2	1.2	1.2
Maximales Stauziel	WSP ₁	[m]	18	18	18
Nutzvolumen Reservoir	V _{NUTZ,RESERVOIR}	[m ³]	1079082	1079082	1079082

Zur Berechnung des maximalen Wasserstandes sind folgende fünf Berechnungsschritte nötig:

- (I) Berechnung des **maximalen Wasserstands** für einen Füllbeginn bei maximalem Initialwasserstand

$$h_{1,LOKAL,MAX} = 18 \text{ m} + \frac{\sin(30^\circ) \cdot 3.5 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 22 \text{ m}^2}{12.7 \text{ m} \cdot \sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 18 \text{ m}}} = 18.23 \text{ m}$$

(II) Berechnung der Grenzwerte für die **Wellengeschwindigkeit**

$$\frac{\frac{18.23 \text{ m}}{17.75 \text{ m}} + 0.35}{1.51} \sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 17.75 \text{ m}} = 12.03 \frac{\text{m}}{\text{s}} \leq \mathbf{c} \leq \sqrt{\frac{\left(2 \frac{18.23 \text{ m}}{17.75 \text{ m}} + 1\right)^2 - 1}{8}} \sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 17.75 \text{ m}} = 13.46 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

(III) Berechnung der **Grenzlänge** für eine Reservoir-Schwingung

$$L \leq \frac{12.03 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 66610 \text{ m}^2 \cdot 0.23 \text{ m}}{77 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 2375 \text{ m}$$

Beispiel I: $5249 \text{ m} \geq 2375 \text{ m} \rightarrow$ Grenzlänge überschritten

Beispiel II: $1137 \text{ m} \leq 2375 \text{ m}$

Beispiel II: $551 \text{ m} \leq 2375 \text{ m}$

(IV) Berechnung der Grenzwerte für die **Dauer der Reservoir-Schwingung**

$$\frac{2 \cdot 5249 \text{ m}}{13.46 \frac{\text{m}}{\text{s}}} \leq \mathbf{T} \leq \frac{2 \cdot 5249 \text{ m}}{12.03 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

Beispiel I: $780 \text{ s} \leq \mathbf{T} \leq 872 \text{ s}$

(V) Berechnung der **maximalen Wellenhöhe** für Beispiel I

$$h_{1,\text{MAX,GLOBAL}} = 18 \text{ m} + \frac{77 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cdot 872 \text{ s}}{66610 \text{ m}^2} = 19 \text{ m}$$

Für die Bestimmung des **Freibords** wird zum maximalen Wasserstand ein Sicherheitszuschlag von 0.2 m addiert (vgl. Kapitel 7.5). Damit ergibt sich für Beispiel I eine Höhe von 19.19 m und für die Beispiele II und III eine Höhe von 18.43 m. Für das Gesamtvolumen ergibt sich durch die konstruktiven Unterschiede eine Differenz von 5023.60 m³.

Im Folgenden werden die drei Schritte zur Berechnung der jeweils maximalen Dauer der Reservoir-Schwingung gezeigt:

(I) Berechnung der **maximalen Wellenhöhe** für einen Füllbeginn bei minimalem Initialwasserstand

$$h_{1,\text{LOKAL,MAX}} = 1.8 \text{ m} + \frac{\sin(30^\circ) \cdot 3.5 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 22 \text{ m}^2}{12.7 \text{ m} \cdot \sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1.8 \text{ m}}} = 2.52 \text{ m}$$

(II) Berechnung der Grenzwerte für die **Wellengeschwindigkeit**

$$\frac{\frac{2.52 \text{ m}}{1.2 \text{ m}} + 0.35}{1.51} \sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1.2 \text{ m}} = 5.57 \frac{\text{m}}{\text{s}} \leq c \leq \sqrt{\frac{\left(2 \frac{2.52 \text{ m}}{1.2 \text{ m}} + 1\right)^2 - 1}{8}} \sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1.2 \text{ m}} = 6.2 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

(III) Berechnung der Grenzwerte für die **Dauer der Reservoir-Schwingung**

$$\frac{2\sqrt{8} \cdot L}{\sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1.2 \text{ m} \sqrt{\left(2 \frac{2.52 \text{ m}}{1.2 \text{ m}} + 1\right)^2 - 1}}} \leq T \leq \frac{3.02 \cdot L}{\sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1.2 \text{ m} \left(\frac{2.52 \text{ m}}{1.2 \text{ m}} + 0.35\right)}}$$

Beispiel I: $1695 \text{ s} \leq T \leq 1885 \text{ s}$

Beispiel II: $451 \text{ s} \leq T \leq 502 \text{ s}$

Beispiel III: $262 \text{ s} \leq T \leq 292 \text{ s}$

Die Dauer der Reservoir-Schwingungen unterscheidet sich in den drei Beispielen stark. Kurze Dauern sind zu bevorzugen und ermöglichen schnellere Betriebswechsel, wie sie beispielsweise im Kopswerk II stattfinden.

Abbildung 76 zeigt die drei Beispiele inklusive Abmessungen. Die Relevanz der Kenntnis der hydrodynamischen Prozesse und einer sinnvollen Planung und Projektierung wird durch die Unterschiede der Anwendungsbeispiele deutlich.

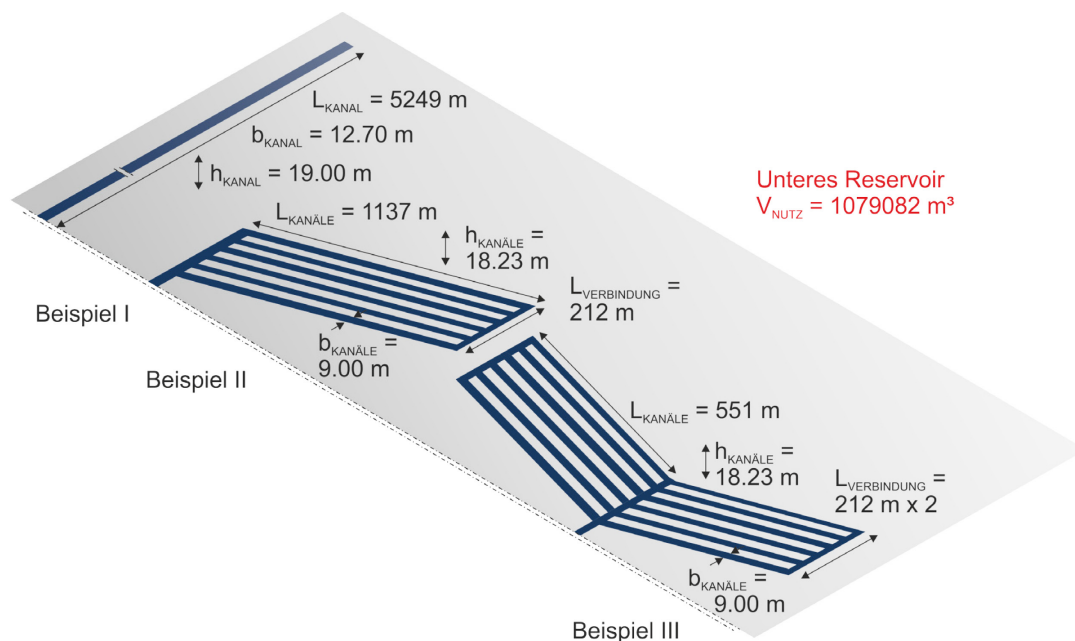


Abbildung 76: Abmessungen für drei beispielhafte unterirdische Pumpspeicherreservoirs (Vergleich zum Unterbecken des Kopswerk II)

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurden erstmalig die in möglichen unterirdischen Pumpspeicherreservoirs auftretenden hydrodynamischen Prozesse dargestellt. Trotz zahlreicher Konzeptideen und der Erkenntnis der Relevanz der hydrodynamischen Prozesse in UPSR wurden diese bis zu den hier durchgeführten Untersuchungen nicht erforscht. Auf Basis einer Schrifttumsanalyse, Erkenntnissen aus Experteninterviews und eigenen Überlegungen wurde ein Konzept zur grundlegenden Bestimmung der hydrodynamischen Prozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs entwickelt. Es handelt sich um ein Kanalsystem, in dem ein Freispiegelabfluss vorliegt, der durch eine ausreichende Belüftung immer gewährleistet wird. Das Konzept beinhaltet die Variation relevanter betrieblicher Einflussparameter (Durchfluss, Wasserstand) und relevanter konstruktiver Einflussparameter (Abzweige, Richtungsänderungen, Querschnittsänderungen, Sohlgefälle und Rauheit). Zwingend erforderlich sind die Kenntnis der maximalen Wasserstände zur konstruktiven Bemessung (Freibord) und die Kenntnis der Wellengeschwindigkeiten und Schwingungsdauern zur betrieblichen Bemessung (Reservoir-Dämpfung). Die Umsetzung erfolgte durch eine hybride Modellierung, die hier eine Kombination aus experimentellen und numerischen 3D- und 2D-Untersuchungen darstellt. Mögliche Modell- und Maßstabeffekte wurden aufgezeigt und durch die Kombination der unterschiedlichen Methoden minimiert.

Die hydrodynamischen Prozesse wurden hier in globale Strömungseffekte und lokale Strömungsprozesse unterschieden. Dabei sind unter globalen Effekten die zeitabhängigen Mittelwerte der Messergebnisse zu verstehen, die während des Turbinen- und Pumpenbetriebs von unterirdischen Pumpspeicherwerken auftreten können. Es handelt sich dabei speziell um Füllungen und Leerungen der Reservoirs sowie Füll- und Leerstopps. Lokale Strömungsprozesse sind einzelne, örtlich auftretende Strömungsprozesse, die während des Betriebs entstehen, sie überlagern die globalen Effekte. Die Relevanz der lokalen Prozesse wurde aufgrund der maximalen Abweichungen zu den globalen Effekten bestimmt. Diese sind für die Füllung am größten, weshalb der Kernpunkt der Analyse der lokalen Prozesse auf diesem Vorgang lag.

Die Änderungen der Wasserstandsverhältnisse wurden als zeitabhängige Mittelwerte aufgezeigt. Der Anstieg der Wasserstandsverhältnisse hängt bei der hier konstant angenommenen Grundfläche der Reservoirs von den betrieblichen Parametern ab, die konstruktiven Parameter beeinflussen den zeitabhängigen Mittelwert nicht. Die aufgezeigte Formel ist grundsätzlich für alle Betriebszustände und für alle konstruktiven Parameter anwendbar. Jedoch unterscheiden sich die Abweichungen von den zeitabhängigen Mittelwerten stark, weshalb die Kenntnis der lokalen Strömungsprozesse unbedingt notwendig ist. Fließ- und Wellengeschwindigkeiten variieren lokal und hängen vor allem von konstruktiven Parametern ab, weshalb sie nicht grundlegend als zeitabhängige Mittelwerte dargestellt werden können. Die Notwendigkeit der Ergänzung der globalen Effekte um die Größe der lokalen Prozesse wurde deutlich.

Lokal bilden sich Schwallwellen, die sich verformen. Es kommt zu einer Auflösung in Einzelwellen und zu brechenden Wellen mit und ohne Sekundärwellen. Die Einzelwellen konnten keiner Theorie exakt zugeordnet werden, fanden aber eine gute Übereinstimmung zur cnoidalen Wellentheorie und zur Einzelwellentheorie. In Abhängigkeit der Froude-Zahl vor der Wellenentstehung konnten die Wasserstandsverhältnisse dargestellt werden und befanden sich meist innerhalb der Grenzen der Wechselsprungtheorie und der cnoidalen Wellentheorie (LIGHTHILL 1978; ANDERSEN 1978). Die Einteilung der Wellen in Wellenarten mithilfe bekannter Grenzwerte für die Froude-Zahl vor der Wellenentstehung stimmte weitestgehend mit den Versuchsergebnissen überein (LENG UND CHANSON 2015; FAVRE 1938). Die Maximalwerte der Wasserstände für das gesamte Reservoir traten bei der jeweils ersten Welle im Einlauf- und Anfangsbereich auf, weshalb die Berechnungsformeln hierfür entwickelt wurden. Nach der Reflexion am Ende der Reservoirs wurde in keinem der Versuche der maximale Anfangswasserstand überschritten. Aufgrund der stark unterschiedlichen Wellengeschwindigkeiten wurden die Berechnungsformeln für die Reservoir-Dämpfung so entwickelt, dass diese für das gesamte Reservoir gültig sind. Die betrieblichen Parameter Durchfluss und Wasserstand haben in Ergänzung zur Beeinflussung der globalen Effekte einen signifikanten Einfluss auf die lokalen Prozesse. Wasserstände und Wellengeschwindigkeiten werden so stark verändert, dass es zu einer Beeinflussung der Wellenarten kommen kann. Die konstruktiven Parameter Abzweige, Richtungsänderungen und Querschnittsänderungen beeinflussen den maximalen Wasserstand und die Wellenart im Anfangsbereich. Außerdem führen sie zu einer Veränderung der Länge der einzelnen Kanäle, die einen signifikanten Einfluss auf die Dämpfung der Wellen in den Reservoirs hat. Im weiteren Verlauf hat das Sohlgefälle, das bei einer veränderlichen Konstruktion vor allem durch die Länge der einzelnen Kanäle variiert wird, einen erheblichen Einfluss auf die Prozesse. Ohne Sohlgefälle kam es bei keinem der Versuche zu einem Branden der Schwallwellen, die Wasserstandsverhältnisse unterschritten wesentlich die der Kanalsysteme mit größerem Sohlgefälle. Auch die Rauheit der Kanalwandungen beeinflusste die Wellenentstehung. Wellen wurden schneller gedämpft und es kam zu einer Veränderung der Wellenart beim rauen Reservoir im Vergleich zum glatten Reservoir. Es konnte

damit gezeigt werden, dass eine starke gegenseitige Abhängigkeit der einzelnen betrieblichen und konstruktiven Parameter besteht. Die Analyse ermöglichte eine Entwicklung von dimensionslosen Berechnungsformeln, die durch Ergänzung von Sicherheitsfaktoren als Bemessungsansätze dienen können.

9.2 Bewertung der wesentlichen Ergebnisse

Der aktuelle Wissensstand konnte aufgrund der durchgeführten Untersuchungen und Analysen erheblich erweitert werden. Es ist nun bekannt, dass die Kenntnisse der lokalen Prozesse in unterirdischen Pumpspeicherwerken für deren Bemessung unbedingt notwendig sind, und die Kenntnisse der globalen Effekte nicht ausreichen. Die auftretenden Wellenarten wurden aufgezeigt und die maximalen Wasserstände sowie die Wellendämpfung in den Reservoirs quantifiziert und Formeln entwickelt.

Durch die hybride Modellierung und die umfangreiche Qualitätskontrolle sind die Fehler der Messungen und Simulationen gering und der Nutzen der Untersuchungsergebnisse wird besonders hoch eingestuft. Aus den numerischen Simulationen konnten alle notwendigen Ergebnisse extrahiert werden, im experimentellen Modellversuch mussten die Messwerte mit diesen ergänzt werden. Es handelt sich dabei speziell um eine Ergänzung zusätzlicher Messpositionen für Wasserstände und um weitere dreidimensionale Geschwindigkeitsmessungen im numerischen Modell. Diese Ergebnisse sind für Versuche, die nur experimentell durchgeführt wurden, nicht vorhanden. Bei der Analyse der Ergebnisse wird der Fehler als gering eingeschätzt, der Vergleich mit existierenden Theorien und Versuchsergebnissen bestätigt die Korrektheit der Schlussfolgerungen.

Die Konzeptionierung des Betriebs und der Konstruktion unterirdischer Pumpspeicherreservoirs hatte zum Ziel, Extremsituationen abzudecken. Beispielsweise sind die Durchflüsse im Vergleich zum Reservoir-Volumen groß. Die betriebliche Bemessung liegt daher auf der sicheren Seite, allerdings könnte es zu Überdimensionierungen kommen, die gerade beim unterirdischen Aufbau zu einer erheblichen Kostenerhöhung führen würden. Die untersuchten konstruktiven Einflussparameter stellen eine Auswahl an konstruktiven Varianten dar, die ebenfalls Extremsituationen abdecken. Für eine zukünftige Planung und Bemessung kann es sowohl bei der Nutzung bestehender Hohlräume, als auch beim Neubau zu bestimmten Einschränkungen in der Konstruktion der Reservoirs kommen, und somit zu Abwandlungen der untersuchten Geometrien. Dies gilt ebenfalls für die Dimensionierung der Reservoirs. Die hier untersuchten Modelle haben im Verhältnis zu derzeit existierenden Pumpspeicherwerken kleine Abmessungen. Bei einer Skalierung müssen unbedingt die in dieser Arbeit aufgezeigten Modell- und Maßstabeffekte beachtet werden. Diese Faktoren müssen bei Anwendung der entwickelten Formeln unbedingt berücksichtigt werden um eine fehlerhafte Nutzung zu

vermeiden. Weitere Forschungs- und Entwicklungsarbeiten könnten die Kenntnisse erweitern, Vorschläge werden im nachfolgenden Kapitel vorgestellt.

9.3 Zukünftiger Forschungs- und Entwicklungsbedarf

Die Arbeit stellt die weltweit ersten Untersuchungen zu hydrodynamischen Prozessen in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs dar, wodurch der Bedarf an zukünftige Forschungs- und Entwicklungsarbeiten deutlich wurde.

Derzeit müssen Pumpspeicherwerke schnelle Wechsel der Betriebsvorgänge ermöglichen, um den Anforderungen des derzeitigen Energieversorgungssystems mit einem hohen Anteil an Erneuerbaren Energien gerecht zu werden. In Ergänzung zur Kenntnis der Schwingungsdauern sind die Auswirkungen schneller Wechsel der Füll- und Leervorgänge auf die hydrodynamischen Prozesse, bei noch nicht gedämpften Wasserspiegelschwankungen, von besonderer Bedeutung. Dabei ist die Kenntnis der hydrodynamischen Prozesse des Leervorgangs bei Erreichen des minimalen Absenkziels besonders relevant, sodass ein Lufteintrag vom Freispiegelabfluss in die Rohrleitungen und damit Kavitation vermieden wird.

Konstruktiv sind ergänzende Randbedingungen, die untertage auftreten, zu untersuchen. Das System muss als geschlossenes System mit einer ausreichenden Luftzufuhr und Luftabfuhr funktionieren. Dabei müssen thermodynamische Eigenschaften integriert werden. In Ergänzung zu einer konventionellen Belüftung können in einem nächsten Schritt weitere Optionen, wie z. B. die Idee von geschlossenen Systemen mit Druckluft mit in die Konzeptionierung integriert werden.

Des Weiteren sollte ein besonderes Augenmerk auf das Material im Untergrund gelegt werden und die Wechselwirkungen mit dem Fluid. Die Interaktionen können zwischen Beton und Wasser, aber auch Gesteinen und unterschiedlichen Fluiden stattfinden. Erste Unterschiede konnten durch Variation der Rauheit aufgezeigt werden. Die Ergebnisse zeigen einen großen Einfluss der Rauheit der Kanalwandungen auf die lokalen Prozesse, wodurch der Bedarf an weiteren Untersuchungen aufgezeigt wurde.

Um den Einfluss der besonderen Eigenschaften untertage auf die identifizierten Prozesse der in Einzelwellen aufgelösten Schwallwellen, brechenden Wellen mit und ohne Sekundärwellen exakt zu identifizieren, sollten ergänzende Untersuchungen zu Modell- und Maßstabeffekten durchgeführt werden. Die Betrachtung der thermodynamischen Effekte, wie die Betrachtung verschiedener Materialien wird dabei zu Besonderheiten führen.

Literaturverzeichnis

- Abwasserkanäle, Abwasserleitungen, Planung, Verlegung, Betrieb, Sanierung. Normen (2015). 10. Aufl., Stand der abgedr. Normen: Oktober 2014. Berlin, Wien [Österreich], Zürich [Schweiz]: Beuth (DIN-Taschenbuch, 13,4).
- Abwassertechnik. Normen (2015). 5. Aufl., Stand der abgedr. Normen: November 2014. Berlin, Wien [Österreich], Zürich [Schweiz]: Beuth (DIN-Taschenbuch, 13/5, früher 259).
- ADAMEK, F.; ROTERING, N.; SAUER, D. U.; STERNER, M.; WELLBOW, W.; AUNDRUP, T. ET AL. (2012): Energiespeicher für die Energiewende. Speicherungsbedarf und Auswirkungen auf das Übertragungsnetz für Szenarien bis 2050: Studie der Energietechnischen Gesellschaft im VDE (ETG). VDE (Hg.). Frankfurt.
- AIGNER, D.; BOLLRICH, G. (2012): Handbuch der Hydraulik. 1. Aufl. Berlin: Beuth (Bauwesen: Wissen).
- AIGNER, D.; CARSTENSEN, D. (Hg.) (2015): Technische Hydromechanik 2. Spezialfälle. 2., vollst. überarb. Aufl. Berlin, Wien [Österreich], Zürich [Schweiz]: Beuth.
- ALLEN, R. D.; DOHERTY, T. J.; FOSSUM, A. F. (1982): Geotechnical Issues and Guidelines for Storage of Compressed Air in Excavated Hard Rock Caverns: Technical Report prepared for the U.S. Department of Energy. Pacific Northwest Laboratory. Washington [USA].
- ALLEN, R. D.; DOHERTY, T. J.; KANNBERG, L. D. (1984): Underground Pumped Hydroelectric Storage: Prepared for the U.S. Department of Energy. Pacific Northwest Laboratory. Washington [USA].
- ALVARADO MONTERO, R.; NIEMANN, A.; WORTBERG, T. (2015): Underground Pumped-Storage Hydroelectricity using existing Coal Mining Infrastructure. In: MYNETT, A.; CROSATO, A.; BRANDIMARTE, L. UND ROELVINK, D. (Hg.): Deltas of the Future (and what happens upstream). Proceedings of the 36th IAHR World Congress. 36th IAHR World Congress. Delft [Niederlande], 28. Juni-2. Juli. IAHR, S. 1–8.

-
- AMRO, M.; HÄFNER, F. (2013): Energiespeicherung und -bevorratung als nationale Aufgabe. In: *Energiewirtschaftliche Tagesfragen* 63 (10), S. 48–51.
- ANDERSEN, V. M. (1978): Undular Hydraulic Jump. In: *Journal of the Hydraulics Division* 104 (HY8), S. 1185–1188.
- AOKI, K. (2004): Out of Sight. Pumped Storage Kannagawa. Kyoto [Japan]. Online verfügbar unter <http://www.waterpowermagazine.com/features/featureout-of-sight>, zuletzt geprüft am 15.12.2015.
- ASCE, M.; UDDIN, N. (2003): Preliminary design of an underground reservoir for pumped storage. In: *Geotechnical and Geological Engineering* 21 (4), S. 331–355.
- AUTODESK (2013): AutoCAD: CAD Software.
- BATES, P. D.; LANE, S. N.; FERGUSON, R. I. (2005): Computational fluid dynamics. Applications in environmental hydraulics. Hoboken [USA]: J. Wiley.
- BECK, H.-P.; SCHMIDT, M. (Hg.) (2011): Windenergiespeicherung durch Nachnutzung stillgelegter Bergwerke. Abschlussbericht. Hannover, Clausthal-Zellerfeld.
- BEFFA, C. J. (1994): Praktische Lösung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen: Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich [Schweiz]. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie.
- BENET, F.; CUNGE, A. J. (1971): Analysis of experiments on secondary undulations caused by surge waves in trapezoidal channels. In: *Journal of Hydraulic Research* 9 (1), S. 11–33.
- BERNDT, H.; HERMANN, M.; KREYE, H. D.; REINISCH, R.; SCHERER, U.; VANZETTA, J. (2009): TransmissionCode 2007. Anhang D: Unterlagen zur Präqualifikation für die Erbringung von Regelleistung für die ÜNB. 1.1. Aufl. Verband der Netzbetreiber VDN e.V. beim VDEW (Hg.). Berlin.
- BMJV (2015): Gesetz über die Elektrizitäts- und Gasversorgung. EnWG, vom 07.08.2013 (§1).
- BMU (Hg.) (2013): Forschungsjahrbuch Erneuerbare Energien 2012. Forschungsberichte im Überblick. Berlin.
- BMWi (2015): Ein Strommarkt für die Energiewende. Ergebnispapier des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie (Weißbuch). Berlin.

-
- BOGNER, A. (Hg.) (2009): Experteninterviews. Theorie, Methoden, Anwendungsfelder. 3. Aufl. Wiesbaden: Springer.
- BÖHLE, M. (2012): Prandtl - Führer durch die Strömungslehre. Grundlagen und Phänomene. 13., überarb. Aufl. Oertel, H. (Hg.). Wiesbaden: Springer Vieweg.
- BOLLRICH, G.; AIGNER, D. (2000): Hydraulisches Versuchswesen. In: MARTIN, H. (Hg.): Technische Hydromechanik 4. Hydraulische und numerische Modelle. 1. Aufl. Berlin: Verl. Bauwesen, S. 1–56.
- BOUSSINESQ, J. (1871): Théorie de l'intumescence liquide appelée onde solitaire ou de translation se propageant dans un canal rectangulaire. In: *Comptes Rendus Acad. Sci* (72), S. 755–759.
- CHANSON, H. (2010): Unsteady Turbulence in Tidal Bores: Effects of Bed Roughness. In: *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 136 (5), S. 247–256.
- CHANSON, H. (2012): Tidal Bores, Aegir, Eagre, Mascaret, Pororoca. Theory and Observations. Singapur [Singapur]: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- CHANSON, H.; MONTES, J. S. (1995): Characteristics of Undular Hydraulic Jumps: Experimental Apparatus and Flow Patterns. In: *Journal of Hydraulic Engineering* 121 (2), S. 129–144.
- CHAS. T. MAIN, INC. (1978): Underground Hydroelectric Pumped Storage: An Evaluation of the Concept. Boston [USA].
- CHAS. T. MAIN, INC. (1982): Report on Technical Feasibility of Underground Pumped Hydroelectric Storage in a Marble Quarry Site in the Northeast United. Springfield [USA].
- CHEN, H. H.; BERMAN, I. A. (Hg.) (1981): Planning an underground pumped hydro project for the Commonwealth Edison Company. Intersociety Energy Conversion Engineering Conference. Atlanta [USA], 9.-14. August. American Society of Mechanical Engineers. New York (3).
- CHESNOKOV, S. A.; SHEINMAN, L. B. (1989): Problems of creating high-head pumped storage stations with an underground lower reservoir. In: *Hydrotechnical Construction* 23 (9), S. 564–568.
- CHIU, H. H.; RODGERS, L. W.; SALEEM, Z. A.; AHLUWALIA, R. K.; KARTSOUNES, G. T.; AHRENS, F. W. (1979): Mechanical Energy Storage Systems: Compressed Air and Underground Pumped Hydro. In: *Journal of Energy* 3 (3), S. 131–139.

-
- DAILY, J. W.; STEPHAN, S. C. (1952): The Solitary Wave - Its Celerity, Profile, Internal Velocities and Amplitude Attenuation: Technical Report No. 8. Washington D.C. [USA].
- DARCY, M. H.; BAZIN, M. H. (Hg.) (1865): Recherches Hydrauliques. Paris [Frankreich]: Dunod.
- DE SAINT VENANT, B. (1871): Théorie du Mouvement Non Permanent des Eaux, avec Application aux Crues des Rivières et à l'Introduction des Marées dans leur Lit. In: *Comptes Rendus* 73.
- DOUGLAS, T. H. (Hg.) (1990): Pumped storage. Proceedings of the conference. The Institution of Civil Engineers. London [Großbritannien]: Telford.
- FAVRE, A. (1938): Contribution a l'etude expérimentale des mouvements hydrodynamiques a deux dimensions: Dissertation. Université Paris, Paris [Frankreich]. Faculté des sciences de l'université de Paris.
- FEIFEL, E. (1918): Ueber die veränderliche, nicht stationäre Strömung in offenen Gerinnen, insbesondere über Schwingungen in Turbinen-Triebkanälen. In: *Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens* (205).
- FERZIGER, J. H.; PERIĆ, M. (2008): Numerische Strömungsmechanik. Berlin, Heidelberg: Springer.
- FESSENDEN, R. A. (1917): Patent US1247520 - System of storing power. Massachusetts [USA]. Online verfügbar unter <https://www.google.sc/patents/US1247520>, zuletzt aktualisiert am 07.06.1907, zuletzt geprüft am 17.07.2014.
- Flow Science (2014): FLOW-3D: CFD Software.
- FRANK, J. (1957): Nichtstationäre Vorgänge in den Zuleitungs- und Ableitungskanälen von Wasserkraftwerken. 2. Aufl. Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer.
- FRAZAO, S. S.; ZECH, Y. (2002): Undular bores and secondary waves. Experiments and hybrid finite-volume modelling. In: *Journal of Hydraulic Research* 40 (1), S. 33–43.
- FÜRSTENWERTH, D.; WALDMANN, L. (2014): Stromspeicher in der Energiewende. Untersuchung zum Bedarf an neuen Stromspeichern in Deutschland für den Erzeugungsausgleich, Systemdienstleistungen und im Verteilnetz. Agora Energiewende (Hg.). Berlin.
- FURUYAMA, S.-I.; CHANSON, H. (2010): A Numerical Simulation of a Tidal Bore Flow. In: *Coastal Engineering Journal* 52 (3), S. 215–234.

-
- GIESECKE, J.; HEIMERL, S.; MOSONYI, E. (2014): Wasserkraftanlagen. Planung, Bau und Betrieb. 6., akt. und erw. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer Vieweg.
- GLÄSER, J.; LAUDEL, G. (2010): Experteninterviews und qualitative Inhaltsanalyse. Als Instrumente rekonstruierender Untersuchungen. 4. Aufl. Wiesbaden: VS Verlag für Sozialwiss.
- GÖBEL, N. (1984): Beitrag zur Hydromechanik von Schwall- und Sunkwellen: Dissertation. Universität Karlsruhe, Karlsruhe. Institut für Wasserbau und Kulturtechnik.
- GREENSHIELDS, C. J. (2015): OpenFOAM. User Guide: Version 2.4.0.
- GRIMSHAW, R. H.; KAMACHATNOV, A. M. (2007): Evolution of solitary waves and undular bores in shallow-water flows over a gradual slope with bottom friction. In: *Journal of Fluid Mechanics* (585), S. 213–244.
- GUBIN, F. F.; GUBIN, M. F. (1973): Use of Pumped-Storage Electric Power Stations with Underground Downstream Basins. In: *Hydrotechnical Construction* (2), S. 29–33.
- GUTSCHI, C.; HUBER, C.; KONRAD, W.; STILGER, H. (Hg.) (2011): Simulation der Auswirkungen unterschiedlicher Einsatzstrategien von (Pump-)Speicherkraftwerken auf den Elektrizitätsmarkt. 7. Internationale Energiewirtschaftstagung. TU Wien, 16.-18. Februar. Institut für Elektrizitätswirtschaft und Energieinnovation der TU Graz.
- HAGER, W. H. (2010): Wastewater Hydraulics. Theory and Practice. 2. Aufl. Berlin: Springer.
- HAGER, W. H.; HUTTER, K. (1984): On Pseudo-uniform Flow in Open Channel Hydraulics. In: *Acta Mechanica* (53), S. 183–200.
- HAMMETT, R. D.; HOEK, E. (Hg.) (1981): Design of large underground caverns for hydroelectric projects with particular reference to structurally controlled failure mechanisms. ASCE Spring Convention, Session on Rock Mechanics of Large Hydro Projects. New York [USA], 12. Mai.
- HEA (2015): Global Technology Roadmap. Brüssel [Belgien].
- HENDERSON, M. F. (1966): Open Channel Flow. New York [USA]: Macmillan Publishing.
- HERVOUET, J. M.; VAN HAREN, L. (1994): TELEMAT-2D. Version 3.0: Principle Note. In: *EDF Report HE-43/94/052/A*.

-
- HIRT, C. W.; NICHOLLS, B. D. (1981): Volume of Fluid (VOF) method for dynamics of free boundaries. In: *Journal of Computational Physics* (39), S. 201–221.
- HORNUNG, H. G.; WILLERT, C.; TURNER, S. (1994): The flow field downstream of a hydraulic jump. In: *Journal of Fluid Mechanics* 287, S. 299–316.
- HUNDT, M.; BARTH, R.; SUN, N.; BRAND, H.; VOB, A. (2010): Herausforderungen eines Elektrizitätsversorgungssystems mit hohen Anteilen erneuerbarer Energien: Studie im Auftrag der e.on Energie AG. Institut für Energiewirtschaft und Rationelle Energieanwendung, Universität Stuttgart. Stuttgart.
- HUYNEN, J. (Hg.) (2011): Pumpspeicherwerke im tiefen Untergrund. EnergieSpeicher. Köln, 17. November. Sogecom Energy Holding BV.
- IPPEN, A. T. (Hg.) (1966): Estuary and Coastline Hydrodynamics. Cambridge [USA]: McGraw-Hill Book Company, Inc.
- ISAKSSON, G.; NILSSON, D.; SJOSTRAND, E. (1968): Pumped storage Power Plant with underground Reservoir. In: World Energy Council (Hg.). World Energy Conference. Moskau [Russland].
- ISSA, R. (1985): Solution of the Implicitly Discretized Fluid Flow Equations by Operator-Splitting. In: *Journal of Computational Physics* 62, S. 40–65.
- KEULEGAN, G. H.; PATTERSON, G. W. (1940): Mathematical Theory of Irrational Translation Waves. In: *Journal of Research of the National Bureau of Standards* (24), S. 47–101.
- KHEZRI, N.; CHANSON, H. (2012): Undular and Breaking Bores on Fixed and Movable Gravel Beds. In: *Journal of Hydraulic Research* 50 (4), S. 353–363.
- KOBUS, H. (1974): Anwendung der Dimensionsanalyse in der experimentellen Forschung des Bauingenieurwesens. In: *Die Bautechnik* (3), S. 88–94.
- KOCH, A.; CARSTANJEN, M. (1926): Von der Bewegung des Wassers und den dabei auftretenden Kräften. Grundlagen zu einer praktischen Hydrodynamik für Bauingenieure. Berlin, Heidelberg: Springer.
- KOCH, C.; CHANSON, H. (2005): An Experimental Study of Tidal Bores and Positive Surges: Hydrodynamics and Turbulence of the Bore Front: REPORT CH56/05. The University of Queensland, Brisbane [Australien]. Department of Civil Engineering.

-
- KORTEWEG, D. J.; DE VRIES, G. (1895): On the change of form of long waves advancing in a rectangular canal, and on a new type of long stationary waves. In: *Philosophical Magazine* 5, S. 422–443.
- KOTTMANN, A.; MOSER, H. (1992): Druckstossermittlung in der Wasserversorgung. Essen: Vulkan-Verlag (Schriftenreihe Wasserversorgungs- und Abwassertechnik).
- KRAATZ, W. (1989): Flüssigkeitsstrahlen. In: BOLLRICH, G. (Hg.): Technische Hydromechanik. 1. Aufl. Berlin: Verl. Bauwesen (Bauwesen: Wissen), S. 237–327.
- KRÜGER, K.; ROTERING, N. (2014): Energiewende erfolgreich gestalten durch Pumpspeicherausbau. In: *VGB Powertech* 94 (5), S. 37–45.
- LANGHAAR, H. L. (1946): A Summary of Dimensional Analysis. In: *Journal of the Franklin Institute* 242 (6), S. 459–463.
- LARCHER, M. (2008): Das Dreikammerwasserschloss - als neue Bauform für den Unterwasserbereich von Pumpspeicherkraftwerken: Dissertation. TU Graz, Graz [Österreich]. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft.
- LENG, X.; CHANSON, H. (2015): Unsteady Turbulence during the Upstream Propagation of Undular and Breaking Tidal Bores: An Experimental Investigation: Report CH98/15. University of Queensland, Brisbane [Australien]. School of Civil Engineering.
- LIGHTHILL, J. (1978): Waves in Fluids. In: *Cambridge University Press*, S. 1–504.
- LIU, H.; LI, J.; SHAO, S.; TAN, S. K. (2015): SPH modeling of tidal bore scenarios. In: *Natural Hazards* 75 (2), S. 1247–1270.
- MADLENER, R.; SPECHT, J. M. (2013): An Exploratory Economic Analysis of Underground Pumped-Storage Hydro Power Plants in Abandoned Coal Mines: Working Paper. RWTH Aachen, Aachen. Institute for Future Energy Consumer Needs and Behavior.
- MARIC, T.; HÖPKEN, J.; MOONEY, K. (2014): The OpenFOAM technology primer: Sourceflux.
- MARTIN, H. (2011): Numerische Strömungssimulation in der Hydrodynamik. Grundlagen und Methoden. 1. Aufl. Berlin, Heidelberg [u.a.]: Springer.
- MARTIN, H. (2015): Plötzlich veränderliche instationäre Strömungen in offenen Gerinnen. In: AIGNER, D. UND CARSTENSEN, D. (Hg.): Technische Hydromechanik 2. Spezialfälle. 2., vollst. überarb. Aufl. Berlin, Wien [Österreich], Zürich [Schweiz]: Beuth, S. 17–101.

-
- MEFTAH, M. B.; SERIO, F. D.; MOSSA, M. (2012): ShockWave/boundary layer interaction in hydraulic jumps in very large channels. In: MUÑOZ, R. M. (Hg.): *River Flow 2012*: Taylor & Francis, S. 131–136.
- MEUSER, M.; NAGEL, U. (2009): Experteninterview und der Wandel der Wissensproduktion. In: BOGNER, A. (Hg.): *Experteninterviews. Theorie, Methoden, Anwendungsfelder*. 3. Aufl. Wiesbaden: Springer, S. 35–60.
- MOHAPATRA, P. K.; CHAUDHRY, M. H. (2004): Numerical Solution of Boussinesq Equations to Simulate Dam-Break Flows. In: *Journal of Hydraulic Engineering* 130 (2), S. 156–159.
- MOHRINGER, T. (2012): Entwurf von Ein- und Auslaufbauwerken von Pumpspeicherwerken: Dissertation. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe. Institut für Wasser und Gewässerentwicklung.
- MOSER, A.; ROTERING, N.; SCHÄFER, A. (2014): Unterstützung der Energiewende in Deutschland durch einen Pumpspeicherausbau. Wissenschaftliche Studie im Auftrag der Voith Hydro GmbH & Co. KG. RWTH Aachen University, Institut für elektrische Anlagen und Energiewirtschaft. Aachen.
- MOSONYI, E. (1987/1991): *Water Power Development*. 2 Bände. Budapest [Ungarn]: Akadémiai Kiadó.
- MUNK, W. H. (1949): The Solitary Wave Theory and its Application to Surf Problems. In: *Annals of the New York Academy of Sciences* 51 (3), S. 376–424.
- NELIHCEN, W. (2011): Pumpspeicherwerk Rursee. Vorstellung einer alternativen Konzeption. Essen, 21.09.2011 [unveröffentlicht].
- NIEMANN, A. (2014): Möglichkeiten und Grenzen von Unterflurspeicherwerken. In: SAMHABER, W. (Hg.): *Erneuerbare Energien. Anforderungen und Herausforderungen*. VDI Forum 2014. Linz, 24. April. Johannes Kepler Universität, S. 93–102.
- NIEMANN, A.; PERAU, E.; SCHREIBER, U.; KOCH, M. K. (2012): Pumpspeicherkraftwerke in den heute noch aktiven Steinkohlebergwerken - Herausforderung für die Wasserwirtschaft im Ruhrgebiet. In: PINNEKAMP, J. (Hg.): *Wasserwirtschaft und Energiewende*. 45. Essener Tagung für Wasser- und Abfallwirtschaft. Essen, 14.-16. März (Gewässerschutz, Wasser, Abwasser, 230), S. 1–13.

-
- NIEMANN, A.; WAGNER, H.-J.; FISCHER, P.; LUX, J.-P.; LIESENFELD, J. (2016): Entwicklung eines Realisierungskonzepts für die Nutzung von Anlagen des Steinkohlebergbaus als unterirdische Pumpspeicherkraftwerke. Zusammenfassender Abschlussbericht.
- NODA, E. (1970): Water Waves Generated by Landslides. In: *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division* 96 (4), S. 835–855.
- OHTSU, I.; YASUDA, Y.; GOTOU, H. (1995): Characteristics of Undular Jumps in Rectangular Channels. In: ERVINE, D. A. (Hg.): HYDRA 2000. London [Großbritannien]: Telford, S. 450–455.
- PATANKAR, S. V.; SPALDING, D. B. (1971): A Calculation Procedure for Heat, Mass and Momentum Transfer in three-dimensional Parabolic Flows. In: *International Journal of Heat Mass Transfer* 15, S. 1787–1806.
- PELINOVSKY, E. N.; SHURGALINA, E. G.; RODIN, A. A. (2015): Criteria for the Transition from a Breaking Bore to an Undular Bore. In: *Izvestiya, Atmospheric and Oceanic Physics* 51 (5), S. 530–533.
- PERAU, E. (2013): Untertage-Pumpspeicherwerke in Anlagen des Berg- und Tagebaus. Essen: VGE Verlag (Report Geotechnik Universität Duisburg-Essen, 40).
- PEREGRINE, D. H. (1966): Calculations of the development of an undular bore. In: *Journal of Fluid Mechanics* 26 (2), S. 321–330.
- PHILLIPS, M. S.; PEIRSON, W. L.; COX, R. J. (2013): A brief appraisal of the potential of pumped storage in New South Wales. In: *ACCARNSI Discussion Paper Series*. Online verfügbar unter <http://www.nccarf.edu.au/settlements-infrastructure/sites/www.nccarf.edu.au/settlements-infrastructure/files/Discussion%20Paper%20Z%20Final.pdf>, zuletzt geprüft am 13.05.2014.
- PICKARD, W. F. (2012): The History, Present State, and Future Prospects of Underground Pumped Hydro for Massive Energy Storage. In: ZAPPULLA, F. (Hg.): Proceedings of the IEEE. The Intermittency Challenge: Massive Energy Storage in a Sustainable Future, Februar (2), S. 473–483.
- PICKARD, W. F.; ABBOTT, D. (2012): Addressing the Intermittency Challenge: Massive Energy Storage in a Sustainable Future [Scanning the Issue]. In: ZAPPULLA, F. (Hg.): Proceedings of the IEEE, Bd. 2. The Intermittency Challenge: Massive Energy Storage in a Sustainable Future, Februar (2), S. 317–321.

-
- PRÜSER, H.-H.; ZIELKE, W. (1994): Undular bores (Favre Waves) in Open Channels. Theory and Numerical Simulation. In: *Journal of Hydraulic Research* 32 (3), S. 337–354.
- PUMMER, E.; COFALLA, C.; BLOM, A.; SCHÜTTRUMPF, H. (2013a): Relevanz der Strömungsprozesse für die Entwicklung von unterirdischen Pumpspeicherwerken. In: BUSCH, W. (Hg.): *Unkonventionelle Pumpspeicher*. TU Clausthal, 21.-22. November. Energie-Forschungszentrum Niedersachsen EFZN, S. 73–76.
- PUMMER, E.; COFALLA, C.; SCHÜTTRUMPF, H. (2014a): Hydrodynamic Design Development of Underground Pumped Storage Caverns – Global Flow Effects in Extreme Operating Conditions. In: *Hydropower & Dams – Proceedings Hydro2014*.
- PUMMER, E.; COFALLA, C.; SCHÜTTRUMPF, H. (2014b): 3D-Hydrnumerische Simulation der Strömungsprozesse in untertägigen Pumpspeicherwerken: Bericht [unveröffentlicht]. RWTH Aachen University, Aachen. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft.
- PUMMER, E.; COFALLA, C.; SCHÜTTRUMPF, H. (2014c): Analyse der Strömungen in unterirdischen Pumpspeicherwerken. In: STAMM, J. UND GRAW, H. U. (Hg.). 34. Dresdner Wasserbaukolloquium. Dresden, 13.-14. März. Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden, S. 265–275.
- PUMMER, E.; COFALLA, C.; SCHÜTTRUMPF, H. (2014d): Einfluss des Bauwerkdesigns auf den Betrieb unterirdischer Pumpspeicherwerke – ein Konzeptvergleich. In: BUSCH, W. (Hg.): *Erneuerbare erfolgreich ins Netz integrieren durch Pumpspeicherung*. 2. Pumpspeichertagung des EFZN für transdisziplinären Dialog. Goslar, 20.-21. November. 23. Aufl. Goslar, S. 43–53.
- PUMMER, E.; KERPEN, D. (2013, 2014): Experteninterview zu den Risiken unterirdischer Pumpspeicherwerke. Interview mit BUSCH, W., FRENZ, W., MADLENER, R., MARTENS, P. N., MOSER, A., PROTT, S., RAST, G., SCHÄFFER, A. UND ZWECK, A.. Aachen, Berlin, Düsseldorf.
- PUMMER, E.; LORKE, S.; NELIHSEN, W.; SCHÜTTRUMPF, H. (2013b): Energiespeicherung durch Pumpspeicherkraftwerke - Modellierung der Strömungsprozesse eines unterirdischen Tiefspeichers. In: SCHÜTTRUMPF, H. (Hg.): *Wasser als Energieträger*, Tagungsband zum 43. Internationalen Wasserbau-Symposium Aachen. Aachen, S. 233–243.

-
- PUMMER, E.; LORKE, S.; NELIHSEN, W.; SCHÜTTRUMPF, H. (2013c): Experimental and Numerical Investigations regarding the Hydraulic Performance of Underground Pump Storage Reservoirs. In: ZHAOYN, W.; HUN-WEI LEE, J.; JIZHANG, G. UND SHUYOU, C. (Hg.): The wise find pleasure in water: Meandering through water science and engineering. Proceedings of the 35th IAHR World Congress. 35th IAHR World Congress. Chengdu [China], 8.-13. September. IAHR.
- PUMMER, E.; LORKE, S.; NELIHSEN, W.; SCHÜTTRUMPF, H. (2013d): Hybride Modellierung zur Analyse der Strömungsphänomene in Pumpspeicherwerken mit unterirdischem Tiefspeicher. In: *Korrespondenz Wasserwirtschaft* (9), S. 504–508.
- RAKIC, R. (1970): Engineering Geological Conditions During Construction of Vrla 3 Underground Storage. In: BREKKE, T. L. UND JORSTAD, F. A. (Hg.): Large Permanent Underground Openings. Proceedings of the International Symposium. Oslo [Norwegen], S. 57–63.
- RAYLEIGH, L. (1883): The Form of Standing Waves on the Surface of Running Water. In: *Journal of the London Mathematical Society* (1), S. 69–78.
- RODI, W. (2000): Turbulence Models and Their Application in Hydraulics. A state-of-the-art review. 3. Aufl. Rotterdam [Niederlande]: A.A. Balkema (IAHR/AIRH monograph).
- ROUSE, H. (1961): Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers. New York: Dover Publications (Engineering societies monographs).
- RUSSEL, S. J. (1845): Report on Waves. In: ROBISON, J. UND RUSSEL, S. J. (Hg.): 14th meeting of the British Association for the Advancement of Science. London [Großbritannien]: Richard and John E Taylor.
- RÜTHER, N.; PEDERSEN, O. (2014): 3D numerical modeling of the flow over a gravel river bed due to hydropower peaking. In: STAMM, J. (Hg.): Simulationsverfahren und Modelle für Wasserbau und Wasserwirtschaft. 37. Dresdner Wasserbaukolloquium. Dresden, 13.-14. März, S. 375–382.
- RUTSCHMANN, P. (2005): Hybride Modelle im Wasserbau. In: SCHWALLER, G. (Hg.): Anwendungen und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau. Wallgau, Oberbayern, 29.-30. September. Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der technischen Universität München, S. 87–95.

-
- SANDER, J. (1990): Weakly nonlinear unidirectional shallow water waves generated by a moving boundary: Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH), Zürich [Schweiz]. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie.
- SANDOVER, J. A.; ZIENKIEWICZ, O. (1957): Experiments on Surge Waves. In: *Water Power* 11 (9), S. 418–424.
- SCHLICHTING, H.; GERSTEN, K. (2006): Grenzschicht-Theorie. 10., überarb. Aufl. Berlin [u.a.]: Springer.
- SCHRÖDER, R.; ZANKE, U. (2003): Technische Hydraulik. Kompendium für den Wasserbau. 2. Aufl. Berlin [u.a.]: Springer.
- SCHÜTTRUMPF, H.; PUMMER, E. (2014): Unterirdische Pumpspeicherwerke - eine Alternative? In: *Wasserwirtschaft* (1-2), S. 70–73.
- SCHWANENBERG, D. (2002): Die Runge-Kutta-Discontinuous-Galerkin-Methode zur Lösung konvektionsdominierter tiefengemittelter Flachwasserprobleme: Dissertation. RWTH Aachen, Aachen. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft.
- SCHWARZE, R. (2013): CFD-Modellierung. Grundlagen und Anwendungen bei Strömungsprozessen. Berlin: Springer Vieweg.
- SCOTT, F. M. (1975): Hydropower from Underground Pumped Storage. In: *Energy Sources* 2 (2), S. 217–227.
- SEIWALD, S. (2016): Freibord - Pumpspeicherwerk Nassfeld, 21.03.2016.
- SIGLOCH, H. (2012): Strömungsmaschinen. Grundlagen und Anwendungen. 5. akt. Aufl. München: Hanser, Carl.
- SIGLOCH, H. (2014): Technische Fluidmechanik. Berlin, Heidelberg: Springer.
- SIMON, B.; LUBIN, S.; GLOCKNER, S.; CHANSON, H. (2011): Three-dimensional numerical simulation of the hydrodynamics generated by a weak breaking tidal bore. In: VALENTINE, E. M. UND APELT, C. J. (Hg.): Balance and Uncertainty - Water in a Changing World. Proceedings of the 34th IAHR World Congress. 33rd Hydrology and Water Resources Symposium, 10th Conference on Hydraulics in Water Engineering. Brisbane [Australien], 26. Juni-1. Juli. IAHR. Barton, A.C.T.: Engineers Australia, S. 1133–1140.

-
- SOPOTNICKI, J. (2015): Advocating Justice for Both Miners and Mountains — Photo Gallery. Vanderbilt Law School. Nashville [USA]. Online verfügbar unter <http://law.vanderbilt.edu/news/advocating-justice-for-both-miners-and-mountains/mine-photo/>, zuletzt geprüft am 15.12.2015.
- SORENSEN, K. E. (1974): Multiple Use of Underground Reservoirs for Power Generation. Chicago [USA]: Harza Engineering Company.
- STREETER, V. L.; WYLIE, B. E. (1967): Hydraulic Transients. New York [USA] [u.a.]: McGraw-Hill Book Company, Inc.
- STROBL, T.; ZUNIC, F. (2006): Wasserbau. Aktuelle Grundlagen - neue Entwicklungen. 1. Aufl. Berlin: Springer.
- SYNOLAKIS, C. E. (1986): The Runup of Long Waves: Dissertation. California Institute of Technology, Pasadena [USA].
- TAM, S. W.; BLOMQUIST, C. A.; KARTSOUNAS, G. T. (1979): Underground Pumped Hydro Storage - An Overview. In: *Energy Sources* 4 (4), S. 329–351.
- TELEMAC-MASCARET Consortium (2014): TELEMAC-2D: CFD Software.
- The OpenFOAM Foundation (2014): OpenFOAM: CFD Software.
- TORO, E. F. (2006): Riemann solvers and numerical methods for fluid dynamics. A practical introduction. 3. akt. Aufl. Berlin: Springer.
- TRESKE, A. (1994): Undular bores (favre-waves) in open channels - Experimental studies. In: *Journal of Hydraulic Research* 32 (3), S. 355–370.
- VENNEMANN, P. (2011): Ausgleichsenergie - Perspektiven für Pumpspeicher. In: *Wasserwirtschaft* (10), S. 38–41.
- VISCHER, D. L. (1993): Das Zu- und Aufschlagen eines geschlossenen Kanals. In: *Wasser Abwasser* 134 (8), S. 492–497.
- VOITH (2016): Limberg II und Kopswerk II, Österreich. Wasserenergie aus den österreichischen Alpen. Online verfügbar unter http://www.voith.com/de/maerkte-branchen/branchen/wasserkraft/pumpspeicherkraftwerke/limberg_kopswerk_main-9816-9816.html, zuletzt geprüft am 01.04.2016.

Vorarlberger Illwerke (2016): Kopswerk II. Online verfügbar unter <https://www.illwerke.at/kopswerk-2.htm>, zuletzt geprüft am 01.04.2016.

WEHAUSEN, V. J.; LAITONE, V. E. (1960): Surface Waves. In: FLÜGGE, S. (Hg.): Encyclopaedia of Physics. Fluid Dynamics III. Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer, S. 446–815.

WILKINSON, D. L.; BANNER, M. L. (1977): Undular Bores. In: BARTON, A. C. (Hg.): 6th Australasian Hydraulics and Fluid Mechanics Conference. Conference on Hydraulics and Fluid Mechanics. Adelaide [Australien], 5.-9. Dezember. The Institution of Engineers, S. 369–373.

WILLET, D. C. (1981): Preliminary Design Study of Underground Pumped Hydro and Compressed-Air Energy Storage in Hard Rock. Volume 1: Executive Summary: Research Project prepared for U.S. Department of Energy and Electric Power Research Institute. Acres American Incorporated (Hg.). Washington [USA].

ZANKE, U. C. E. (2002): Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer. Für Bauingenieure, Umwelt-und Geowissenschaftler. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag.

ŽUKOVSKIJ, N. E. (1950): Teoretičeskaja mehanika. Moskau [Russland]: Gos. Izd. Techn.-Teoret. Lit.

Anhang

A.1. Gitternetzgenerierung [OpenFOAM]

```
/*-----*- C++ -*-----*/
|
|  F i e l d      |   OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox
|  O p e r a t i o n |   Version: 2.3.1
|  A n d           |   Web:      www.OpenFOAM.org
|  M a n i p u l a t i o n |
|
/*-----*/
FoamFile
{
    version      2.0;
    format       ascii;
    class        dictionary;
    object       blockMeshDict;
}

// ***** //

convertToMeters 0.001;

vertices
(
    (-10 -10 -10)
    (13530 -10 -10)
    (13530 2400 -10)
    (-10 2400 -10)
    (-10 -10 930)
    (13530 -10 930)
    (13530 2400 930)
    (-10 2400 930)
);

blocks
(
    hex (0 1 2 3 4 5 6 7) (202 37 15) simpleGrading (1 1 1)
);

edges
(
);

boundary
(
);

mergePatchPairs
(
);
// ***** //
```

```

/*-----* C++ *-----*/
|
|  F i e l d      | OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox
|  O p e r a t i o n | Version: 2.3.1
|  A n d          | Web: www.OpenFOAM.org
|  M a n i p u l a t i o n |
|
|-----|
FoamFile
{
    version      2.0;
    format       ascii;
    class        dictionary;
    object       surfaceFeatureExtractDict;
}
// *****

inlet.stl
{
    extractionMethod    extractFromSurface;
    extractFromSurfaceCoeffs
    {
        includedAngle    150;
    }
    writeObj            yes;
}
atmosphere.stl
{
    extractionMethod    extractFromSurface;
    extractFromSurfaceCoeffs
    {
        includedAngle    150;
    }
    writeObj            yes;
}
wall.stl
{
    extractionMethod    extractFromSurface;
    extractFromSurfaceCoeffs
    {
        includedAngle    150;
    }
    writeObj            yes;
}

// *****

```

```

/*----- C++ -----*/
|
|  F i e l d      |   OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox
|  O p e r a t i o n  |   Version: 2.3.1
|  A n d            |   Web:      www.OpenFOAM.org
|  M a n i p u l a t i o n  |
|
|-----|
FoamFile
{
    version      2.0;
    format       ascii;
    class        dictionary;
    object       snappyHexMeshDict;
}
// *****

castellatedMesh true;
snap true;
addLayers false;

geometry
{

    inlet.stl
    {
        type triSurfaceMesh;
        name inlet;
    }
    atmosphere.stl
    {
        type triSurfaceMesh;
        name atmosphere;
    }
    wall.stl
    {
        type triSurfaceMesh;
        name wall;
    }
    volume.stl
    {
        type triSurfaceMesh;
        name volume;
    }

    refinementBox1
    {
        type searchableBox;
        min (-0.005 -0.005 -0.005);
        max (13.6 2.39 0.95);
    }
};

castellatedMeshControls
{

    maxLocalCells 1500000;
    maxGlobalCells 2000000;
    minRefinementCells 0;
    maxLoadUnbalance 0.10;
    nCellsBetweenLevels 1;

    features
    (
        {file "inlet.eMesh"; level 0;}
    )
}

```

```

        {file "atmosphere.eMesh"; level 0;}
        {file "wall.eMesh"; level 0; }
    );

    refinementsSurfaces
    {
        inlet {level (1 1);}
        atmosphere {level (1 1);}
        wall {level (1 1);}
    }

    resolveFeatureAngle 30;

    refinementRegions
    {
        refinementBox1
        {
            mode inside;
            levels ((1.0 3));
        }
    }

    locationInMesh (1.01 1.01 0.851);
    allowFreeStandingZoneFaces true;
}

snapControls
{
    nSmoothPatch 3;
    tolerance 1;
    nSolveIter 300;
    nRelaxIter 5;
    nFeatureSnapIter 15;
    implicitFeaturesSnap false;
    explicitFeaturesSnap true;
    multiRegionFeaturesSnap false;
}

meshQualityControls
{
    maxNonOrtho 65;
    maxBoundarySkewness 20;
    maxInternalSkewness 4;
    maxConcave 80;
    minFlatness 0.5;
    minVol 1e-13;
    minTetQuality 1e-30;
    minArea -1;
    minTwist 0.05;
    minDeterminant 0.001;
    minFaceWeight 0.05;
    minVolRatio 0.01;
    minTriangleTwist -1;
    nSmoothScale 4;
    errorReduction 0.75;
}

writeFlags
(
    scalarLevels
    layerSets
    layerFields
);

// ***** //

```

A.2. Konvergenzanalyse [OpenFOAM]

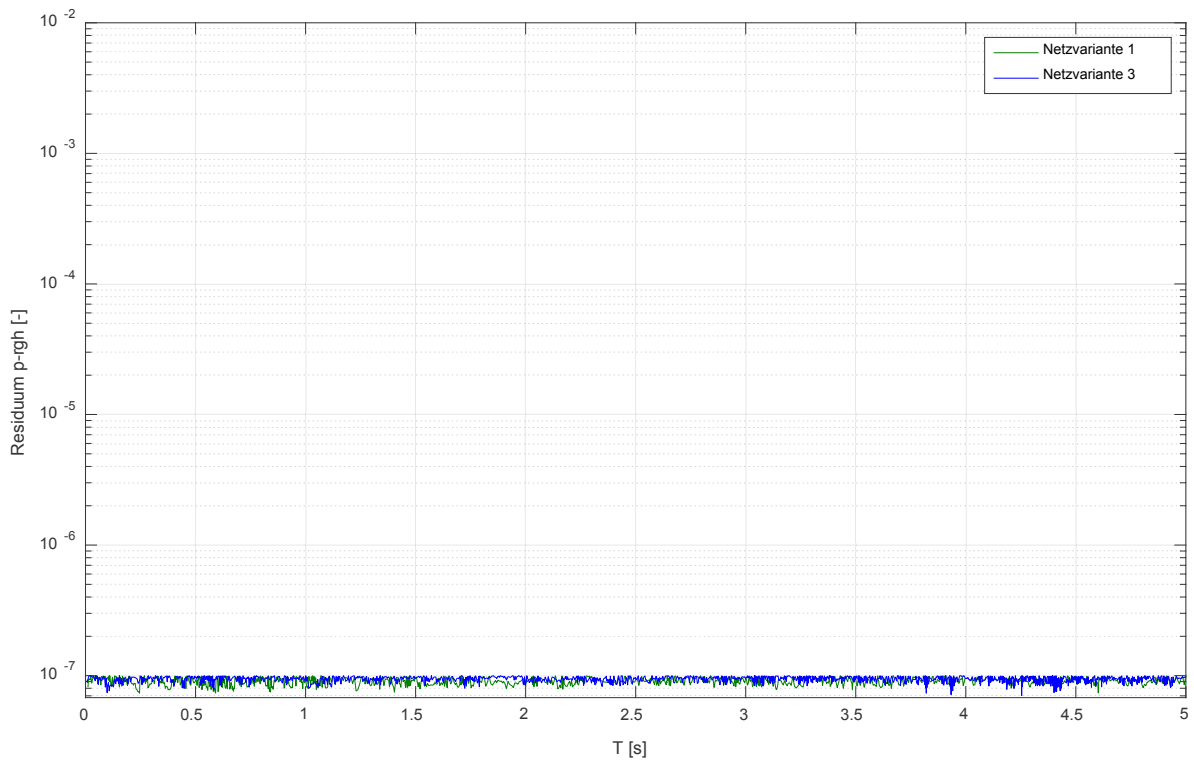


Abbildung: Konvergenzanalyse für zwei verschiedene Netzvarianten mit OpenFOAM

A.3. Diskretisierung [OpenFOAM]

```
// *****  
/*-----* C++ *-----*/  
|  
|  F i e l d      | OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox  
|  O p e r a t i o n | Version: 2.3.1  
|  A n d         | Web: www.OpenFOAM.org  
|  M a n i p u l a t i o n |  
|  
/*-----*  
FoamFile  
{  
  version      2.0;  
  format       ascii;  
  class        dictionary;  
  location     "system";  
  object       fvSchemes;  
}  
// * * * * *  
  
ddtSchemes  
{  
  default      Euler;  
}
```

```

gradSchemes
{
    Default          cellMDLimited Gauss linear 1;
    grad(U)          cellMDLimited Gauss linear 1;
    grad(alpha)      cellMDLimited Gauss linear 1;
}
divSchemes
{
    div(rho*phi,U)   Gauss linearUpwindV grad(U);
    div(phi,alpha)   Gauss vanLeer;
    div(phiRb,alpha)Gauss interfaceCompression;
    div(phi,k)       Gauss upwind;
    div(phi,epsilon)Gauss upwind;
    div(phi,R)       Gauss upwind;
    div(R)           Gauss linear;
    div(phi,nuTilda)Gauss upwind;
    div((muEff*dev(T(grad(U)))) Gauss linear;
}

laplacianSchemes
{
    default          Gauss linear corrected;
}

interpolationSchemes
{
    default          linear;
}

snGradSchemes
{
    default          corrected;
}

fluxRequired
{
    default          no;
    p_rgh;
    pcorr;
    alpha.water;
}
// *****

/*----- C++ -----*/
|=====|
| \ / \ / \ / | Field | OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox
|  \ / \ / \ / | O peration | Version: 2.3.1
|   \ / \ / \ / | A nd | Web: www.OpenFOAM.org
|    \ / \ / \ / | M anipulation |
|-----|
FoamFile
{
    version          2.0;
    format           ascii;
    class            dictionary;
    location         "system";
    object           fvSolution;
}
// *****

solvers
{
    alpha.water
    {
        nAlphaCorr    1;
        nAlphaSubCycles 4;
        cAlpha        2;
    }
}

```

```

    }
pcorr
{
    solver          PCG;
    preconditioner  DIC;
    tolerance       1e-10;
    relTol          0;
}
p_rgh
{
    solver          PCG;
    preconditioner  DIC;
    tolerance       1e-07;
    relTol          0.05;
}
p_rghFinal
{
    solver          PCG;
    preconditioner  DIC;
    tolerance       1e-07;
    relTol          0;
}
"(U|k|epsilon)"
{
    solver          PBiCG;
    preconditioner  DILU;
    tolerance       1e-06;
    relTol          0;
}
"(U|k|epsilon)Final"
{
    solver          PBiCG;
    preconditioner  DILU;
    tolerance       1e-08;
    relTol          0;
}
}
PIMPLE
{
    momentumPredictor no;
    nCorrectors      3;
    nNonOrthogonalCorrectors 0;
    nAlphaCorr       1;
    nAlphaSubCycles 4;
    cAlpha           2;
}

```

```

/*-----* C++ -*-----*/
|-----|
|  F i e l d      | OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox
|  O p e r a t i o n  | Version: 2.3.1
|  A n d          | Web:      www.OpenFOAM.org
|  M a n i p u l a t i o n |
|-----|
/*-----*

FoamFile
{
    version      2.0;
    format       ascii;
    class        dictionary;
    location     "system";
    object       controlDict;
}
// *****

application      interFoam;
startFrom        latestTime;
startTime        0;
stopAt           endTime;
endTime          100;
deltaT           0.01;
writeControl     adjustableRunTime;
writeInterval    .1;
purgeWrite       0;
writeFormat      ascii;
writePrecision   6;
writeCompression uncompressed;
timeFormat       general;
timePrecision    6;
runTimeModifiable yes;
adjustTimeStep  on;
maxCo            0.6;
maxAlphaCo      1;
maxDeltaT       1;
    atmosphereFlux
    {
        $inletFlux;
        sourceName    atmosphere;
    }
}
// *****

```

A.4. Parametrisierung [OpenFOAM]

```
/*-----*- C++ -*/
|
|  F i e l d
|  O p e r a t i o n
|  A n d
|  M a n i p u l a t i o n
|
|  OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox
|  Version: 2.2.0
|  Web: www.OpenFOAM.org
|
/*-----*/
FoamFile
{
    version      2.0;
    format       ascii;
    class        volScalarField;
    location     "0";
    object       alpha.water;
}
// ***** //

dimensions      [0 0 0 0 0 0];
internalField   uniform 0;

boundaryField
{
    defaultFaces
    {
        type     empty;
    }
    inlet
    {
        type     fixedValue;
        value    uniform 1;
    }
    atmosphere
    {
        type     inletOutlet;
        inletValue    uniform 0;
        value         uniform 0;
    }
    wall
    {
        type     zeroGradient;
    }
}

// ***** //
```

```

/*----- C++ -----*/
|
|  F i e l d
|  O p e r a t i o n
|  A n d
|  M a n i p u l a t i o n
|
|  OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox
|  Version: 2.3.1
|  Web: www.OpenFOAM.org
|
/*-----*/

FoamFile
{
    version      2.0;
    format       ascii;
    class        volVectorField;
    object       U;
}
// ***** //

dimensions      [0 1 -1 0 0 0];
internalField   uniform (0 0 0);
boundaryField
{
    inlet
    {
        type      flowRateInletVelocity;
        massFlowRate
        table
        (
            (0 0)
            (0.5 1)
        );
        value      uniform (0 0.22179 0);
    }
    atmosphere
    {
        type      pressureInletOutletVelocity;
        value      uniform (0 0 0);
    }
    wall
    {
        type      fixedValue;
        value      uniform (0 0 0);
    }
}

// ***** //

```

```

/*----- C++ -----*/
|-----|
|  Field | OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox |
|  O peration | Version: 2.3.1 |
|  A nd | Web: www.OpenFOAM.org |
|  M anipulation | |
|-----|
FoamFile
{
  version      2.0;
  format       ascii;
  class        volScalarField;
  object       p_rgh;
}
// *****

dimensions      [1 -1 -2 0 0 0];
internalField    uniform 0;
boundaryField
{
  inlet
  {
    type          fixedFluxPressure;
    gradient      uniform 0;
    rho           rho;
    value         uniform 995.21;
  }

  atmosphere
  {
    Type          totalPressure;
    p0            uniform 0;
    U             U;
    Phi           phi;
    Rho           rho;
    Psi           none;
    Gamma        1;
    Value         uniform 0;
  }

  wall
  {
    type          zeroGradient;
    value         uniform 0;
  }
}
// *****

```

```

/*-----* C++ *-----*/
|-----|
|  Field | OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox |
|  O peration | Version: 2.3.1 |
|  A nd | Web: www.OpenFOAM.org |
|  M anipulation | |
|-----|
FoamFile
{
  version      2.0;
  format       ascii;
  class        volScalarField;
  location     "0";
  object       nut;
}
// *****

dimensions      [0 2 -1 0 0 0];
internalField   uniform 3.9088455e-05;
boundaryField
{
  inlet
  {
    type        fixedValue;
    value       uniform 3.9088455e-05;
  }

  atmosphere
  {
    type        inletOutlet;
    inletValue  uniform 0;
    value       uniform 0;
  }

  wall
  {
    type        nutkRoughwallFunction;
    Ks          uniform 0.001;
    Cs          uniform 0.5;
    value       uniform 0;
  }
}
// *****

```

```

/*-----* C++ *-----*/
|-----|
|  Field | OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox |
|  O peration | Version: 2.3.1 |
|  A nd | Web: www.OpenFOAM.org |
|  M anipulation | |
|-----|
FoamFile
{
  version      2.0;
  format       ascii;
  class        volScalarField;
  location     "0";
  object       k;
}
// *****

dimensions      [0 2 -2 0 0 0 0];
internalField   uniform 0.0001841496;;

boundaryField
{
  inlet
  {
    type        fixedValue;
    value       uniform 0.0001841496;
  }

  atmosphere
  {
    type        inletOutlet;
    inletValu   uniform 0.001;
    value       uniform 0.001;
  }

  wall
  {
    type        kqRWallFunction;
    value       uniform 0.001;
  }
}

// *****

```

```

/*----- C++ -----*/
|
|  F i e l d
|  O p e r a t i o n
|  A n d
|  M a n i p u l a t i o n
|
|  OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox
|  Version: 2.3.1
|  Web: www.OpenFOAM.org
|
*/
FoamFile
{
    version      2.0;
    format       ascii;
    class        volScalarField;
    location     "0";
    object       epsilon;
}
// ***** //

dimensions      [0 2 -3 0 0 0 0];
internalField   uniform 0.000078079233;
boundaryField
{
    inlet
    {
        type      fixedValue;
        value     uniform 0.000078079233;
    }

    atmosphere
    {
        type      inletOutlet;
        inletValue  uniform 0.001;
        value     uniform 0.001;;
    }

    wall
    {
        type      epsilonWallFunction;
        value     uniform 0.001;
    }
}

// ***** //

```

```

/*----- C++ -----*/
|
|  F i e l d
|  O p e r a t i o n
|  A n d
|  M a n i p u l a t i o n
|
|  OpenFOAM: The Open Source CFD Toolbox
|  Version: 2.3.1
|  Web: www.OpenFOAM.org
|
*/
FoamFile
{
    version      2.0;
    format       ascii;
    class        dictionary;
    location     "system";
    object       setFieldsDict;
}
// ***** //

defaultFieldValues
(
    volScalarFieldValue alpha.water 0
);

regions
(
    boxToCell
    {
        box (0 0 0) (40 20 0.7263314);
        fieldValues
        (
            volScalarFieldValue alpha.water 1
        );
    }
);

// ***** //

```

A.5. Steuerungsdatei [TELEMAC-2D]

```
-----/
/ TELEMAC-2D - PSW - /
/
/-----/
/
/ Version 6.2
/
/-----
/ COMPUTER INFORMATIONS
/-----
/
GEOMETRY FILE = PSW_001_egr1.slf
BOUNDARY CONDITIONS FILE = PSW_001_egr1.cli
RESULTS FILE = r2d_PSW_VarA_Q1.00_100_B_MDA_001.slf
PARALLEL PROCESSORS = 0
/
/-----
/ GENERAL INFORMATIONS - OUTPUTS
/-----
/
TITLE = 'PSW_VarA_Q1.00_100_B_MDA_001'
VARIABLES FOR GRAPHIC PRINTOUTS = 'U,V,S'
GRAPHIC PRINTOUT PERIOD = 5
LISTING PRINTOUT PERIOD = 10
TIME STEP = 0.01
VARIABLE TIME-STEP = YES
DESIRED COURANT NUMBER = 0.6
DURATION = 1000
MASS-BALANCE = YES
INFORMATION ABOUT SOLVER = YES
VALIDATION = NO
/
/-----
/ INITIAL CONDITIONS
/-----
/
COMPUTATION CONTINUED = NO
INITIAL CONDITIONS = 'CONSTANT ELEVATION'
INITIAL ELEVATION = 0.02
/
/-----
/ PHYSICAL PARAMETERS
/-----
/
LAW OF BOTTOM FRICTION = 3
FRICTION COEFFICIENT = 120
TURBULENCE MODEL = 3
TURBULENCE MODEL FOR SOLID BOUNDARIES = 2
LAW OF FRICTION ON LATERAL BOUNDARIES = 3
ROUGHNESS COEFFICIENT OF BOUNDARIES = 120
VELOCITY DIFFUSIVITY = 1.E-6
/
/-----
/ SOURCES
/-----
ABSCISSAE
OFSOURCES=0;0.025;0.05;0.075;0.1;0.125;0.14;0;0.025;0.05;0.075;0.1;0.125;0.14;0;
0.025;0.05;0.075;0.1;0.125;0.14;0;0.025;0.05;0.075;0.1;0.125;0.14;0;0.025;0.05;0.07
5;0.1;0.125;0.14;0;0.025;0.05;0.075;0.1;0.125;0.14;0;0.025;0.05;0.075;0.1;0.125;0.1
4;0;0.025;0.05;0.075;0.1;0.125;0.14;0;0.025;0.05;0.075;0.1;0.125;0.14
ORDINATES OF
SOURCES=0.2;0.2;0.2;0.2;0.2;0.2;0.2;0.2;0.225;0.225;0.225;0.225;0.225;0.225;0.225;
0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.275;0.275;0.275;0.275;0.275;0.275;0.275;0.3;0.
3;0.3;0.3;0.3;0.3;0.3;0.325;0.325;0.325;0.325;0.325;0.325;0.325;0.35;0.35;0.35;0.35
;0.35;0.35;0.35;0.375;0.375;0.375;0.375;0.375;0.375;0.375;0.4;0.4;0.4;0.4;0.4;0.4;0
.4
WATER DISCHARGE OF SOURCES=1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;
```

```

1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;
1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;
1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;
1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;
1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;
1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;
1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05;
1.5873E-05;1.5873E-05;1.5873E-05
SOURCES FILE= Source.txt
/
/-----
/ NUMERICAL PARAMETERS
/-----
/
EQUATIONS = 'SAINT-VENANT FE'
TYPE OF ADVECTION = 1;5;4;1
NUMBER OF PRIVATE ARRAYS = 1
TIDAL FLATS = NO
SUPG OPTION = 2;2;2;2
DISCRETIZATIONS IN SPACE = 11;11
SOLVER ACCURACY = 1.E-5
SOLVER = 7
SOLVER OPTION = 3
PRECONDITIONING = 2
IMPLICITATION FOR DEPTH = 1.
IMPLICITATION FOR VELOCITY = 0.6
INITIAL GUESS FOR H = 1
CONTINUITY CORRECTION = YES
/
&FIN

```

A.6. Steuerungsdatei [BASEPlane]

```
// BASEMENT file
// generated by BASEview
//-----
PROJECT {
title = Var_A_Q100_100_B_Basement_NetzBK
author = mk
date = 20.06.2013
}
DOMAIN {
multiregion = Var_A_Q100_100_B_Basement_NetzBK
PHYSICAL_PROPERTIES {
gravity = 9.81
viscosity = 1.0
rho_fluid = 995.21
}
PARALLEL {
number_threads = 8
}
BASEPLANE_2D {
region_name = Var_A_Q100_100_B_Basement_NetzBK
GEOMETRY {
type = sms
file = PSW_001_egr1.2dm
}
HYDRAULICS
{
SOURCE {
EXTERNAL_SOURCE {
type = source_discharge
file = external_source.txt
element_ids = ( 244 245 256 259 262 263 264 265 266 272 273 274
275 276 277 278 279 280 281 282 283 284 285 287 288 289 290 291 292 293 294 295 296
297 298 299 300 301 302 303 304 305 306 307 308 309 310 311 312 313 314 315 316 317
318 319 320 321 322 323 324 325 326 327 328 329 330 331 332 333 334 335 336 337 338
339 340 341 342 343 344 345 346 347 348 349 350 351 352 353 354 355 356 357 358 359
360 361 362 363 364 365 366 367 368 369 370 371 372 373 374 375 376 377 378 379 380
381 382 383 384 385 386 387 388 389 390 391 392 393 394 395 396 397 398 399 400 401
402 403 404 405 406 407 408 409 410 411 412 413 414 415 416 417 418 419 420 421 422
423 424 425 426 427 428 429 430 431 432 433434 435 436 437 438 439 440 441 442 443
444 445 446 447 448 449 450 451 452 453 454 455 456 457 458 459 460 461 462 463 464
465 466 467 468 469 470 471 472 473 474 475 476 477 478 479 480 481 482 483 484 485
486 487 488 489 490 491 492 493 494 495 496 497 498 499 500 501 502 503 504 505 506
507 508 509 510 511 512 513 514 515 516 517 518 519 520 521 522 523 524 525 526 527
528 529 530 531 532 533 534 535 536 537 538 539 540 541 542 543 544 545 546 547 548
549 550 551 552 553 554 555 556 557 558 559 560 561 562 563 564 565 566 567 568 569
570 571 572 573 574 575 576 577 578 580 581 582 583 584 585 586 587 589 590 591 592
593 594 599 600 601 602)
}
}
}
INITIAL {
type = index_table
index = ( 0 1 )
wse = ( 0.02 0.02 )
u = ( 0.0 0.0 )
v = ( 0.0 0.0 )
}
FRICTION {
type = strickler
default_friction = 120
input_type = index_table
index = ( 0 1 )
friction = ( 120 120 )
wall_friction = on
}
PARAMETER {
simulation_scheme = exp
}
```

```
riemann_solver = exact
CFL = 0.8
total_run_time = 260
minimum_water_depth = 0.0001
initial_time_step = 0.0001
minimum_time_step = 1.0e-10
}
}
OUTPUT {
output_time_step = 0.1
console_time_step = 0.1
SPECIAL_OUTPUT {
type = node_centered
format = sms
output_time_step = 0.1
values = ( wse velocity)
}
}
}
```

Danksagung

Mein Dank gilt allen, die mich in den Jahren während meiner Promotion unterstützt und zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

An erster Stelle möchte ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf für das mir entgegen gebrachte Vertrauen und für die Unterstützung danken. Besonders möchte ich mich für die Möglichkeit bedanken, dieses höchst interessante Thema zu bearbeiten.

Herrn Associate Prof. Nils Rüter (Ph.D.) (NTNU Trondheim) danke ich ganz herzlich für die Übernahme der Zweitbegutachtung und für die Unterstützung bei der Erstellung meiner Arbeit. Durch ihn wurde mir ein dreimonatiger Aufenthalt am Department of Hydraulic and Environmental Engineering an der NTNU in Trondheim, Norwegen, ermöglicht. Während dieser Zeit und auch danach wurde ich von ihm zielgerichtet und professionell bei meiner Arbeit unterstützt.

Herrn Prof. Dr.-Ing. André Niemann (Universität Duisburg Essen) danke ich ganz herzlich für die Übernahme der Zweitbegutachtung und die Unterstützung bei der Fertigstellung meiner Arbeit.

Mein besonderer Dank gilt auch Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Köngeter, der mich während meiner gesamten Zeit am Institut unterstützt hat.

Herr Winand Nelihsen hat den Grundstein für die Projektidee gelegt und stand während meiner Institutszeit immer beratend zur Verfügung, wofür ich mich ganz herzlich bedanken möchte.

Ich bedanke mich ebenfalls bei meinen Kolleginnen und Kollegen am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (RWTH Aachen University), welche mich durch eine Vielzahl an Fachgesprächen bei der Erstellung meiner Dissertation unterstützt haben. Mein besonderer Dank gilt hierbei Stefanie Lorke, Catrina Cofalla, Theide Wöffler, Frederic Evers, Elena Kloppies, Sebastian Henkel und Roy Frings. Außerdem möchte ich mich bei den Kollegen der Messtechnik- und der Modellbau-Abteilung für die hervorragende Erstellung des hydraulischen

schen Modells bedanken. Mein besonderer Dank gilt hierbei Norbert Quast, Mario Czogallik, Manfred Kriegel, Irene Ohligschläger, Tim Hauten und Christian Vogelgesang.

Mein Dank gilt ebenfalls Herrn Prof. Nils Reidar Olsen und Kaspar Vereide (Ph.D.) des Department of Hydraulic and Environmental Engineering und Herrn Associate Prof. Hans Bihs des Department of Marine Civil Engineering (NTNU Trondheim) für die hervorragende fachliche Unterstützung, vor allem im Bereich CFD-Simulation. In diesem Zusammenhang möchte ich mich auch für die finanzielle Unterstützung während des Norwegen-Aufenthalts durch den Deutschen akademischen Austauschdienst (DAAD) bedanken.

Darüber hinaus danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Per Nicolai Martens, Dr.-Ing. Tobias Katz, Dr.-Ing. René Randaxhe und Bastian Winter des Instituts für Bergbaukunde (RWTH Aachen University) für die hervorragende fachliche Unterstützung im Bereich Bergbau.

Danken möchte ich an dieser Stelle den im Rahmen des Projekts RiskStorage befragten Experten: Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Busch (Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal), Herrn Univ.-Prof. Dr. jur. Walter Frenz (Lehr- und Forschungsgebiet Berg- und Umweltrecht, RWTH Aachen University), Herrn Univ.-Prof. Dr. rer. soc. oec. Reinhard Madlener (Lehrstuhl für Wirtschaftswissenschaften, insb. Energieökonomik, RWTH Aachen University), Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Albert Moser (Institut für elektrische Anlagen und Energiewirtschaft, RWTH Aachen University), Herrn Stefan Prott (Energieagentur NRW, Büro Wasserkraft), Herrn Georg Rast (World Wide Fund For Nature (WWF)), Herrn Prof. Dr. rer. nat. Schäffer (Institut für Umweltforschung, RWTH Aachen University) und Herrn Prof. Dr. Axel Zweck (Institut für Soziologie, RWTH Aachen University).

Außerdem danke ich Chris Greenshields (Ph.D.) (Mitbegründer von OpenFOAM) für die umfangreiche und ausgezeichnete Unterstützung im Bereich CFD-Simulation.

Ein großes Dankeschön geht an die ehemaligen Studentinnen und Studenten, die durch ihre Master- oder Diplomarbeit oder durch ihre Arbeit als wissenschaftliche Hilfskraft einen Beitrag zu meiner Arbeit geleistet haben. Ganz besonders danke ich Kristian Brodersen, Désirée Plenker, Christopher Paschmann, Moritz Kreyenschulte, Sven Oettinghaus, Zeinab Omid Beigi (TU München), Annika Blom und Philipp Pyro.

Schließlich gilt mein ganz besonderer Dank meiner Familie und meinen Freunden, für die umfangreiche Unterstützung über die gesamte Zeit.

Aachen, im August 2016

Elena Pummer