

Wasserverteilungssysteme zur Umsetzung einer gerechten Verteilung eines limitierten Wasserdargebots

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der KIT-Fakultät für
Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT)

genehmigte

DISSERTATION

von

David Walter, M. Sc.

aus Karlsruhe

Tag der mündlichen Prüfung:

30.01.2020

Referent: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. Bodo Ruck

Karlsruhe 2020

Kurzfassung

Physische und ökonomische Wasserknappheiten sorgen weltweit für eine defizitäre Wasserversorgung der Bevölkerung. Sie entstehen durch einen klimatisch oder naturräumlich bedingten Mangel an ausreichenden Wasserressourcen oder durch wirtschaftlich bedingte technische Defizite, die eine adäquate Verteilung eigentlich ausreichender Wasserressourcen verhindern. Industrienationen stehen in der Regel hochentwickelte Technologien zur Verfügung, um das Entstehen einer Wasserknappheit zu verhindern. Diese Technologien können von Entwicklungs- und Schwellenländern aufgrund der finanziellen, technischen und organisatorischen Aufwendung jedoch meist nicht nachhaltig genutzt werden. Besonders betroffen von einer defizitären Wasserversorgung sind daher die strukturschwachen, ländlichen Regionen der Entwicklungs- und Schwellenländer.

Aufgrund fehlender Alternativen, werden die Wasserverteilungssysteme in diesen Regionen derzeit auf Basis der in Industrienationen angewandten Konzeption, welche eine dauerhafte Deckung des Wasserbedarfs vorsieht, geplant und umgesetzt. Die oft extremen klimatischen und naturräumlichen Gegebenheiten sowie die geringe technische und ökonomische Entwicklung, führen jedoch meist zu einem Betrieb der Systeme entgegen dieser Konzeption. Eines der Hauptprobleme bestehender Systeme, insbesondere in den tropischen und subtropischen Regionen, ist das oft limitierte und teils stark schwankende Wasserdargebot, welches eine bedarfsdeckende Versorgung grundsätzlich verhindert. Neben vielschichtigen negativen Auswirkungen auf das Verteilungssystem und die Versorgungssituation, resultiert hierdurch u.a. eine hydraulisch bedingte ungerechte Verteilung des verfügbaren Wasserdargebots. Dessen Folge sind häufig gesellschaftliche Spannungen und Nutzerkonflikte, die zur Manipulation und z.T. zur sukzessiven Zerstörung der Verteilungssysteme führen können.

Gegenstand dieser Arbeit ist daher die Entwicklung eines angepassten Wasserverteilungssystems, das eine gerechte und adäquate Wasserversorgung in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern ermöglicht. Hierbei werden neben den klimatischen und naturräumlichen Rahmenbedingungen, insbesondere die für diese Regionen typischen technischen, ökonomischen und soziokulturellen Gegebenheiten berücksichtigt. Hinsichtlich eines nachhaltigen Technologie- und Wissenstransfers, werden dabei ausschließlich einfache, pragmatische und robuste Lösungsansätze verwendet, die einen möglichst geringen Aufwand an Planung, Umsetzung und Betrieb des Systems erfordern.

Das Ergebnis dieser Arbeit ist ein allgemeingültiger Lösungsansatz zur Konzeption, Bemessung und Modellierung eines angepassten Wasserverteilungssystems. Das Konzept sieht zunächst die Dezentralisierung der Wasserspeicherung und damit eine Vergrößerung des Zubringersystems vor. Innerhalb des Zubringersystems kann das verfügbare Wasser durch die Integration von neu entwickelten Systemkomponenten, den sogenannten Wasserverteilern, aufgeteilt werden. Ein Wasserverteiler besteht aus einem Mehrkammersystem

mit einer Vor- und mehreren Unterkammern. Über in der Breite justierbare Wehrüberfallssysteme, wird in die Vorkammer fließendes Wasser dabei auf die Unterkammern aufgeteilt. Die so entstehenden Teilströme werden dann direkt zu den Verbrauchern geleitet oder in untergeordneten Wasserverteilern erneut aufgeteilt. Bei einem nicht bedarfsdeckenden Betriebsszenario, bekommt jede Versorgungseinheit somit unabhängig von ihrer Lage im Gesamtsystem, einen definierten Anteil des Wasserdargebots zugeteilt. Bei einem bedarfsdeckenden Betriebsszenario, verlieren die Wasserverteiler ihre Funktion und das System verhält sich entsprechend eines herkömmlichen, kontinuierlich betriebenen Wasserverteilungssystems. Wird der Wasserbedarf in nur einzelnen Versorgungseinheiten gedeckt, entsteht ein Rückstau zu den oberstrom liegenden Wasserverteilern und das nicht benötigte Wasser wird wiederum anteilig auf die übrigen, unterstrom liegenden Versorgungseinheiten aufgeteilt.

Weiter werden Bemessungs- und Planungsprinzipien zur Verfügung gestellt, die eine Auslegung der neu entwickelten Systemkomponenten und einen sachgemäßen hydraulischen Betrieb, unter Berücksichtigung der jeweiligen Dargebots- und Bedarfssituation, ermöglichen. Um eine Planung und Analyse des angepassten Wasserverteilungssystems zu vereinfachen, werden zudem Methoden zur hydraulischen Simulation des Systemverhaltens mittels einer numerischen Rohrnetzmodellierung erläutert.

Um die Funktion der angepassten Wasserverteilung unter realen Bedingungen zu erproben, wurde im Rahmen des von Seiten des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten Verbundvorhabens KaWaTech, ein Demonstrationsprojekt in einer Karstregion im Norden Vietnams umgesetzt. Basierend auf der entwickelten Konzeption, wurde ein angepasstes Wasserverteilungssystem zur Versorgung von ca. 10.000 Menschen entworfen und in Kooperation mit den vietnamesischen Projektpartnern gebaut und in Betrieb genommen. Im Rahmen der Evaluierung konnte hierbei ein sachgemäßer Betrieb nachgewiesen und somit die nachhaltige Versorgung der lokalen Bevölkerung sichergestellt werden.

Abstract

Physical and economic water scarcities are leading to a deficient water supply of people throughout the world. They are caused by a lack of sufficient water resources due to climatic or natural conditions, or by economically induced technical deficiencies that prevent an adequate distribution of actually sufficient water resources. Industrialized nations typically have sophisticated technologies available to prevent the emergence of water scarcity. However, these technologies cannot be used sustainably by developing and emerging countries due to financial, technical and organizational efforts. The structurally underdeveloped, rural regions of developing and emerging countries are therefore particularly affected by a deficient water supply.

Due to a lack of alternatives, the water distribution systems in these regions are presently planned and implemented following the technical concept used in industrialized nations. This concept is based on a continuous cover of the water demand. However, the often extreme climatic and natural conditions as well as the low technical and economic development, usually lead to an operation of the systems contrary to this concept. One of the main problems of existing systems, especially in the tropical and subtropical regions, are limited and highly fluctuating water resources, which fundamentally prevent a demand-covering water supply. In addition to multi-layered negative effects on the distribution system and the general supply situation, this results in an unfair distribution of the available water resources due to a change of the hydraulic system behaviour. The consequences are social tensions and user conflicts, which often lead to manipulations and thus to a successive destruction of the distribution systems.

Therefore, the subject of this thesis is the development of an adapted water distribution system that allows a fair and adequate water supply in rural areas of developing and emerging countries. In addition to the climatic and natural conditions, also the typical technical, economical and socio-cultural circumstances of these regions are taken into account. With regard to a sustainable technology and knowledge transfer, only simple, pragmatic and robust solutions are used to require only minor efforts in terms of planning, implementation and operation of the system.

The result of this work is a general approach for the conception, design and modelling of an adapted water distribution system. The concept initially aims at the decentralization of the water storage and thus at the enlargement of the transmission system. Within the transmission system, the available water can be subdivided by integrating newly developed system components called water distributors. A water distributor consists of a multi-chamber system with one prechamber and several subchambers. Using width adjustable weir overflow systems, water flowing into the prechamber is subdivided into the subchambers. The resulting sub-streams are then running directly to the consumers or are subdivided again in subordinate water distributors. Thus, in a non-demand-covering

operating scenario, each supply unit receives a defined proportion of the water supply regardless of its location in the overall system. In a demand-covering operating scenario, the water distributors lose their function and the system behaves according to a conventional, continuously operated water distribution system. If the water demand is covered in individual supply units, a backflow to the upstream water distributors develops. Hence, the not required water is in turn distributed proportionately to the remaining, downstream supply units.

Furthermore, design and planning principles are developed, which allow a dimensioning of the newly developed system components and a proper hydraulic operation, taking the respective supply and demand situation into account. To simplify the planning and analysis of the adapted water distribution system, methods for a hydraulic simulation of the system behaviour are demonstrated.

In order to test the function of the adapted water distribution system under real conditions, a demonstration project was implemented in a karst region in northern Vietnam as part of the joint research project KaWaTech sponsored by the German Federal Ministry of Education and Research (BMBF). Based on the developed concept, an adapted water distribution system was designed, built and put into operation to supply about 10,000 people in the project region. In course of the system evaluation, a proper operation was proven, thus ensuring the sustainable and fair supply of the local people.

Danksagung

In den vergangenen vier Jahren durfte ich als wissenschaftlicher Mitarbeiter und Doktorand am Institut für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG) des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) an der Entwicklung innovativer und nachhaltiger Technologien für die Wasserversorgung in Karstregionen mitwirken. Im Rahmen des internationalen Verbundvorhabens KaWaTech ist während dieser Zeit auch die hier vorliegende Arbeit entstanden. Ich möchte mich daher in besonderem Maße bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann bedanken. Neben der Übernahme des Hauptreferats, hat er als Institutsleiter und Projektleiter des Verbundvorhabens sowie durch seine persönliche Unterstützung, maßgeblich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen. Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. Bodo Ruck vom Institut für Hydromechanik (IfH) für das Interesse an meiner Dissertation und die freundliche Übernahme des Korreferats. Mein weiterer Dank gilt Herrn Prof. Dr. Nico Goldscheider, Herrn Prof. Dr. rer. nat. Joachim Vogt, Herrn PD Dr.-Ing. Stephan Fuchs und Herrn PD Dr. rer. nat. Ulf Mohrlök für ihr Mitwirken in der Prüfungskommission.

Dem Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) danke ich für die Förderung des Verbundvorhabens. Ohne die Umsetzung der entwickelten Konzepte und den daraus gewonnenen Erkenntnissen, hätte diese Arbeit nicht in dieser Form entstehen können.

Als Mitwirkender eines internationalen und interdisziplinären Forschungsprojekts durfte ich zudem mit einer Vielzahl von Kollegen aus unterschiedlichsten Fachbereichen und Ländern zusammenarbeiten. An dieser Stelle bedanke ich mich für die hervorragende und freundschaftliche Zusammenarbeit bei allen deutschen, belgischen und vietnamesischen Projektpartnern aus Universitäten, Forschungseinrichtungen, öffentlichen Verwaltungseinrichtungen und der Industrie. Besonders hervorheben will ich hier Herrn Dr.-Ing. Peter Oberle und Frau Katrin Trautwein, die mich in außergewöhnlicher Weise bei der Bewältigung vieler technischer und organisatorischer Fragestellungen unterstützt haben. Gemeinsam haben wir in zahlreichen Reisen zu einer erfolgreichen Implementierung der entwickelten Förder- und Verteilsysteme beigetragen und dabei die vielen unvorhergesehenen Herausforderungen stets bewältigen können.

Ein weiterer Dank gilt allen Kollegen des IWGs, die mich auf unterschiedlichste Weise durch ihr Fachwissen unterstützt haben. Hier will ich insbesondere Herrn Miran Mastaller nennen, der mich durch unzählige Diskussionen stets auf neue Ideen und Lösungsansätze gebracht hat. Ein weiterer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Philipp Klingel, der mir auch nach seiner Zeit am IWG fachlich immer zur Seite stand.

Abschließend möchte ich mich bei Familie und Freunden für die vielen Ratschläge und den großen Rückhalt bedanken. Mama, Papa, Hannah, Fabian, Fabio, Geza, Gustav, Mark, Sven und Yannick – ich danke euch! Tamy, dir gilt ein besonderer Dank für deine fortwährende Unterstützung und Ermutigung seit vielen Jahren.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Hintergrund	1
1.2	Zielsetzung und Ansatz	3
1.3	Das Verbundvorhaben KaWaTech	5
1.4	Aufbau der Arbeit	6
2	Hydraulik von Rohrleitungssystemen	9
2.1	Kapitelübersicht	9
2.2	Stationäre Rohrströmung inkompressibler Fluide	10
2.2.1	Massen- und Volumenstrom	10
2.2.2	Energieerhaltung	10
2.2.3	Energieverluste	12
2.3	Stationäre Rohrströmung kompressibler Fluide	15
2.3.1	Massen- und Volumenstrom	15
2.3.2	Gasgesetze und allgemeine Gasgleichung	16
2.3.3	Energieerhaltung	18
2.3.4	Energieverluste	19
2.4	Wasser-Luft Gemische in Rohrleitungssystemen	21
2.4.1	Probleme für die Wasserversorgung	21
2.4.2	Physikalische Parameter von Wasser und Luft	22
2.4.3	Fließmuster von Wasser-Luft Gemischen in der Rohrströmung	24
2.4.4	Druckverteilung bei Lufteinschluss	27
2.4.5	Berücksichtigung der Kompressibilität bei Lufteinschluss	30
2.4.6	Fließgeschwindigkeit bei Lufteinschluss	32
2.4.7	Selbstentlüftung von Rohrleitungssystemen	33
3	Wasserversorgung im Kontext limitierter Wasserressourcen	39
3.1	Kapitelübersicht	39
3.2	Aufgabe und Funktion der Wasserversorgung	40
3.2.1	Wasser als Grundlage des Lebens	40
3.2.2	Aufgabe der Wasserversorgung	40
3.3	Historische Entwicklung der Wasserversorgung	41
3.3.1	Vom Nomadentum zum Sesshaftwerden	41
3.3.2	Die Antike	42
3.3.3	Vom Mittelalter zur Neuzeit	45
3.4	Historische Systeme zur Aufteilung von Wasser	46

3.4.1	Die Wasseraufteilung nach Vitruv	46
3.4.2	Der antike Wasserverteiler von Pompeji	48
3.4.3	Der antike Wasserverteiler von Thuburbo Minus	49
3.4.4	Der antike Wasserverteiler von Nîmes	50
3.4.5	Die mittelalterlichen Wasserverteiler von Heidelberg	51
3.5	Wasserverfügbarkeit	52
3.5.1	Globale Wasservorkommen und Wasserkreislauf	52
3.5.2	Wasserdargebot	54
3.5.3	Speicherung und Schwankung des Wasserdargebots	55
3.5.4	Wassergewinnung	56
3.6	Wasserbedarf und Wasserverbrauch	58
3.6.1	Zusammensetzung des Wasserbedarfs	58
3.6.2	Mittlerer Wasserverbrauch	59
3.6.3	Schwankung des Wasserverbrauchs	63
3.6.4	Wasserbedarfsermittlung	66
3.7	Wasserknappheit	68
3.7.1	Physische und ökonomische Wasserknappheit	68
3.7.2	Wassernutzungs-Index	70
3.7.3	Klimatische und naturräumliche Einflüsse	72
3.8	Technologietransfer in Entwicklungs- und Schwellenländer	74
4	Wasserverteilungssysteme	77
4.1	Kapitelübersicht	77
4.2	Anlagenteile und technische Konzeption	78
4.2.1	Anlagenteile der Wasserversorgung und -verteilung	78
4.2.2	Technische Konzeption der Wasserverteilung	79
4.3	Wasserförderung	80
4.3.1	Aufgabe und Systemkomponenten	80
4.3.2	Förderkonzepte	81
4.4	Wasserspeicherung	82
4.4.1	Aufgabe und Speichertypen	82
4.4.2	Speicherkonzepte	83
4.4.3	Speicherbemessung	85
4.5	Rohrleitungsnetze	86
4.5.1	Rohrleitungen, Formstücke und Armaturen	86
4.5.2	Netzformen	87
4.6	Hydraulische Bemessung	88
4.6.1	Bezugszeit	88
4.6.2	Spitzenbedarf und Spitzenfaktoren	89
4.6.3	Versorgungsdruck und Fließgeschwindigkeit	91
4.6.4	Lastfälle	93
4.7	Intermittierend betriebene Wasserverteilungssysteme	93
4.7.1	Merkmale und Verbreitung	93
4.7.2	Ursachen und Auswirkungen	96
4.7.3	Lösungsansätze	99

5	Entwicklung der angepassten Wasserverteilung	103
5.1	Kapitelübersicht	103
5.2	Problematik und Zielsetzung	104
5.3	Anpassung der technischen Konzeption	106
5.4	Konzeption der angepassten Wasserverteilung	108
5.4.1	Zentrale vs. dezentrale Wasserspeicherung	108
5.4.2	Systemelemente zur Wasseraufteilung	111
5.4.3	Wehrüberfallsystem mit justierbarer Wehrbreite	113
5.4.4	Angepasstes Systemkonzept	116
5.4.5	Auswirkung von Dargebots- und Bedarfsschwankungen	117
5.4.6	Zusammenfassung	120
5.5	Bemessung der angepassten Wasserverteilung	121
5.5.1	Allgemeine Anforderungen an die Bemessung	121
5.5.2	Topografische Randbedingungen	121
5.5.3	Hydraulische Bemessung des Leitungssystems	123
5.5.4	Hydraulische Bemessung der Wasserverteiler	126
5.5.5	Entleerung und Befüllung des Leitungssystems	129
5.5.6	Zusammenfassung	133
5.6	Modellierung der angepassten Wasserverteilung	134
5.6.1	Rohrnetzrechnung mit EPANET	134
5.6.2	Rohrnetzmodell eines Wasserverteilers	136
5.6.3	Modellierung der Wehrbreiten	140
5.6.4	Berechnungsbeispiel	140
5.6.5	Zusammenfassung	144
6	Der Norden Vietnams als Modellregion zur Umsetzung eines Demonstrationsprojekts	145
6.1	Kapitelübersicht	145
6.2	Allgemeine Beschreibung der Modellregion	146
6.2.1	Lage der Modellregion	146
6.2.2	Topografie und Geologie	147
6.2.3	Klima und Hydrologie	148
6.3	Siedlungsstruktur und Wasserverbrauch	149
6.4	Wasserversorgung im urbanen Bereich	151
6.4.1	Zentrales Wasserversorgungssystem	151
6.4.2	Individuelle Wasserversorgungskonzepte	154
6.4.3	Zusammenfassung	155
6.5	Wasserversorgung im ländlichen Bereich	155
6.5.1	Individuelle Wasserversorgungskonzepte	155
6.5.2	Dezentrale Wasserversorgungssysteme	157
6.5.3	Zusammenfassung	159
7	Technische Umsetzung der angepassten Wasserverteilung als Demonstrationsprojekt	161
7.1	Kapitelübersicht	161
7.2	Wasserförderung durch ein innovatives Wasserfördersystem	162

7.2.1	Nutzbarmachung neuer Wasserressourcen	162
7.2.2	Funktionsprinzip der Förderanlage	164
7.2.3	Hydraulische Randbedingungen für die Wasserverteilung	167
7.3	Abgrenzung potentieller Versorgungsgebiete	167
7.4	Konzeption des angepassten Wasserverteilungssystems	169
7.4.1	Systemkonzept	169
7.4.2	Aufteilung der Systemeinspeisung	172
7.4.3	Wasserbedarf und Bemessungsdurchfluss	174
7.5	Bemessung und Bau der Wasserverteiler	176
7.5.1	Wehrüberfallsystem	176
7.5.2	Übergeordneter Wasserverteiler	179
7.5.3	Untergeordneter Wasserverteiler	182
7.5.4	Ermittlung der Wehbreiten	185
7.6	Bemessung und Bau der Wasserspeicher und Druckunterbrecher	187
7.6.1	Wasserspeicher	187
7.6.2	Druckunterbrecher	189
7.7	Bemessung und Bau des Leitungssystems	190
7.7.1	Lage der Wasserverteiler, Wasserspeicher und Druckunterbrecher . .	190
7.7.2	Hydraulische Bemessung der Rohrleitungen	193
7.7.3	Leitungsverläufe und Selbstentlüftung	195
7.8	Validierung des angepassten Wasserverteilungssystems	199
7.8.1	Deckung des Wasserbedarfs	199
7.8.2	Betriebszenarien der Wasserförderanlage	201
7.8.3	Aufteilung des Wassers in den Wasserverteilern	202
7.8.4	Leistungsfähigkeit des Leitungssystems	204
7.8.5	Modellierung der angepassten Wasserverteilung	205
7.9	Technologie- und Wissenstransfer	207
7.9.1	Entscheidungsträger	207
7.9.2	Nutzer	208
7.9.3	Übertragbarkeit der angepassten Wasserverteilung	209
8	Zusammenfassung und Ausblick	211
8.1	Zusammenfassung	211
8.2	Ausblick	214
A	Rohrnetzmodell des angepassten Wasserverteilungssystems	217
B	Exemplarische Konstruktionszeichnung des Wehrüberfallsystems	225
C	Ermittlung der Wehbreiten	229
D	Nachweis der Selbstentlüftung des Leitungsabschnitts ÜWV - WS 1	233
	Literaturverzeichnis	237

Abbildungsverzeichnis

2.1	Durchfluss und Fließgeschwindigkeit für inkompressible Fluide in zwei Querschnitten einer Rohrleitung	10
2.2	Energieanteile in einer Rohrströmung	11
2.3	Einfluss von Strömung und Wandrauheit	13
2.4	Zusammenhang von Energiehorizont (EH), Energielinie (EL) und Drucklinie (DL) in einem Rohrsystem	15
2.5	Durchfluss und Fließgeschwindigkeit für kompressible Fluide in zwei Querschnitten einer Rohrleitung	16
2.6	Zusammenhang von Temperatur, Druck und Volumen in kompressiblen Fluiden	17
2.7	Druck-, Temperatur- und Fließgeschwindigkeitsverlauf für inkompressible und kompressible Rohrströmungen	20
2.8	Dichte von Wasser und Luft in Abhängigkeit der Temperatur	23
2.9	Viskosität von Wasser und Luft in Abhängigkeit von der Temperatur	24
2.10	Fließmuster von Wasser-Luft Gemischen in einer Rohrströmung	25
2.11	Transformation von Wellen- zu Pulsationsströmung	26
2.12	Fließmuster-Diagramm für horizontale Rohrleitungen	27
2.13	Hydrostatischer Druckverlauf mit und ohne Lufteinschluss in einer Rohrleitung	28
2.14	Wasserspiegellage in einem Leitungsabschnitt bei Lufteinschluss	29
2.15	Druckverlauf bei Fließbewegung und Lufteinschluss	30
2.16	Rohrleitung während der Füllung und im gefüllten Zustand mit Lufteinschluss	32
2.17	Rohrleitungsabschnitt mit zwei Lufteinschlüssen zur Berechnung der Fließgeschwindigkeit	33
2.18	Wechselsprung und Weitertransport der Luft in einer Rohrleitung	34
2.19	Kritische Froude-Zahl für den Lufttransport bei verschiedenen Rohrneigungen	35
2.20	Kräftegleichgewicht an einer Blase in einer geneigten Rohrleitung	37
3.1	Gravitäre Wasserförderung aus dem Grundwasseraquifer durch einen Qanat	42
3.2	Längsschnitt eines antiken Wasserversorgungssystems und Querschnitt verschiedener Kanäle	44
3.3	Grafische Umsetzung der Wasseraufteilung nach Vitruv	47
3.4	Dreigeteiltes Verteilungsnetz nach Vitruv	48
3.5	Aufteilung des Wassers im Wasserverteiler Pompeji	49
3.6	Aufteilung des Wassers im Wasserverteiler Thuburbo Minus	50
3.7	Aufteilung des Wassers im Wasserverteiler Nîmes	50

3.8	Aufteilung des Wassers im Wasserverteiler Heidelberg	51
3.9	Wasserverteiler Heidelberg mit Wehr und Bohrung als Beckenübergang . .	52
3.10	Globaler Wasserkreislauf	54
3.11	Speicherung und Schwankung des Wasserdargebots	56
3.12	Wassergewinnung in öffentlicher und nichtöffentlicher Wasserversorgung . .	57
3.13	Zusammensetzung des Wasserbedarfs mit statistischen Verbrauchswerten aus Deutschland	59
3.14	Entwicklung des einwohnerbezogenen mittleren Tagesbedarfs in Deutschland	60
3.15	Internationaler Vergleich des einwohnerbezogenen Wasserverbrauchs in ver- schiedenen Städten	63
3.16	Charakteristische Schwankung des Tagesverbrauchs über mehrere Wochen .	65
3.17	Charakteristische Schwankung des Stundenverbrauchs über einen Tag . . .	66
3.18	Ermittlung des mittleren Wasserbedarfs nach Kennwerten	67
3.19	Ermittlung des mittleren Wasserbedarfs nach Messwerten	68
3.20	Globale Ausbreitung von physischer und ökonomischer Wasserknappheit . .	69
3.21	Globale Verteilung des Wassernutzungs-Indexes	71
3.22	Innertropische Konvergenzzone (ITC) resp. Regenzeit im Juli und Januar .	73
3.23	Globale Verteilung von Karbonatgestein resp. der Karstgebiete	74
4.1	Anlagenteile eines Wasserversorgungssystems	78
4.2	Verschiedene Konzepte der Wasserförderung	82
4.3	Konzept der Wasserspeicherung mit Tiefbehälter	84
4.4	Verschiedene Konzepte der Wasserspeicherung mit Hochbehälter	84
4.5	Verschiedene Formen von Rohrleitungsnetzen	88
4.6	Tagesspitzenfaktor f_d und Stundenspitzenfaktor f_h für Versorgungsgebiete mit über 1.000 Einwohnern	90
4.7	Stundenspitzenfaktor f_h für Versorgungsgebiete mit unter 1.000 Einwohnern	91
4.8	Intermittierend versorgter Anteil der an netzgebundene Wasserverteilungs- systeme angeschlossenen Bevölkerung	95
4.9	Exemplarisches Beispiel einiger negativer Auswirkungen bei intermittieren- dem Betrieb	97
4.10	Ursachen und Auswirkungen der intermittierenden Wasserverteilung	99
4.11	Lösungsansatz zur Optimierung der intermittierenden Verteilung und zur Überführung in eine kontinuierliche Verteilung	100
5.1	Probleme der herkömmlichen und Notwendigkeit der angepassten Wasser- versorgung	105
5.2	Wesentliche Merkmale der herkömmlichen und angepassten technischen Konzeption der Wasserverteilung	108
5.3	Zentrale und dezentrale Wasserspeicherung sowie Auswirkung der Betriebs- weise auf eine gerechte Verteilung der Einspeisemenge	110
5.4	Angepasste Systemelemente zur Wasseraufteilung sowie bestehende Syste- melemente zur Wasserspeicherung und Druckreduzierung	113
5.5	Wehrüberfallsystem mit justierbarer Wehrbreite	114
5.6	Exemplarische Wehrbreiten in einem Wasserverteiler mit drei Unterkammern	115

5.7	Anordnung der Systemkomponenten im angepassten Wasserverteilungskonzept	116
5.8	Veränderung der Aufteilung bei Füllung einer Unterkammer	118
5.9	Auswirkung des Rückstaus einer Versorgungseinheit auf das Wasserverteilungssystem	119
5.10	Lage der Systemkomponenten in Abhängigkeit der Topografie	122
5.11	Bemessungsdurchfluss in Zubringerleitungen und Verteilleitungen	124
5.12	Leitungsabschnitt mit für die Bemessung relevanten Parametern	126
5.13	Wasserverteiler mit möglichen Wasserspiegellagen	128
5.14	Höhenprofil typischer Leitungsverläufe mit Auswirkung auf den Entleerungs- und Befüllungsprozess	130
5.15	Abhängigkeit von Leitungsverlauf und Abfluss während des Befüllungsprozesses	131
5.16	Stationärer Fließzustand mit Teilfüllung in einem kontinuierlich fallenden Leitungsabschnitt	133
5.17	Rohrnetzmodell eines Wasserverteilers	137
5.18	Systemabschnitt mit relevanten Parametern für die Rohrnetzmodellierung .	141
5.19	Wasserspiegellagen in Vorkammer VK, Unterkammer UK 1 und UK 2 und Wasserspeichern WS 1.1 und WS 1.2	142
5.20	Zufluss in die Vorkammer VK und in die Unterkammern UK 1 und UK 2 .	143
6.1	Lage der Modellregion im Dong Van Karst Plateau Geopark	146
6.2	Wasserführende Höhlensysteme in der Modellregion	147
6.3	Auswirkung von Regen- und Trockenzeit in der Modellregion	148
6.4	Lage der Distrikthauptstadt und umliegenden Siedlungen	150
6.5	Distrikthauptstadt Dong Van und typische Siedlung	151
6.6	Bestehendes Wasserverteilungssystem der Distrikthauptstadt Dong Van . .	152
6.7	Private Dachbehälter, Förderanlage To Nam und Wasserverlust im Leitungsnetz	153
6.8	Händischer Wassertransport, künstliches Speicherbecken, private Installation und Wasserverkauf vom Tanklaster	156
6.9	Wasserentnahme aus gekappter Leitung, öffentlicher Wasserspeicher und marodes Schlauchsystem in Siedlung	157
6.10	Wasserversorgung der Siedlungen Dau Chua, Chung Mung und Sang Ma Sao	158
7.1	Schematische Darstellung der ursprünglichen Wasserkraftanlage und der Erweiterung durch ein wasserkraftbasiertes Wasserfördersystem	163
7.2	Wasserbauliche Infrastruktur der Wasserkraftanlage resp. des Wasserfördersystems	164
7.3	Funktionsprinzip eines gekoppelten Fördermoduls aus Pumpe als Turbine und Pumpe als Pumpe	165
7.4	Planung des Fördersystems mit zwei parallel geschalteten Fördermodulen .	166
7.5	Betriebstest der Förderanlage und des Monitoring- und Alarmsystems . . .	166
7.6	Lage des Wasserfördersystems sowie der versorgten Siedlungen	168
7.7	Lage der Anlagenteile und Systemelemente des Wasserversorgungssystems in der Modellregion	169

7.8	Schematische Darstellung des Systemkonzepts	171
7.9	Entwurf des Wehrüberfallsystems für übergeordneten und untergeordneten Wasserverteiler	177
7.10	Betonelemente von übergeordnetem und untergeordnetem Wasserverteiler und Wehrüberfallsystem eines untergeordneten Wasserverteilers)	178
7.11	Installation des Wehrüberfallsystems mit Schlauch- und Wasserwaage . . .	178
7.12	Entwurf des übergeordneten Wasserverteilers und Positionierung der Betonelemente in den Wehrüberfällen	179
7.13	Bau des übergeordneten Wasserverteilers in der Siedlung Ma U	182
7.14	Entwurf des untergeordneten Wasserverteilers sowie Positionierung der Betonelemente in den Wehrüberfallsystemen	182
7.15	Bau des untergeordneten Wasserverteilers UWV 3 oberhalb der Siedlung Dau Chua	184
7.16	Wehrüberfallsysteme im übergeordneten Wasserverteiler	187
7.17	Lage der Wasserspeicher WS 1 und WS 1-1 sowie des Speicherbeckens in Versorgungseinheit VE 1	188
7.18	Lage des Wasserspeichers WS 3.1	189
7.19	Druckunterbrecher DU 1 oberhalb der Distrikthauptstadt Dong Van	190
7.20	Versorgungseinheit VE 1 und VE 2 im schematischen Höhenprofil	191
7.21	Versorgungsgruppen VG 3 und VG 4 im schematischen Höhenprofil	192
7.22	Höhenprofil des Leitungsstrangs zwischen den Wasserverteilern ÜWV und UWV 3	196
7.23	Höhenprofil des Leitungsstrangs zwischen dem Wasserverteiler ÜWV und dem Wasserspeicher WS 1	197
7.24	Rohrleitung zwischen übergeordnetem Wasserverteiler und Wasserspeicher WS 1 mit vielen Hoch- und Tiefpunkten	199
7.25	Wehrüberfälle im übergeordneten Wasserverteiler ÜWV während des Systembetriebs	202
7.26	Zufluss in den Wasserspeicher WS 1	205
7.27	Messung und Berechnung der Wasserspiegellage im Wasserverteiler UWV 3	206
7.28	Interessierte Kinder bei der Füllung eines Wasserspeichers und Betriebspersonal beim Einstellen der Wehrbreiten	209

Tabellenverzeichnis

2.1	Einzelne Energieanteile in einer Rohrströmung	11
2.2	Ausgewählte physikalische Parameter von Wasser und Luft (typische Werte)	22
3.1	Speicher des globalen Wasservorkommens	53
3.2	Zusammensetzung des durchschnittlichen Tagesverbrauchs in Deutschland	61
3.3	Wasserverfügbarkeit und Auswirkung auf die Gesundheit	62
4.1	Richtwerte zur Bestimmung des Speichervolumens von Wasserbehältern . .	86
4.2	Bezugszeiten verschiedener Anlagenkomponenten	89
4.3	Stundenspitzenbedarf für Versorgungsgebiete mit unter 1.000 Einwohnern mit Stundenspitzenfaktor f_h	91
4.4	Versorgungsdruck und Fließgeschwindigkeit für verschiedene Rohrleitungs- typen	92
4.5	Lastfälle zur Bemessung des innerörtlichen Verteilungssystem	93
4.6	Anschlussgrad der Bevölkerung an netzgebundene Wasserverteilungssysteme für verschiedenen Entwicklungsstände und Regionen	94
4.7	Bevölkerung in Entwicklungs- und Schwellenländern mit Netzanschluss so- wie intermittierend versorgter Anteil	96
5.1	Modellierbare Systemelemente der Software EPANET	135
5.2	Relevante Abschnitte des Rohrnetzmodells eines Wasserverteilers	138
5.3	Regelungen zur Modellierung der hydraulischen Prozesse im Wasserverteiler	139
6.1	Verwendete Versorgungskonzepte in der Distrikthauptstadt	154
7.1	Versorgungseinheiten mit Einwohnerzahlen sowie deren Anteil an der Ge- samtbevölkerung	172
7.2	Prozentsätze zur Aufteilung des Wassers in den einzelnen Wasserverteilern	173
7.3	Wasserverbrauch, Wasserbedarf und Bemessungsdurchfluss der Versorgung- seinheiten	175
7.4	Bemessungsdurchflüsse der Leitungsabschnitte	176
7.5	Parameter zur Bemessung des übergeordneten Wasserverteilers	180
7.6	Geeignete Maße für den übergeordneten Wasserverteiler	181
7.7	Umgesetzte Maße des übergeordneten Wasserverteilers	181
7.8	Parameter zur Bemessung des untergeordneten Wasserverteilers	183
7.9	Geeignete und umgesetzte Maße für den untergeordneten Wasserverteiler .	184
7.10	Ermittlung der Wehrbreiten für den übergeordneten Wasserverteiler ÜWV	185

7.11	Ermittlung der Wehbreiten für den untergeordneten Wasserverteiler UWV 3186	
7.12	Äquivalente Verlustbeiwerte der Schwimmerventile	193
7.13	Auslegung der Leitungsabschnitte auf die erforderlichen Nennweiten	194
7.14	Anteil des mit Wasser gefüllten Abschnitts bei Leitungen mit ausgeprägtem Tiefpunkt	196
7.15	Stillstandsgeschwindigkeit in den abwärts geneigten Leitungsabschnitten .	197
7.16	Geometrische Änderung der Lufteinschlüsse unter Berücksichtigung der Kompressibilität	198
7.17	Deckung des Wasserbedarfs durch die Wasserförderanlage	201
7.18	Validierung der Aufteilung im übergeordneten Wasserverteiler ÜWV	203
7.19	Validierung der Aufteilung im untergeordneten Wasserverteiler UWV 3 . .	204
7.20	Relevante Maße des untergeordneten Wasserverteilers UWV 3	206

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzung	Bedeutung
BDEW	Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft
BPB	Bundeszentrale für politische Bildung
CERWASS	National Center for Rural Water Supply and Sanitation
DIN	Deutsches Institut für Normung
DVWG	Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches
EPA	US-Umweltbehörde Environmental Protection Agency
EPANET	Open-Source-Software zur Rohrnetzmodellierung
FAO	Ernährungs- und Landwirtschaftsorganisation der Vereinten Nationen
IBNET	Datenbank des Internationalen Benchmarking Network
IWA	International Water Association
IWMI	International Water Management Institute
NCHMF	Vietnam National Centre for Hydro- Meteorological Forecastings
StBA	Statistisches Bundesamt
UN	Vereinte Nationen
UNDP	Entwicklungsprogramm der Vereinten Nationen
UNESCO	Organisation der Vereinten Nationen für Bildung, Wissenschaft und Kultur
UNICEF	Kinderhilfswerk der Vereinten Nationen
VDI	Verein Deutscher Ingenieure
VNAT	Vietnam National Administration of Tourism
WHO	Weltgesundheitsorganisation
BMBF	Bundesministerium für Bildung und Forschung
KIT	Karlsruher Institut für Technologie
IWG	Institut für Wasser und Gewässerentwicklung
AGW	Institut für angewandte Geowissenschaften
IMB	Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
RUB	Ruhr-Universität Bochum
U+Ö	Institut für Umwelttechnik + Ökologie im Bauwesen
PTKA	Projektträger Karlsruhe
MOST	Vietnamesisches Ministerium für Wissenschaft und Technologie
VIGMR	Vietnamesisches Institut für Geowissenschaften und mineralische Rohstoffe
HGPC	Vietnamesische Provinzverwaltung Ha Giang Peoples' Committee

TLU	Thuy Loi Universität Hanoi
EH	Energiehorizont
EL	Energielinie
DL	Drucklinie
WSP	Wasserspiegel
GW	Grundwasser
ITC	Innertropische Konvergenzzone
ZW	Zubringerleitung
HW	Hauptleitung
VW	Versorgungsleitung
AW	Anschlussleitung
DN	Nennweite
ID	Innendurchmesser
OD	Außendurchmesser
PN	Nenndruck
GG	Grauguss
GGG	Duktilguss
St	Stahl
PVC	Polyvinylchlorid
PE	Polyethylen
VG	Versorgungsgruppe
VE	Versorgungseinheit
ÜWV	übergeordneter Wasserverteiler
UWV	untergeordneter Wasserverteiler
VK	Vorkammer
UK	Unterkammer
WS	Wasserspeicher
DU	Druckunterbrecher
HP	Hochpunkt
MOD	Fördermodul
PAT	Pumpe als Turbine
PAP	Pumpe als Pumpe
BIP	Bruttoinlandsprodukt
CO ₂	Kohlenstoffdioxid
TrinkwV	Trinkwasserverordnung
LED	Leuchtdiode
NN	Normalnull
kW	Kilowatt

Symbolverzeichnis

Symbol	Bedeutung	SI-Einheit
D	Durchmesser	m
L	Länge	m
A	Querschnittsfläche	m^2
V	Volumen	m^3
Q	Durchfluss	$m^3 s^{-1}$
v	Fließgeschwindigkeit	$m s^{-1}$
m	Masse	kg
z	Ortshöhe	m
g	Erdbeschleunigung	$m s^{-2}$
ρ	Dichte	$kg m^{-3}$
p	Druck	$kg m^{-1} s^{-2}$
t	Zeitpunkt	s
ν	kinematische Viskosität	$m^2 s^{-1}$
η	dynamischen Viskosität	$kg m^{-1} s^{-1}$
T	Temperatur	K
h_v	Verlusthöhe	m
λ	Rohrreibungszahl	-
ζ	lokaler Verlustbeiwert	-
k_s	Rauheit	m
R	universelle Gaskonstante	$J mol^{-1} K^{-1}$
R_S	spezifische Gaskonstante	$J kg^{-1} K^{-1}$
u	spezifische innere Energie	$J kg^{-1}$
h	spezifische Enthalpie	$J kg^{-1}$
c_v	spezifische Wärmekapazität bei konst. Volumen	$J kg^{-1} K^{-1}$
c_p	spezifische Wärmekapazität bei konst. Druck	$J kg^{-1} K^{-1}$
Re	Reynoldszahl	-
Fr	Froudezahl	-
F	Kraft	$kg m s^{-2}$
c_W	Widerstandsbeiwert	-
κ	Formänderung	-
ΔH	Höhenänderung	m
ΔS	Änderung des Grundwasserspiegels	m
Q_{dmax}	maximaler Tagesbedarf	l/s
Q_{hmax}	maximaler Stundenbedarf	l/s

f_d	Tagesspitzenfaktor	-
f_h	Stundenspitzenfaktor	-
b_n	ermittelte Wehrbreite	m
b_{max}	maximale Wehrbreite	m
b_B	Betonelementbreite	m
p_n	ermittelter Prozentsatz zur Wasseraufteilung	-
p_{max}	maximaler Prozentsatz zur Wasseraufteilung	-
K_v	Durchflusskoeffizient	-
K_{vs}	Durchflusskoeffizient bei voller Ventilöffnung	-

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Hintergrund

Wasser ist die Grundlage allen Lebens. Ohne Wasser hätte auf der Erde nach dem heutigen Erkenntnisstand kein Leben entstehen können. Aufgrund seiner einzigartigen chemischen und physikalischen Eigenschaften spielt es in Organismen bei fast allen Stoffwechselfvorgängen eine entscheidende Rolle und gilt somit als ein Grundbaustein des Lebens. Es formt unsere Umwelt und bedingt Wetter und Klima. In seinen drei Aggregatzuständen ist es dabei fast überall vorhanden und wird, von der Sonne angetrieben, in einem ewigen, regenerativen Kreislauf in der Atmosphäre gehalten. Bezogen auf die menschliche Zivilisation ist Wasser ein lebensnotwendiges, fundamentales Gemeingut und damit unverzichtbar. Es wird in erster Linie als essenzielles Lebensmittel für den persönlichen Verzehr und zur Zubereitung von Speisen und Getränken verwendet. In hygienischer Anwendung erhält es die Gesundheit und verhindert die Ausbreitung von Krankheiten und Epidemien. Darauf aufbauend bildet eine funktionierende Wasserversorgung die Basis jeglicher Entwicklung in Landwirtschaft, Handel und Industrie und ist somit unabdingbarer Bestandteil der Infrastruktur einer modernen Gesellschaft. Hierbei kann Wasser in keiner Weise und durch keinen anderen Stoff ersetzt werden (Willems, 2017; Fritsch u. a., 2014).

Daher wurde der Zugang zu sauberem Trinkwasser und zu einer sanitären Grundversorgung durch die Generalversammlung der Vereinten Nationen (UN) am 28. Juli 2010 zum Menschenrecht erklärt. Diese Forderung wurde am 25. September 2015 auf dem Weltgipfel für nachhaltige Entwicklung durch die Formulierung der Ziele für nachhaltige Entwicklung resp. der Agenda 2030 weiter konkretisiert. Bezogen auf den Bereich der Wasserversorgung wird hier der sichere und bezahlbare Zugang zu Trinkwasser für jeden Menschen auf der Welt bis zum Jahre 2030 gefordert. Trotz vieler internationaler Anstrengungen haben heute jedoch immer noch ca. 785 Mio. Menschen keinen Zugang zu einer grundlegenden Trinkwasserversorgung. Zudem sterben weltweit jährlich etwa zwei Mio. Menschen an den Folgen einer unzureichenden Wasserversorgung und an Krankheiten, die durch verschmutztes Wasser übertragen werden (UNESCO, 2019; UN, 2019, 2015).

Eine der Hauptursachen für eine defizitäre Wasserversorgung ist die physische Wasserknappheit, die durch eine Diskrepanz von Wasserbedarf und Wasserverfügbarkeit entsteht. Betrachtet man den globalen Wasserkreislauf, sind eigentlich ausreichend erneuerbare Süßwasserabflüsse zur Deckung des globalen Wasserbedarfs vorhanden. Bezogen auf eine Weltbevölkerung von 7,5 Mrd. Menschen, stünde jedem Menschen ein jährliches

Wasservolumen von ca. sechs Mio. Litern zur Verfügung. Das Problem ist jedoch die zeitliche und räumliche Verteilung dieses Wassers. Während der Niederschlag in den ariden Wüstenregionen z.B. nur wenige Millimeter pro Jahr beträgt, fallen in den tropischen Regenwäldern mehrere Meter pro Jahr. Doch auch in niederschlagsreichen Regionen kann aufgrund von naturräumlichen Einflüssen eine physische Wasserknappheit entstehen. So verlagert sich der Niederschlag in den vielen Karstgebieten der Erde z.B. aufgrund der porösen Bodenstruktur und der hohen Versickerungsraten tief in den Untergrund und steht der Bevölkerung, ohne Technologien zur Nutzbarmachung dieses Wassers, nicht mehr zur Verfügung (Oberle u. a., 2018; Fritsch u. a., 2014; Grambow u. a., 2013).

Eine weitere Ursache neben der zu geringen Wasserverfügbarkeit ist die ökonomische Wasserknappheit. Hier sind eigentlich ausreichend Wasserressourcen zur Deckung des Wasserbedarfs vorhanden, es existieren jedoch keine oder nur sehr mangelhafte Infrastrukturen zur Gewinnung, Förderung und Verteilung des Wassers. Betroffen sind daher meist wirtschaftlich schwache Regionen, die sich ohnehin bereits mit gesellschaftlichen und politischen Problemen konfrontiert sehen. Ein technisch-wirtschaftlicher Fortschritt in den betroffenen Regionen birgt jedoch die Möglichkeit, eine adäquate Wasserversorgung zu etablieren (UNESCO, 2019).

Bereits heute leben ca. 3,6 Mrd. Menschen, also etwa die Hälfte der Weltbevölkerung, in Regionen, die für mindestens einen Monat im Jahr unter potentieller physischer oder ökonomischer Wasserknappheit leiden. Eine halbe Mrd. Menschen sind sogar ganzjährig davon betroffen. Durch Effekte wie den Klimawandel, die anhaltende Zerstörung natürlicher Lebensräume, die zunehmende Wasserverschmutzung, die wachsende Weltbevölkerung und das steigende Konsumverhalten ist künftig mit einer deutlichen Verschärfung der Wasserknappheit zu rechnen (UNESCO, 2018; FAO, 2016).

Trotz des globalen Auftretens der Wasserknappheit, ist die daraus resultierende defizitäre Wasserversorgung vorwiegend ein Problem in Entwicklungs- und Schwellenländern. Industrienationen stehen aufgrund ihrer ökonomischen und technischen Entwicklung in der Regel hochentwickelte Technologien sowie deren sachgemäße Anwendung zur Verfügung, die eine ökonomische Wasserknappheit kategorisch ausschließen und die es ermöglichen bei einer physischen Wasserknappheit ausreichende Wasserressourcen zu erschließen und gemäß den anerkannten Regeln der Technik zu verteilen. Beispiele hierfür sind z.B. die Meerwasserentsalzungsanlagen in den Wüstenregionen der arabischen Halbinsel oder die Fernwasserversorgungssysteme in den Karstregionen Mitteleuropas. In den meisten Entwicklungs- und Schwellenländern können diese Technologien aufgrund der hohen finanziellen, technischen und organisatorischen Aufwendung allerdings nicht nachhaltig genutzt werden. Besonders betroffen sind hiervon die strukturschwachen ländlichen Gebiete der Entwicklungs- und Schwellenländer (Willems, 2017; GIZ, 2011).

In den Industrienationen findet die Wasserversorgung größtenteils über netzgebundene Wasserversorgungssysteme statt. Hier beträgt der Anschlussgrad in den urbanen Gebieten 98 % und in den ländlichen Gebieten 89 %. Die Versorgung findet dabei überwiegend kontinuierlich und bedarfsdeckend statt, d.h. jedem Verbraucher wird zu jeder Zeit ausreichend Wasser bereitgestellt. In den Entwicklungs- und Schwellenländern beträgt der Anschlussgrad in den urbanen Gebieten hingegen 72 % und in den ländlichen Gebieten sogar nur 28 %. Zudem findet die Versorgung aufgrund von äußeren Zwängen, wie z.B. einer physischen Wasserknappheit, aber auch durch innere Zwänge, wie z.B. Mängel bei Planung, Umsetzung und Betrieb von Versorgungssystemen, vorwiegend intermittierend

statt. D.h. den Verbrauchern wird nur für eine beschränkte Dauer Wasser zur Verfügung gestellt. Diese Betriebsweise ist jedoch zwingend mit einer Vielzahl an negativen Auswirkungen verbunden und führt u.a. zu einer ungleichen Verteilung des verfügbaren Wassers, einer Degradation der Versorgungsinfrastrukturen, einer sukzessiven Zunahme der Wasserverluste und somit zu einer Verschlechterung der allgemeinen Versorgungssituation (WHO und UNIFEC, 2015; Klingel, 2013).

Der vorwiegend im ländlichen Raum lebende, nicht an ein Wasserversorgungssystem angeschlossene Anteil der Bevölkerung muss sich durch alternative Konzepte mit Wasser versorgen. Dies kann z.B. die händische Beschaffung von Oberflächenwasser, das Sammeln von Regenwasser oder der Zukauf von kommerziell produziertem Trinkwasser sein. Die körperlich und zeitlich sehr aufwendige händische Beschaffung von Wasser wird dabei oft von Kindern übernommen, wodurch deren Zugang zu Bildung verwehrt und die Entwicklung in diesen Regionen nachhaltig verhindert wird. Gründe für den sehr geringen Anschlussgrad sind die oft extremen klimatischen und naturräumlichen Randbedingungen, der geringe technische Entwicklungsstand, der niedrige Bildungsstand sowie die schwache ökonomische Entwicklung der Regionen (Nestmann u. a., 2018).

Aus technischer Sicht wäre eine netzgebundene Wasserversorgung in diesen Regionen zwar umsetzbar, komplexe Systemstrukturen mit technisch anspruchsvollen Regelprozessen und Betriebsweisen können aufgrund der o.g. Randbedingungen jedoch nicht nachhaltig angewandt werden. Um unter diesen Bedingungen dennoch eine adäquate Wasserversorgung zu etablieren, werden also Technologien und Lösungsansätze benötigt, die neben den klimatisch-naturräumlich bedingten technischen Randbedingungen insbesondere an die ökonomischen, ökologischen und soziokulturellen Gegebenheiten solcher Regionen angepasst sind.

1.2 Zielsetzung und Ansatz

Gegenstand dieser Arbeit ist die Entwicklung eines angepassten Wasserverteilungssystems zur Etablierung einer adäquaten Wasserversorgung in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern. Um eine nachhaltige Implementierung eines solchen Systems zu erreichen, genügt es allerdings nicht, bestehende, in Industrienationen erfolgreiche Konzepte in diese Regionen zu übertragen. Stattdessen bedarf es einer gesamtgesellschaftlichen Anpassung der grundlegenden Konzeption entsprechend der vorherrschenden technischen, ökonomischen, ökologischen und soziokulturellen Rahmenbedingungen. Derzeit werden Wasserverteilungssysteme in diesen Regionen aufgrund fehlender Alternativen jedoch entsprechend der in Industrienationen angewandten Konzeption geplant und umgesetzt. Diese basiert auf der grundlegenden Anforderung einer dauerhaften Deckung des Wasserbedarfs und erfordert somit ausreichende Wasserressourcen und eine adäquate Wasserentnahme seitens der Verbraucher. Dies ist aufgrund der klimatischen und naturräumlichen Gegebenheiten jedoch oft nicht der Fall, sodass die Systeme zwangsläufig entgegen ihrer eigentlichen Konzeption betrieben werden. Das häufigste Problem bestehender Wasserverteilungssysteme, insbesondere in den Tropen und Subtropen, ist das limitierte und z.T. stark schwankende Wasserdargebot, welches eine bedarfsdeckende Versorgung in der Regel verhindert. Insbesondere die daraus resultierende ungerechte Verteilung des verfügbaren Wassers führt dann zu gesellschaftlichen Spannungen und Nutzerkonflikten,

in Folge derer ganze Systeme manipuliert und zerstört werden.

Die zentrale Aufgabe des angepassten Wasserverteilungssystems ist daher die gerechte Verteilung des verfügbaren Wasserdargebots. Die klimatisch-naturräumlich bedingten Dargebotsschwankungen sowie die nutzerbedingten Bedarfsschwankungen sollen dabei keinen Einfluss auf die Aufteilung ausüben. Abhängig von der jeweiligen Dargebots- und Bedarfs-situation soll sich durch eine hydraulisch-autarke Selbstregelung ein nicht bedarfsdeckender aber gerechter oder ein herkömmlicher bedarfsdeckender Betriebszustand etablieren können. Hierfür ist es u.a. notwendig die Wasserspeicherung zu dezentralisieren, neue Systemkomponenten zur Aufteilung des Wassers einzuführen sowie Entleerungs- und Füllungsprozesse im Leitungssystem zu berücksichtigen.

Um das angepasste Wasserverteilungssystem hinsichtlich eines nachhaltigen Technologie- und Wissenstransfers erfolgreich in die bestehenden Strukturen der Regionen einzugliedern, sollen möglichst einfache, pragmatische und robuste Technologien und Lösungsansätze entwickelt werden. So basiert das angepasste Systemkonzept z.B. auf bereits in der Antike verwendeten Lösungen zur Aufteilung von Wasser in Kombination mit heute weltweit verfügbaren und bewährten Systemkomponenten aus dem Rohrleitungsbau. Zudem soll der Aufwand für Planung, Umsetzung und Betrieb des Systems möglichst gering ausfallen, um der lokalen Bevölkerung einen breiten Technologiezugang zu gewähren und eine Multiplikation der Technologie auf weitere Regionen zu fördern.

Neben der Entwicklung eines angepassten Systemkonzepts und neuen Systemkomponenten sollen alle für die Planung und Umsetzung des angepassten Wasserverteilungssystems benötigten Planungs- und Bemessungsprinzipien ausgearbeitet werden. Hierbei werden die Anwendung und Anpassung bestehender sowie die Formulierung neuer Planungs- und Bemessungsprinzipien eingehend erläutert.

Als übergeordnetes Ergebnis dieser Arbeit ergibt sich ein allgemeingültig formulierter Leitfaden zur Konzeption, Bemessung und Umsetzung des an die typischen Randbedingungen in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern angepassten Wasserverteilungssystems. Als konkretes Ergebnis wird das entwickelte Wasserverteilungssystem als Demonstrationsprojekt im Rahmen des Verbundvorhabens KaWaTech, welches näher im Abschnitt 1.3 beschrieben wird, im Norden Vietnams liegenden Dong Van Karst Plateau umgesetzt.

Unter Berücksichtigung von technischen, ökonomischen, ökologischen und soziokulturellen Rahmenbedingungen soll diese Arbeit zusammenfassend mit folgenden Lösungsansätzen zur Verbesserung der Wasserversorgung in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern im Allgemeinen und im Dong Van Karst Plateau im Speziellen beitragen:

- Entwicklung eines angepassten Wasserverteilungskonzepts und neuer Systemkomponenten zur gerechten Verteilung eines limitierten und schwankenden Wasserdargebots
- Anpassung bestehender und Entwicklung neuer Planungs- und Bemessungsprinzipien zur Auslegung des angepassten Wasserverteilungssystems
- Verwendung einfacher, pragmatischer und robuster Lösungen bei möglichst geringem Aufwand für Planung, Umsetzung und Betrieb des Systems

- Umsetzung eines angepassten Wasserverteilungssystems als Demonstrationsprojekt im Rahmen des Verbundvorhabens KaWaTech

1.3 Das Verbundvorhaben KaWaTech

Das Verbundvorhaben KaWaTech erstreckt sich auf die von Seiten des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten FuE-Projekte KaWaTech Vietnam (Förderkennzeichen 02WCL1291A, Laufzeit September 2013 bis August 2016) und KaWaTech Solutions (Förderkennzeichen 02WCL1415, Laufzeit November 2016 bis Oktober 2019). Innerhalb des Verbundvorhabens arbeiten deutsche und vietnamesische Partner aus Universitäten, Forschungseinrichtungen, Industrie und öffentlichen Verwaltungseinrichtungen gemeinsam an der Entwicklung und Erprobung innovativer Lösungen für die Karstwasserversorgung. Der Fokus liegt hierbei auf einer effizienten und nachhaltigen Förderung, Verteilung und Aufbereitung ober- und unterirdischer Wasservorkommen in tropischen und subtropischen Karstregionen auf Basis regenerativer Energieformen. Die Umsetzung der Forschungsaktivitäten konzentriert sich dabei auf das Dong Van Karst Plateau im Norden Vietnams, dessen Karstlandschaft im Jahr 2010 in das UNESCO Global Geopark Network aufgenommen wurde. Die dortigen naturräumlichen und soziokulturellen Rahmenbedingungen sind typisch für ländliche Regionen in Entwicklungs- und Schwellenländern sowie für Karstregionen im tropischen und subtropischen Raum. Daher können die entwickelten Technologien und Lösungsansätze auch auf weitere Bedarfsregionen übertragen werden.

Ein zentrales Ziel des Verbundvorhabens ist die Entwicklung und Implementierung innovativer Förder- und Verteilsysteme zur Sicherstellung einer nachhaltigen Wasserversorgung von ca. 10.000 Menschen in der Modellregion sowie die Bereitstellung von praxisorientierten Erfahrungswerten für künftige Multiplikationsvorhaben. Fachübergreifend ergeben sich hierfür Forschungsaktivitäten in den Bereichen speleologische Explorationen, hydrogeologische und hydrologische Untersuchungen, wasserkraftbasierte und photovoltaikbasierte Fördersysteme, angepasste Wasserverteilungssysteme und Wasseraufbereitungsanlagen, nachhaltige Baustoffe und Bautechniken sowie Wasserschutzmaßnahmen in Karstgebieten. Flankiert werden die Aktivitäten durch Capacity-Development-Maßnahmen aller Stakeholder zur Gewährleistung eines nachhaltig erfolgreichen Technologie- und Wissenstransfers.

Projektbeteiligte sind auf deutscher Seite u.a. das Karlsruher Institut für Technologie (KIT), vertreten durch das Institut für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG), das Institut für angewandte Geowissenschaften (AGW) und das Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB), die Ruhr-Universität Bochum (RUB), vertreten durch das Institut für Umwelttechnik + Ökologie im Bauwesen (U+Ö) sowie eine Vielzahl an Industriepartnern aus dem Bereich Pumpentechnik, Anlagenbau und Messtechnik. Projektbeteiligte auf vietnamesischer Seite sind u.a. das Ministerium für Wissenschaft und Technologie (MOST), das Vietnamesische Institut für Geowissenschaften und mineralische Rohstoffe (VIGMR), die Provinzverwaltung Ha Giang Peoples' Committee (HGPC) sowie die Thuy Loi Universität Hanoi (TLU). Die zentrale Koordination des Verbundvorhabens wird dabei durch das IWG und den Projektträger Karlsruhe (PTKA) umgesetzt.

1.4 Aufbau der Arbeit

Der Aufbau dieser Arbeit lässt sich thematisch in drei übergeordnete Abschnitte untergliedern. Im ersten Abschnitt werden alle Grundlagen und der Stand der Wissenschaft und Technik beschrieben, die zum umfassenden Verständnis der zu lösenden Problematik sowie des entwickelten Lösungsansatzes benötigt werden. Im zweiten Abschnitt wird ein allgemeingültiger Lösungsansatz erarbeitet, der u.a. die Konzeption, Bemessung und Modellierung eines angepassten Wasserverteilungssystems beschreibt. Im dritten Abschnitt wird dieser Lösungsansatz als spezifische Lösung in Form eines Demonstrationsprojektes in einem Karstgebiet im Norden Vietnams umgesetzt sowie dessen Funktion analysiert. Die Inhalte der einzelnen Kapitel dieser Arbeit werden im Folgenden kurz erläutert.

Nach der thematischen Einführung in Kapitel 1, wird in Kapitel 2 die Hydraulik von Rohrleitungssystemen behandelt. Neben inkompressiblen Fluiden werden hier auch kompressible Fluide und insbesondere die Interaktion von Wasser und Luft in Rohrleitungen sowie dessen Auswirkung auf die Systemhydraulik beschrieben. Diese Zusammenhänge sind relevant für die Berücksichtigung von nicht bedarfsdeckenden Betriebszenarien sowie für die Anpassung bestehender und die Herleitung neuer Bemessungs- und Planungsprinzipien zur Auslegung des angepassten Wasserverteilungssystems.

Kapitel 3 behandelt die grundlegenden Elemente der Wasserversorgung sowie deren Abhängigkeiten im Kontext limitierter Wasserressourcen. Hierbei werden Wasserverfügbarkeit und Wasserbedarf resp. Wasserverbrauch bezüglich ihrer global sehr unterschiedlichen Vorkommnisse und Ausprägung sowie hinsichtlich ihrer Relevanz für die Bemessung von Wasserverteilungssystemen erläutert. Weiter wird das Entstehen und die weltweite Ausbreitung von Wasserknappheiten sowie darauf Einfluss nehmende klimatische und naturräumliche Randbedingungen beschrieben. Aus technischer Sicht werden zudem bereits existierende Systeme zur kontrollierten Aufteilung von Wasser sowie die Anforderungen an einen nachhaltigen Technologietransfer von Industrienationen in Entwicklungs- und Schwellenländern dargestellt.

In Kapitel 4 wird die technische Konzeption und der grundlegende Aufbau eines herkömmlichen Wasserverteilungssystems sowie die jeweiligen Aufgaben, die Ausführungsvarianten und die Bemessungsprinzipien der einzelnen Anlagenkomponenten erläutert. Die umfassende Kenntnis über das Systemkonzept eines herkömmlichen Verteilungssystems bildet im zweiten Abschnitt der Arbeit dann die Basis, auf der die notwendigen Systemanpassungen getroffen werden. Wird ein herkömmliches Wasserverteilungssystem entgegen seiner technischen Konzeption betrieben, ergibt sich zwangsläufig eine Vielzahl negativer Auswirkungen. Das in Entwicklungs- und Schwellenländern am weitesten verbreitete Problem ist hierbei der intermittierende Betrieb der Systeme aufgrund von limitierten oder stark schwankenden Wasserressourcen. Daher werden die Ursachen und Auswirkungen einer solchen intermittierenden Wasserversorgung sowie deren kausale Zusammenhänge eingehend erläutert.

Kapitel 5 behandelt die Entwicklung der angepassten Wasserverteilung als allgemeingültig formulierten Lösungsansatz. Hierbei wird zunächst die Konzeption der angepassten Wasserverteilung in Form eines neuen Systemkonzepts, neuen Systemkomponenten sowie grundlegenden Berechnungs- und Planungsprinzipien erläutert. Darauf aufbauend wird die, von den anerkannten Regeln der Technik abweichende, hydraulische Bemessung des Leitungssystems sowie der neuen Systemkomponenten beschrieben. Um eine zukünftige

Planung und Analyse zu vereinfachen wird abschließend die Integration der angepassten Wasserverteilung in die numerische Rohrnetzmodellierung aufgezeigt.

In Kapitel 6 wird der Norden Vietnams als Modellregion zur Umsetzung des Demonstrationsprojektes beschrieben. Hierbei wird neben der Einordnung der klimatischen und naturräumlichen sowie der technischen, ökonomischen und soziokulturellen Randbedingungen insbesondere die bestehende Wasserversorgung in den ländlichen und urbanen Siedlungsstrukturen analysiert. Genauer werden die von der Bevölkerung genutzten zentralen, dezentralen und individuellen Wasserversorgungskonzepte sowie deren Defizite aufgezeigt, wodurch das Potential der angepassten Wasserversorgung weiter verdeutlicht wird.

Kapitel 7 behandelt die technische Umsetzung der angepassten Wasserverteilung in Form eines Demonstrationsprojekts. Entsprechend des allgemeingültig formulierten Lösungsansatzes wird die Konzeption des angepassten Wasserverteilungssystems auf die spezifischen Randbedingungen in der Modellregion angewandt. Hierbei wird u.a. die übergeordnete Netztopologie, die Definition von Versorgungseinheiten, die Aufteilung des Wassers auf diese Versorgungseinheiten sowie die Ermittlung des Bemessungsdurchflusses für die einzelnen Systemkomponenten erläutert. Anschließend werden die Bemessung und der Bau des Wasserverteilungssystems und insbesondere der neuen Systemkomponenten auf Basis der entwickelten Bemessungs- und Planungsprinzipien beschrieben. Abschließend wird der Betrieb des Wasserverteilungssystems hinsichtlich der zu lösenden Problematik analysiert und der Technologie- und Wissenstransfer während der Planung und Umsetzung des Demonstrationsprojekts bewertet.

In Kapitel 8 werden die Ergebnisse der Arbeit zusammengefasst und ein Ausblick auf mögliche vertiefende Forschungs- und Entwicklungsaufgaben gegeben. Eine detailliertere Übersicht der Inhalte aller Kapitel findet sich zu Beginn eines jeden Kapitels im Abschnitt Kapitelübersicht.

Kapitel 2

Hydraulik von Rohrleitungssystemen

2.1 Kapitelübersicht

Eine der grundlegenden Aufgaben der angepassten Wasserverteilung ist die gerechte Verteilung eines limitierten oder schwankenden Wasserdargebots. Entgegen eines herkömmlich betriebenen Wasserverteilungssystems kann die Systemeinspeisung also nicht auf Basis des vorherrschenden Wasserbedarfs prognostiziert und bereitgestellt werden, sodass sich zwangsläufig nicht bedarfsdeckende Versorgungssituationen ergeben können. Folglich kann das Rohrleitungssystem nicht dauerhaft gefüllt und unter Druck stehen. Je nach Dargebots- und Bedarfssituation muss daher eine Entleerung, Befüllung oder Teilfüllung des Rohrleitungssystems berücksichtigt werden.

Innerhalb des Verteilungssystems findet der Transport des Wassers gravitär statt. Um eine kontrollierte Aufteilung des Wassers zu ermöglichen wird das System immer wieder durch angepasste Behälter unterbrochen, die neben der Aufteilung auch für einen sukzessiven Druckabbau sorgen. Daher wird die Bemessung des Rohrleitungssystems nicht wie herkömmlich auf Basis von definierten Grenzwerten für Versorgungsdruck und Fließgeschwindigkeit durchgeführt, sondern jeder Systemabschnitt muss separat auf Basis der jeweilig gegebenen hydraulischen Randbedingungen bemessen werden. Die hierfür benötigten Grundlagen der Rohrhydraulik sind für inkompressible Fluide, wie z.B. Wasser, in Abschnitt 2.2 erläutert. Da zudem Entleerungs- und Befüllungsprozesse berücksichtigt werden müssen, sind in Abschnitt 2.3 die Grundlagen der Rohrhydraulik für kompressible Fluide, wie z.B. Luft, dargestellt. Abschnitt 2.4 befasst sich dann abschließend mit der Interaktion von Wasser und Luft in Rohrleitungssystemen und dessen Auswirkungen auf die Systemhydraulik. Hinsichtlich der Bemessung des Rohrleitungssystems wird hierbei insbesondere auf die Druckverteilung unter Berücksichtigung von Lufteinschlüssen und deren Kompressibilität sowie die Fähigkeit der hydraulischen Selbstentlüftung von Rohrleitungen eingegangen.

2.2 Stationäre Rohrströmung inkompressibler Fluide

2.2.1 Massen- und Volumenstrom

Fließt ein Fluid durch eine Rohrleitung, so wird eine bestimmte Masse m bzw. ein bestimmtes Volumen V pro Zeiteinheit transportiert. Bei einer stationären Rohrströmung, d.h. einer zeitunabhängigen Rohrströmung ohne lokale Beschleunigungen, ergibt sich stets ein konstanter Massenstrom. Die in ein System eintretende Masse entspricht stets der aus einem System austretenden Masse, eine Speicherung der Masse innerhalb des Systems findet nicht statt. Der Massenstrom kann entsprechend des Prinzips der Massenerhaltung durch die Kontinuitätsgleichung beschrieben werden. Hierbei wird der Massenstrom am Punkt i über die Dichte ρ_i , die mittlere Geschwindigkeit $v_{m,i}$ und die Fläche A_i berechnet:

$$\frac{dm}{dt} = 0 \rightarrow \rho_i \cdot v_{m,i} \cdot A_i = \text{konst.} \quad (2.1)$$

Für inkompressible Fluide findet zusätzlich keine Änderung der Dichte über die Zeit oder den Raum statt. Mit konstanter Dichte ρ ergibt sich somit auch ein konstanter Volumenstrom:

$$\frac{dV}{dt} = 0 \rightarrow v_{m,i} \cdot A_i = \text{konst.} \quad (2.2)$$

Mit einem konstantem Volumenstrom bzw. Durchfluss Q können die weiteren Zustandsgrößen innerhalb des Systems berechnet bzw. an verschiedenen Punkten im System bilanziert werden. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 2.1 für ein Rohrleitungssegment mit zwei unterschiedlichen Querschnitten 1 und 2 veranschaulicht. Hierbei folgt aus Gleichung 2.2:

$$Q_{in} = Q_{out} \rightarrow v_{m,1} \cdot A_1 = v_{m,2} \cdot A_2 \quad (2.3)$$

Gemäß Gleichung 2.3 erhöht sich die mittlere Fließgeschwindigkeit demnach bei einer Verringerung der durchströmten Fläche resp. bei kleineren Rohrdurchmessern und umgekehrt zur Erhaltung eines konstanten Durchflusses.

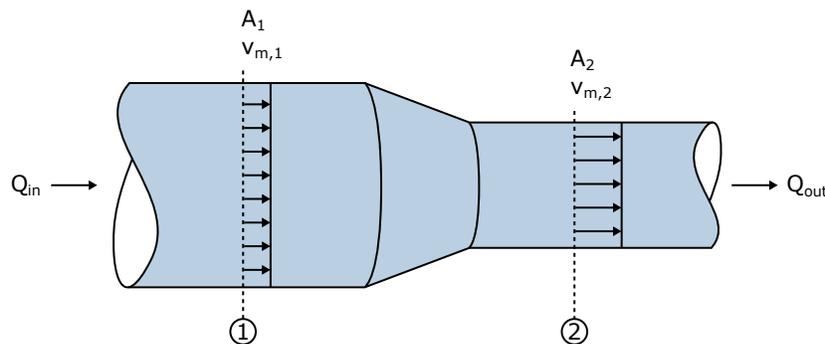


Abbildung 2.1: Durchfluss und Fließgeschwindigkeit für inkompressible Fluide in zwei unterschiedlichen Querschnitten einer Rohrleitung

2.2.2 Energieerhaltung

Für inkompressible Fluide ist die Gesamtenergie E_{ges} eines sich durch eine verlust- und rotationsfreie Strömung bewegenden Teilchens immer konstant. Die Gesamtenergie des

Teilchens setzt sich aus der potentiellen Energie E_p , der kinetischen Energie E_k und der Druckenergie W_p zusammen, wobei innerhalb des Systems, je nach hydraulischer oder geometrischer Randbedingung, eine Transformation der Energieanteile untereinander stattfindet. Dieser für die Rohrhydraulik grundlegende Zusammenhang wird durch die Bernoulli-Gleichung beschrieben (Böswirth, 2010; Rouse, 1938). Abbildung 2.2 stellt schematisch ein Teilchen in einer Rohrströmung sowie die zugehörigen Energieanteile dar.

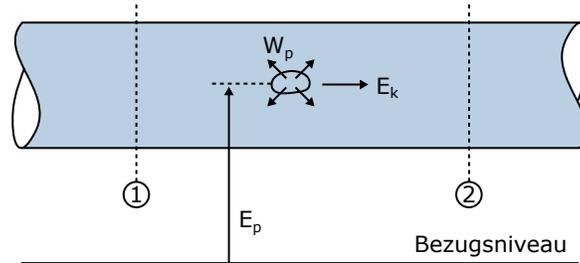


Abbildung 2.2: Energieanteile in einer Rohrströmung

In der Rohrhydraulik werden die Energieanteile meist durch Division mit dem Gewicht des Fluids, also der Masse des Fluids und der Erdbeschleunigung, anschaulich in Energiehöhen ausgedrückt. Die Energiehöhe kann somit als Meter Wassersäule interpretiert werden (Zanke, 2013). Die Energieanteile sowie ihre Beschreibung durch die Masse m , die Dichte ρ , den Druck p_i relativ zum Nulldruck p_0 , die Erdbeschleunigung g , die mittlere Fließgeschwindigkeit $v_{m,i}$ und die Höhendifferenz z_i zum Bezugsniveau sind in Tabelle 2.1 dargestellt.

Tabelle 2.1: Einzelne Energieanteile in einer Rohrströmung nach Böswirth (2010)

Energieanteil	Energie	Energiehöhe
Potentielle Energie E_p	$m \cdot g \cdot z_i$	z_i
Kinetische Energie E_k	$1/2 \cdot m \cdot v_{m,i}^2$	$v_{m,i}^2/2g$
Druckenergie W_p	$(m/\rho) \cdot (p_i - p_0)$	$(p_i - p_0) / (\rho \cdot g)$

Die Bernoulli-Gleichung beschreibt somit die Gesamtenergie E_{ges} eines Teilchens mit der Masse m an einem beliebigen Punkt i in der Rohrströmung:

$$m \cdot \frac{v_{m,i}^2}{2} + m \cdot \frac{p_i - p_0}{\rho} + m \cdot g \cdot z_i = E_{ges} = \text{konst.} \quad (2.4)$$

Zur Berechnung der Zustandsgrößen werden analog zu Gleichung 2.3 zwei Punkte im System bilanziert. Dies erfolgt üblicherweise ausgedrückt in Energiehöhen und relativ zu einem Umgebungsdruck von $p_0 = 0$:

$$\frac{v_{m,1}^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho \cdot g} + z_1 = \frac{v_{m,2}^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho \cdot g} + z_2 = \text{konst.} \quad (2.5)$$

Mithilfe der Bernoulli-Gleichung kann somit die Größe der einzelnen Energieanteile bzw. deren Transformation an jeder Stelle im System berechnet werden. Sie ist jedoch nur für verlustfreie Strömungen gültig. Um zusätzlich die Energieverluste in einer Rohrströmung zu berücksichtigen muss die Gleichung durch einen entsprechenden Term erweitert werden.

2.2.3 Energieverluste

Die Energieverluste in einer Rohrströmung lassen sich grundsätzlich auf kontinuierliche und lokale Verluste zurückführen. Kontinuierliche Energieverluste entstehen aufgrund der Viskosität durch innere Reibung und aufgrund der Haftung des Fluids an der Rohrwand durch äußere Reibung. Das Auftreten von innerer und äußerer Reibung hängt hierbei von der Geschwindigkeitsverteilung in der Strömung ab, wobei innere sowie äußere Reibung getrennt oder gemeinsam auftreten können. Lokale Energieverluste entstehen hingegen durch geometrische Änderungen im Rohrverlauf und treten somit z.B. an Armaturen, Krümmungen, Abzweigungen, Verjüngungen oder Erweiterungen auf (Rouse, 1938). Die Energieverluste können als Energieverlusthöhe h_v berücksichtigt werden, die sich aus der kontinuierlichen Energieverlusthöhe $h_{v,kont}$ und der lokalen Energieverlusthöhe $h_{v,lok}$ zusammensetzt. Mit Erweiterung der Bernoulli-Gleichung durch die Energieverlusthöhe h_v ergibt sich die Arbeits-Energie-Gleichung. Die Energieverlusthöhe h_v entspricht hierbei den summierten Energieverlusten zwischen den zwei Bilanzierungspunkten 1 und 2:

$$\frac{v_{m,1}^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho \cdot g} + z_1 = \frac{v_{m,2}^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho \cdot g} + z_2 + h_{v,kont} + h_{v,lok} = \text{konst.} \quad (2.6)$$

Die kontinuierliche Verlusthöhe $h_{v,kont}$ kann durch den Ansatz nach Darcy-Weisbach berücksichtigt werden. Hier ergibt sich die Verlusthöhe in Abhängigkeit von der dimensionslosen Rohrreibungszahl λ , der Länge des durchströmten Rohrabschnitts L , des Rohrdurchmessers D und der Geschwindigkeitshöhe:

$$h_{v,kont} = \lambda \cdot \frac{v_{m,i}^2}{2g} \cdot \frac{L}{D} \quad (2.7)$$

Die Rohrreibungszahl λ ist eine Funktion der Reynoldszahl Re und der relativen Rauheit k_s/D . Die Reynoldszahl Re beschreibt das Verhältnis von Trägheitskräften zu Zähigkeitskräften in der Strömung und erlaubt somit eine Aussage über Strömungsart (laminar oder turbulent) sowie Geschwindigkeitsverteilung (parabolisch oder logarithmisch) zu treffen. Sie ist abhängig von der Viskosität ν , der mittleren Fließgeschwindigkeit $v_{m,i}$ und dem Rohrdurchmesser D . Die relative Rauheit k_s/D beschreibt die Rauheit k_s der Rohrwand in Relation zum Rohrdurchmesser D (Lang und Stache, 2010):

$$\lambda = f \left(Re, \frac{k_s}{D} \right) \quad (2.8)$$

Ob Energieverluste maßgeblich durch die Wandrauheit oder die Viskosität erzeugt werden hängt von den Strömungsbedingungen ab. In Wandnähe bildet sich bei geringeren Fließgeschwindigkeiten z.B. eine viskose Unterschicht mit laminarem Fließverhalten aus, die je nach Turbulenzgrad die gesamte Rauheit einnimmt. Die Rauheit hat dann keinen Einfluss auf die Energieverluste und das Rohr gilt als hydraulisch glatt. Bei hohen Fließgeschwindigkeiten hingegen befindet sich die gesamte Rauheit in der turbulenten Zone, sodass die Energieverluste nur von der Rauheit abhängen (Zanke, 2013). Abbildung 2.3 zeigt schematisch eine Rohrströmung mit laminaren und turbulenten Eigenschaften sowie deren Interaktion mit der Wandrauheit.

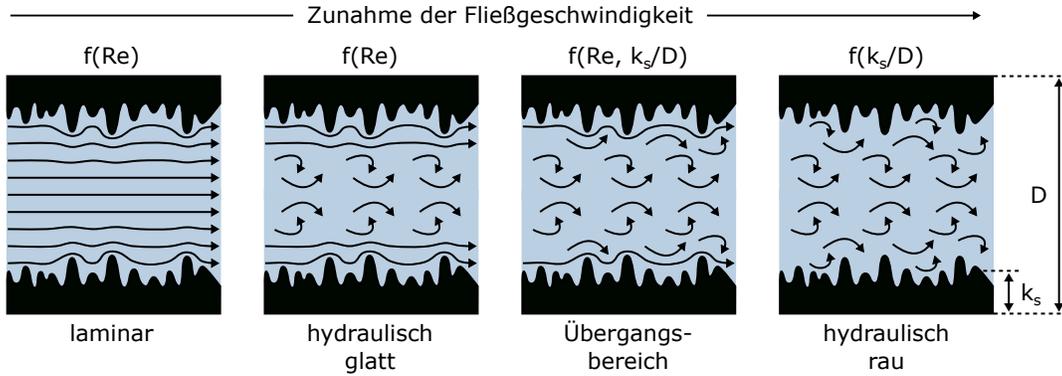


Abbildung 2.3: Einfluss von Strömung und Wandrauheit

Die Ansätze zur Ermittlung der Rohrreibungszahl λ wurden durch eine Vielzahl empirischer Versuche entwickelt und sind im Diagramm nach Moody zusammengefasst. Die folgenden Zusammenhänge finden sich in der allgemeinen Fachliteratur; an dieser Stelle sei auf Karger und Hoffmann (2012), Lang und Stache (2010) und DVGW GW 303-1 (2006) verwiesen.

In laminaren Strömungen hat die Rauheit keinen Einfluss auf den Energieverlust. Er ergibt sich rein aus innerer Reibung und hängt somit nur von der Reynoldszahl Re ab. Eine Strömung gilt als laminar wenn ihre Reynoldszahl unterhalb der kritischen Reynoldszahl von $Re < Re_{krit} = 2320$ liegt. Die Rohrreibungszahl λ ergibt sich in diesem Fall nach dem Gesetz von Hagen-Poiseuille zu:

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (2.9)$$

Im hydraulisch glatten Bereich liegt die Wandrauheit vollständig in der viskosen Unterschicht und übt weiterhin keinen Einfluss auf den Energieverlust aus. Die Rohrreibungszahl λ ergibt sich nach dem Gesetz von Prandtl zu:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,0 \lg \frac{Re\sqrt{\lambda}}{2,51} \quad (2.10)$$

Im Übergangsbereich von hydraulisch glatt zu hydraulisch rau liegt ein Teil der Wandrauheit bereits in der turbulenten Strömungsschicht. Es finden somit innere und äußere Reibungsverluste statt. Die Rohrreibungszahl λ wird durch eine Interpolationsformel nach Colebrook und White beschrieben:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \lg \left(\frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{k_s}{3,71D} \right) \quad (2.11)$$

Im hydraulisch rauhen Bereich ergibt sich die Rohrreibungszahl λ abhängig von der relativen Rauheit k_s/D . Die Reynoldszahl Re übt hingegen keinen Einfluss mehr auf die Rohrreibungszahl aus. Nach dem Gesetz von Nikuradse gilt:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,0 \lg \frac{3,71}{\frac{k_s}{D}} \quad (2.12)$$

Bei den oben genannten Ansätzen für turbulente Strömungen handelt es sich um implizite Gleichungen die nur iterativ gelöst werden können. Für eine explizite Berechnung der

Rohrreibungszahl λ kann alternativ auch der Ansatz nach Swamee-Jain verwendet werden. Dieser ist jedoch nur für einen Bereich von $10^{-6} < k_s/D < 10^{-2}$ und $4 \cdot 10^3 < Re < 10^8$ gültig:

$$\lambda = \frac{0,25}{\left[\lg \left(\frac{k_s}{3,7 \cdot D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2} \quad (2.13)$$

Lokale Energieverluste entstehen bei jeder geometrischen Änderung einer Rohrleitung. Die Verluste werden daher durch den dimensionslosen lokalen Verlustbeiwert ζ beschrieben der sich abhängig von der Geometrie der Änderung ergibt. Der lokale Verlustbeiwert ζ ist meist nicht analytisch erfassbar und muss daher für fast alle Geometrien durch experimentelle Untersuchungen bestimmt werden (Lang und Stache, 2010). Eine umfassende Zusammentragung von lokalen Verlustbeiwerten findet sich z.B. in Miller (1990) oder Idelchik und Fried (1986). Die lokale Energieverlusthöhe $h_{v,lok}$ wird üblicherweise proportional zur Geschwindigkeitshöhe parametrisiert und ergibt sich zu:

$$h_{v,lok} = \zeta \cdot \frac{v_{m,i}^2}{2g} \quad (2.14)$$

Durch Einsetzen von Gleichung 2.7 und 2.14 in Gleichung 2.6 ergibt sich die Arbeits-Energie-Gleichung unter Berücksichtigung kontinuierlicher und lokaler Verluste zu:

$$\frac{v_{m,1}^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho \cdot g} + z_1 = \frac{v_{m,2}^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho \cdot g} + z_2 + \frac{v_{m,2}^2}{2g} \cdot \left(\lambda \cdot \frac{L}{D} + \zeta \right) = \text{konst.} \quad (2.15)$$

Abbildung 2.4 zeigt den Ausschnitt eines Rohrsystems mit Energiehorizont (EH), Energielinie (EL) und Drucklinie (DL) sowie den jeweiligen Energiehöhenanteilen für zwei Bezugspunkte. Der Energiehorizont entspricht der im System verfügbaren Gesamtenergie. Bei einem Stillstand der Strömung ($v_{m,i} = 0$) entsprechen Drucklinie und Energielinie dem Energiehorizont, da keine Energieverluste stattfinden sowie keine Geschwindigkeitshöhe vorhanden ist. Der Energiehorizont entspricht daher auch dem Ruhedruck eines Systems. Der Abstand von Energiehorizont und Energielinie entspricht den summierten Energieverlusten des Systems. Im Bereich kontinuierlicher Energieverluste fällt die Energielinie stetig ab, wobei sich der Gradient abhängig von der Fließgeschwindigkeit ergibt. Für kleinere Durchmesser resp. höhere Fließgeschwindigkeiten ergibt sich demnach ein größerer Gradient. Im Bereich lokaler Energieverluste fällt die Energielinie abrupt ab. Der Abstand von Energielinie und Drucklinie entspricht der Geschwindigkeitshöhe und vergrößert sich ebenfalls mit zunehmender Fließgeschwindigkeit. Im Bereich lokaler Energieverluste resp. geometrischer Änderungen sinkt die Drucklinie meist kurzzeitig überproportional ab, da sich der Fließquerschnitt durch Ablösungen und ggf. Rückströmungen verringert und damit eine lokal erhöhte Fließgeschwindigkeit erzeugt. Der Abstand von Rohrachse und Drucklinie entspricht dem Druck im System.

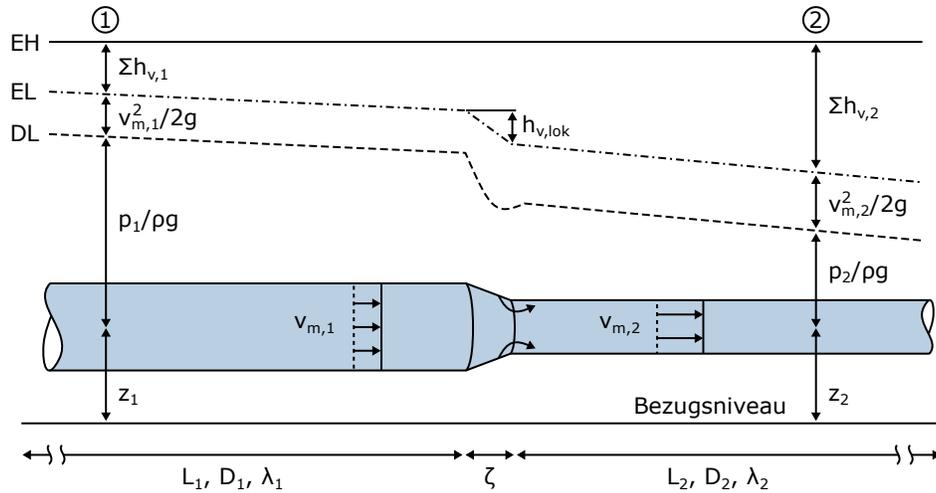


Abbildung 2.4: Zusammenhang von Energiehorizont (EH), Energielinie (EL) und Drucklinie (DL) in einem Rohrsystem

2.3 Stationäre Rohrströmung kompressibler Fluide

2.3.1 Massen- und Volumenstrom

Das Prinzip der Massenerhaltung bzw. des konstanten Massenstroms ist für inkompressible wie kompressible Fluide gleichermaßen gültig. Die Dichte ρ im System kann aufgrund der Kompressibilität des Fluids jedoch nicht als konstant betrachtet werden. Sie ergibt sich in Abhängigkeit von Druck p und Temperatur T :

$$\rho = f(p, T) \quad (2.16)$$

Bei Betrachtung des Durchflusses Q muss daher der Massenstrom Q_M und der Volumenstrom Q_V unterschieden werden. Gemäß Massenerhaltung gilt analog zu Gleichung 2.1:

$$Q_{M,in} = Q_{M,out} \rightarrow \rho_1 \cdot v_{m,1} \cdot A_1 = \rho_2 \cdot v_{m,2} \cdot A_2 \quad (2.17)$$

Da die Dichte ρ nicht als konstant betrachtet werden kann, stellt sich in einer stationären Strömung kein konstanter Volumenstrom Q_V ein. Es gilt daher:

$$Q_{V,in} \neq Q_{V,out} \rightarrow \frac{\rho_1}{\rho_2} \cdot v_{m,1} \cdot A_1 = v_{m,2} \cdot A_2 \quad (2.18)$$

Abbildung 2.5 stellt analog zu Abbildung 2.1 den Durchfluss durch ein Rohrsegment für eine kompressible Strömung dar. Da in einer stationären Strömung keine Massenspeicherung innerhalb des Systems stattfindet, stellt sich wie oben dargestellt ein konstanter Massenstrom Q_M ein und es gilt $Q_{M,in} = Q_{M,out}$. Zwischen den Bezugspunkten 1 und 2 finden Energieverluste statt. Somit nimmt in Fließrichtung analog zur inkompressiblen Strömung auch der Druck ab. Der Druck p verhält sich wiederum proportional zur Dichte ρ . Mit einem geringeren Druck am Bezugspunkt 2 verringert sich demnach auch die Dichte. Es gilt also $p_1 > p_2$ und $\rho_1 > \rho_2$. Um einen konstanten Massenstrom aufrecht zu erhalten muss bei einer kleineren Dichte der Volumenstrom zunehmen und es gilt

$Q_{V,in} < Q_{V,out}$. Der größere Volumenstrom sorgt zusätzlich für größere Druckverluste. Es entsteht somit ein nichtlinearer Zusammenhang von Fließgeschwindigkeit, Druck und Temperatur der genauer in Abschnitt 2.3.4 beschrieben wird.

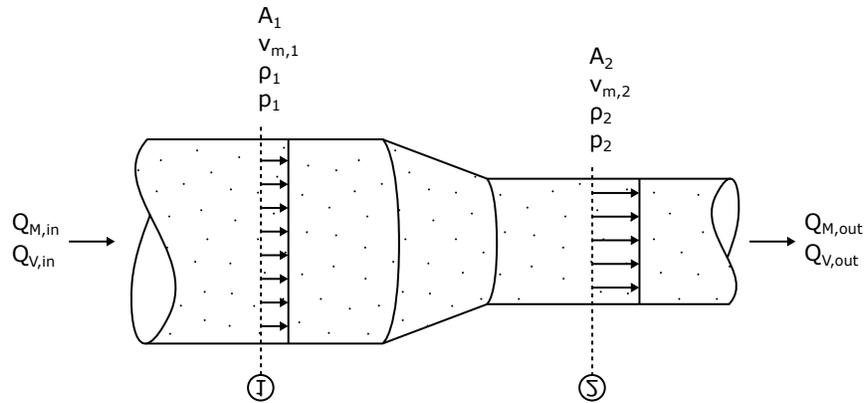


Abbildung 2.5: Durchfluss und Fließgeschwindigkeit für kompressible Fluide in zwei unterschiedlichen Querschnitten einer Rohrleitung

2.3.2 Gasgesetze und allgemeine Gasgleichung

Die Abhängigkeit der drei thermischen Zustandsgrößen Dichte, Druck und Temperatur eines kompressiblen Fluids ist in Abbildung 2.6 dargestellt. Beobachtet und erstmals formuliert wurden diese Zusammenhänge von den Physikern Iren Boyle, Edme Mariotte, Guillaume Amontons, Jacques Charles und Joseph Louis Gay-Lussac. Die folgenden Gleichungen und Zusammenhänge gelten ausschließlich für ideale Gase, d.h. für eine idealisierte Modellvorstellung von realen Gasen. Mit der Ausnahme von Wasserdampf verhalten sich fast alle in technischen Anwendungen Verwendung findenden Gase mit genügender Genauigkeit wie ideale Gase. Luft weicht z.B. erst für sehr hohe Temperaturen und Drücke vom Verhalten eines idealen Gases ab (Langeheinecke u. a., 2017; Lauth und Kowalczyk, 2015).

Das Gesetz von Boyle-Mariotte besagt, dass sich Druck und Dichte bei konstanter Temperatur umgekehrt proportional verhalten. Erhöht man den Druck in einem System so verringert sich das Volumen und umgekehrt:

$$p \cdot V = \text{konst. bei } T = \text{konst.} \quad (2.19)$$

Das Gesetz von Amontons besagt, dass sich Druck und Temperatur bei konstantem Volumen direkt proportional verhalten. Erwärmt sich ein System, so steigt demnach der Druck und umgekehrt:

$$\frac{p}{T} = \text{konst. bei } V = \text{konst.} \quad (2.20)$$

Das Gesetz von Gay-Lussac besagt, dass sich Volumen und Temperatur bei konstantem Druck ebenfalls direkt proportional verhalten. Erwärmt sich ein System, so nimmt demnach das Volumen zu und umgekehrt.

$$\frac{V}{T} = \text{konst. bei } p = \text{konst.} \quad (2.21)$$

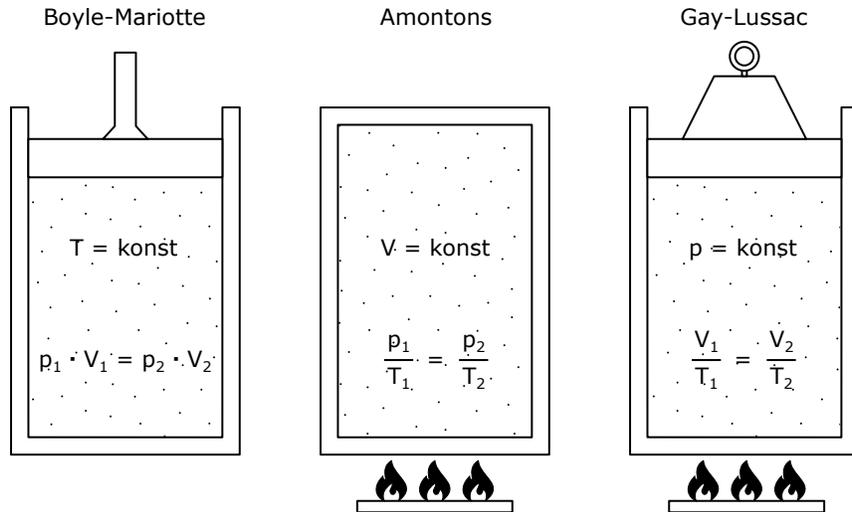


Abbildung 2.6: Zusammenhang von Temperatur, Druck und Volumen in kompressiblen Fluiden nach Beasley u. a. (1990)

Die oben beschriebenen Zusammenhänge beschreiben Modellanschauungen, die in der Realität kaum vorkommen. Durch eine Verknüpfung der Zustandsgleichungen können die Gasgesetze jedoch kombiniert und eine Änderung aller drei Zustandsgrößen berücksichtigt werden (Lauth und Kowalczyk, 2015). So lässt sich die allgemeine Gasgleichung formulieren:

$$V_1 \cdot \frac{p_1}{T_1} = V_2 \cdot \frac{p_2}{T_2} \rightarrow V \cdot \frac{p}{T} = \text{konst.} \quad (2.22)$$

Um den Zustand eines idealen Gases zu berechnen, müssen die drei zusammenhängenden Zustandsgrößen in einem weiteren Bezugszustand bekannt sein. Hierbei eignet es sich, den gesuchten Zustand mit dem für ideale Gase konstanten Bezugsnullzustand zu bilanzieren. Der Bezugsnullzustand eines idealen Gases ist definiert für einen Druck von $p_0 = 1,013$ bar und einer Temperatur von $T_0 = 273,15$ K (0°C). In diesem Bezugsnullzustand beträgt das molare Volumen V_0 eines idealen Gases nach der Avogadro-Gleichung $22,414$ l/mol. Damit die molaren Verhältnisse eingehalten werden, muss das molare Volumen auf die Stoffmenge n (mit Einheit mol) bezogen werden. Diese Zustandsgrößen sind identisch für alle idealen Gase und werden als allgemeine Gaskonstante R zusammengefasst (Lauth und Kowalczyk, 2015). Im Bezugsnullzustand gilt somit:

$$V_0 \cdot \frac{p_0}{T_0} = n \cdot R \text{ mit } R = 22,414 \text{ l/mol} \cdot \frac{1,013 \text{ bar}}{273,15 \text{ K}} \quad (2.23)$$

Die allgemeine Gaskonstante beträgt $R = 8,31$ J/mol \cdot K. Bilanziert man also einen beliebigen Zustand mit dem Bezugsnullzustand so erhält man:

$$p \cdot V = n \cdot R \cdot T \quad (2.24)$$

Teilt man die allgemeine Gaskonstante R durch die molare Masse M (mit Einheit kg/mol) eines spezifischen Gases, so erhält man die spezifische Gaskonstante R_S :

$$R_S = \frac{R}{M} \quad (2.25)$$

Für Luft beträgt die spezifische Gaskonstante $R_{S, Luft} = 287 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$ und die molare Masse $M_{Luft} = 0,029 \text{ kg/mol}$. Durch Berücksichtigung der molaren Masse bzw. der spezifischen Gaskonstante erhält man durch Einsetzen von Gleichung 2.25 in Gleichung 2.24 die spezifische Gasgleichung (Lauth und Kowalczyk, 2015). Hierbei kürzen sich Stoffmenge n und molare Masse M zur Masse des Gases m :

$$p \cdot V = m \cdot R_S \cdot T \quad (2.26)$$

Weiter kann Gleichung 2.26 zur bekannten Schreibweise der spezifischen Gasgleichung umgeformt werden:

$$p = \rho \cdot R_S \cdot T \quad (2.27)$$

2.3.3 Energieerhaltung

Analog zu Gleichung 2.5 lässt sich aus einer Energiebilanz an zwei Bezugspunkten in einem stationär durchströmten System der erste Hauptsatz der Thermodynamik herleiten. Hierbei steht auf der linken Seite die dem System zugeführte Energie in Form von spezifischer Wärme q_{12} und spezifischer Arbeit $w_{t,12}$. Auf der rechten Seite stehen die Änderungen der spezifischen kinetischen Energie, der spezifischen Enthalpie und der spezifischen potentiellen Energie (Hakenesch, 2014):

$$q_{12} + w_{t,12} = \frac{v_2^2}{2} - \frac{v_1^2}{2} + h_2 - h_1 + g \cdot z_2 - g \cdot z_1 \quad (2.28)$$

Die spezifische Enthalpie h ergibt sich durch Addition der spezifischen inneren Energie u und der spezifischen Volumenarbeit. Die spezifische innere Energie u beschreibt die Summe der kinetischen Energie aller in einem Gasvolumen enthaltenen Moleküle, wie z.B. translatorische, rotatorische und vibratorische Energie. Die spezifische Volumenarbeit beschreibt die Arbeit, die gegen den Druck p verrichtet werden muss, um ein bestimmtes Volumen V zu erzeugen. Zusammenfassend beschreibt die Enthalpie h demnach das Arbeitsvermögen eines ruhenden Teilchens (Hakenesch, 2014). Es gilt:

$$h = u + \frac{p}{\rho} \quad (2.29)$$

Für ideale Gase sind spezifische Enthalpie und spezifische innere Energie nur von der Temperatur T abhängig. Somit gilt:

$$u = u(T) \text{ und } h = h(T) \quad (2.30)$$

Durch Differenzieren lassen sich aus spezifischer innerer Energie und spezifischer Enthalpie die spezifischen Wärmekapazitäten bei konstantem Volumen c_V und bei konstantem Druck c_p herleiten, die ebenfalls nur von der Temperatur abhängen:

$$c_V = c_V(T) \text{ und } c_p = c_p(T) \quad (2.31)$$

Aufgrund der identischen Temperaturabhängigkeit der spezifischen Wärmekapazitäten kann die spezifische Gaskonstante R_S auch durch deren Differenz beschrieben werden:

$$R_S = c_p(T) - c_V(T) \quad (2.32)$$

Kalorisch perfekte Gase sind ideale Gase bei denen die Temperaturabhängigkeit der spezifischen Wärmekapazitäten entfällt, d.h. sie besitzen eine konstante spezifische Wärmekapazität. Luft gehört zu den kalorisch perfekten Gasen. Hier können spezifische innere Energie u und spezifische Enthalpie h wie folgt beschrieben werden:

$$u = c_V \cdot T \text{ und } h = c_p \cdot T \quad (2.33)$$

Wird analog zu Abschnitt 2.2.2 ein System ohne extern zugeführte Energie betrachtet ($q_{12} = 0$ und $w_{t,12} = 0$) so kann der erste Hauptsatz der Thermodynamik unter Verwendung von Gleichung 2.33 umgeformt werden. Für inkompressible Fluide werden die Energien der Energiebilanz meist in Energiehöhen beschrieben. Bei kompressiblen Fluiden findet hingegen die Schreibweise in spezifischen Energien größere Verwendung:

$$\frac{v_1^2}{2} + \frac{p_1}{\rho_1} + c_V \cdot T_1 + g \cdot z_1 = \frac{v_2^2}{2} + \frac{p_2}{\rho_2} + c_V \cdot T_2 + g \cdot z_2 \quad (2.34)$$

2.3.4 Energieverluste

Analog zur inkompressiblen Rohrströmung ergeben sich bei einer kompressiblen Strömung ebenfalls kontinuierliche Energieverluste durch innere und äußere Reibung sowie lokale Energieverluste durch geometrische Änderungen im Rohrverlauf. Um den Druckverlust durch kontinuierliche Energieverluste zu berechnen, wird der Ansatz nach Darcy-Weisbach durch die spezifische Gasgleichung und die Kontinuitätsbedingung für kompressible Fluide substituiert. Hierfür wird zunächst die differentielle Form des Ansatzes nach Darcy-Weisbach für ein infinitesimal kleines Rohrelement der Länge ∂L betrachtet (Szymczyk, 2012):

$$\partial p = -\lambda \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{v_m^2}{2} \cdot \rho \cdot \partial L \quad (2.35)$$

Durch Bilanzierung der spezifischen Gasgleichung (Gleichung 2.27) am Bilanzierungspunkt 1 und am infinitesimalen Rohrelement kann die Dichte in Abhängigkeit des Drucks und der Temperatur beschrieben werden:

$$\rho = \rho_1 \cdot \frac{T_1}{T} \cdot \frac{p}{p_1} \quad (2.36)$$

Wird die Dichte in der Kontinuitätsbedingung für kompressible Fluide (Gleichung 2.17) durch die spezifische Gasgleichung beschrieben, so kann die Fließgeschwindigkeit im infinitesimalen Rohrelement ebenfalls in Abhängigkeit des Drucks und der Temperatur beschrieben werden:

$$v_m = v_{m,1} \cdot \frac{T}{T_1} \cdot \frac{p_1}{p} \quad (2.37)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen 2.36 und 2.37 in die differentielle Form des Ansatzes nach Darcy-Weisbach (Gleichung 2.35) ergibt sich die Differentialgleichung für den Druckverlust längs der Rohrleitung zu:

$$\partial p = -\lambda \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{v_{m,1}^2}{2} \cdot \rho_1 \cdot \frac{T}{T_1} \cdot \frac{p_1}{p} \cdot \partial L \quad (2.38)$$

Eine analytische Integration von Gleichung 2.38 ist nur unter Vereinfachungen möglich. Es muss von einer konstanten Rohrreibungszahl λ ausgegangen und die Temperatur T näherungsweise durch die mittlere Temperatur $T_m = \frac{T_1+T_2}{2}$ ausgedrückt werden (Szymczyk, 2012). Eine Integration von Gleichung 2.38 unter diesen Vereinfachungen ergibt:

$$\frac{p_1^2 - p_2^2}{2p_1} = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v_{m,1}^2}{2} \cdot \rho_1 \cdot \frac{T_m}{T_1} \quad (2.39)$$

Wird die Dichte in Gleichung 2.39 erneut durch die spezifische Gasgleichung ausgedrückt, kann der Druckverlust wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{p_1^2 - p_2^2}{p_1^2} = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot v_1^2 \cdot \frac{T_m}{R \cdot T_1^2} \quad (2.40)$$

Analog zur inkompressiblen Rohrströmung können die lokalen Energieverluste durch den Verlustbeiwert ζ berücksichtigt werden. Aufgrund der identischen Parametrisierung von Rohrreibungszahl λ und Verlustbeiwert ζ kann der Druckverlust unter Berücksichtigung aller kontinuierlichen und lokalen Verluste wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{p_1^2 - p_2^2}{p_1^2} = \left(\lambda \cdot \frac{L}{D} + \zeta \right) \cdot v_{m,1}^2 \cdot \frac{T_m}{R \cdot T_1^2} \quad (2.41)$$

Abbildung 2.7 zeigt den Druck-, Temperatur- und Fließgeschwindigkeitsverlauf in einem Rohrsegment mit konstantem Durchmesser für eine inkompressible und eine kompressible Strömung. Für die inkompressible Strömung stellt sich ein konstanter Massen- und Volumenfluss ein, d.h. auch die Fließgeschwindigkeit v_m ist konstant. Mit konstanter Fließgeschwindigkeit nimmt der Druck p aufgrund der inneren und äußeren Reibung linear ab. Der Einfluss der Temperatur T kann bei inkompressiblen Strömungen für die meisten technischen Anwendungen vernachlässigt werden und wird daher als konstant dargestellt.

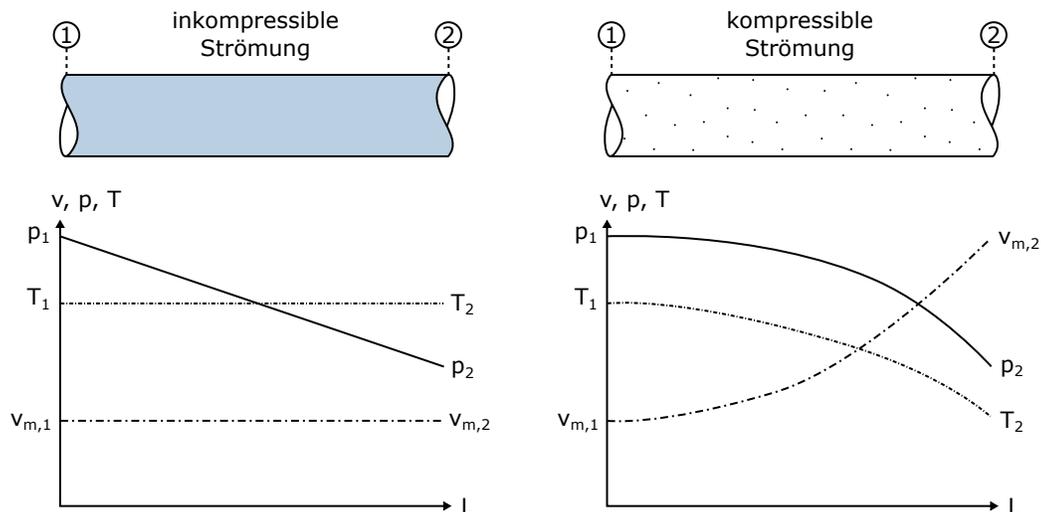


Abbildung 2.7: Druck-, Temperatur- und Fließgeschwindigkeitsverlauf für inkompressible und kompressible Rohrströmungen nach Szymczyk (2012)

Für die kompressible Strömung stellt sich ebenfalls ein konstanter Massenfluss, jedoch, wie in Abschnitt 2.3.1 beschrieben, kein konstanter Volumenfluss ein. Aufgrund des Druckverlustes und der damit einhergehenden Abnahme der Dichte längs der Rohrleitungsachse

muss der Volumenfluss resp. die Fließgeschwindigkeit zunehmen. Mit zunehmender Fließgeschwindigkeit nimmt wiederum der Druckverlust zu, sodass eine nicht-lineare Abhängigkeit von Druck und Fließgeschwindigkeit entsteht. Mit kleiner werdendem Druck fällt zudem die Temperatur ab, wobei die Reibungseffekte wiederum für einen Anstieg der Temperatur sorgen können.

2.4 Wasser-Luft Gemische in Rohrleitungssystemen

2.4.1 Probleme für die Wasserversorgung

Im Allgemeinen werden Rohrleitungssysteme für den Transport eines oder mehrerer Fluide unter Druck verwendet. Als gängige Beispiele für den Transport von reinem Wasser können Wasserversorgungssysteme, Kühlkreisläufe in Kraftwerken oder der Industrie sowie die Energiegewinnung in Pumpspeicherkraftwerken genannt werden. Neben Wasser werden Wasser-Feststoff Gemische z.B. durch Rohrsysteme der Abwasserentsorgung transportiert, Ölpipelines transportieren Erdöl zur Energiegewinnung über mehrere tausend Kilometer und durch verschiedene Kontinente, Be- und Entlüftungsanlagen transportieren Luft und andere Gase. Bei Betrachtung von Rohrleitungssystemen in der industriellen Produktion, finden sich weiter unzählige Fluide oder Fluid-Gemische, von nichtnewtonischen Fluiden wie Zementleim oder Ketchup bis hin zu schaumigen Fluiden. Da sich diese Arbeit mit Wasserversorgungssystemen auseinandersetzt, wird in den folgenden Abschnitten die Problematik des Lufteintrags in wasserführende Rohrleitungen bzw. die Interaktion von Wasser und Luft betrachtet.

Um ein Wasserversorgungssystem entsprechend seiner technischen Konzeption zu betreiben ist ein Eindringen von Luft in das Rohrleitungssystem zwingend zu vermeiden (DIN 2000, 2017; DVGW W 406, 2012). Luft kann jedoch über verschiedene Mechanismen in ein Leitungssystem gelangen. An Einlaufpunkten in ein Rohrsystem kann durch eine unzureichend dimensionierte Eintauchtiefe der Leitung oder Pumpe z.B. Luft durch eine Wirbelbildung eingesaugt werden. Diese Gefahr besteht an allen Öffnungen des Leitungssystems, wie z.B. an Druckunterbrecherbehältern oder Wasserspeichern. An Hochpunkten der Leitung können mitunter negative Drücke entstehen, sodass Luft durch Leckagen oder undichte Armaturen und Formstücke in das System gelangt. Weiter ist in Wasser, abhängig von Temperatur und Druck, eine bestimmte Menge an Luft gelöst. Finden rapide Druckabfälle wie z.B. bei der Kavitation in Armaturen oder Temperaturänderungen in z.B. oberirdischen Rohrleitung statt, kann gelöste Luft freigesetzt werden. Ebenso kann eine biologische Aktivität im Wasser, z.B. durch den Eintrag von Bioorganismen, für eine Freisetzung der gelösten Luft führen (Horlacher und Helbig, 2018; Lauchlan u. a., 2005; Nestmann, 1984).

Der signifikanteste Lufteintrag findet jedoch bei der Befüllung und Entleerung von Rohrleitungssystemen statt. In Industrienationen finden diese Vorgänge nur bei der Inbetriebnahme und Spülung von Leitungssystemen statt. Diese Prozesse werden streng überwacht, sodass keine größeren Lufteinschlüsse im System verbleiben. Kleinere Lufteinschlüsse und die durch o.g. Mechanismen ggf. vorhandene Luft im Leitungssystem, sammelt sich hingegen an Hochpunkten im Leitungsverlauf und wird dort über geeignete Entlüftungsventile entfernt. Im Gegensatz dazu haben Entwicklungsländer oft mit erheblichen Lufteinträ-

gen zu kämpfen. Diese entstehen durch die unzureichende Bemessung des Leitungssystems und dessen Komponenten, die Vielzahl an Leckagen im Leitungssystem sowie die oft intermittierend stattfindende Versorgung und die damit einhergehende alternierende Befüllung und Entleerung des Rohrleitungssystems. Vorhandene Entlüftungsventile sind zudem oft nicht sachgemäß gewartet, funktionstüchtig und für die Entlüftung ganzer Systemabschnitte bemessen (Horlacher und Helbig, 2018; Klingel, 2013).

Befindet sich Luft in einem für den Transport von Wasser konzipierten Rohrleitungssystem, ergeben sich einige Nachteile für den Betrieb des Systems, die sich mit einer zunehmenden Luftmenge verstärken. Durch die Vermischung von Luft und Wasser verändern sich zunächst die Masseneigenschaften und damit die Dichte und Elastizität. Durch die geringere Dichte der Luft streben Luftblasen an die Rohroberseite und implizieren einen vertikalen Impuls, der sich auf die Geschwindigkeitsverteilung der Strömung auswirkt. Ab einer bestimmten Luftmenge bilden sich Luftkissen und somit zwei Fluidphasen aus. Dies hat zur Folge, dass sich der effektiv durchströmte Rohrquerschnitt und damit auch der Massen- und Volumenstrom verringert. Akkumulieren sich diese Luftkissen an den Hochpunkten im Leitungssystem kann der Durchfluss sogar ganz zum Erliegen kommen. Dieses Szenario wird detailliert in den Abschnitten 2.4.4, 2.4.5 und 2.4.6 hergeleitet und beschrieben. Werden unter Druck stehende Luftkissen aus einem Leitungssystem ausgezogen, entstehen Druckschwankungen, die zu Schäden am System führen können. Weiter ergeben sich Schwierigkeiten mit dem Betrieb von Filteranlagen, Pumpen, Turbinen und Messgeräten sowie der Korrosionsbeständigkeit der Rohrleitungen (Lauchlan u. a., 2005).

2.4.2 Physikalische Parameter von Wasser und Luft

Die im Hinblick auf ingenieurtechnische Anwendungen signifikantesten Unterschiede in den Eigenschaften von Wasser und Luft beziehen sich auf die Kompressibilität und die Dichte. Die Kompressibilität ist definiert als die relative Volumenänderung eines Fluids pro Druckänderung. Der Reziprokwert der Kompressibilität, also die Druckänderung pro relative Volumenänderung wird durch den Elastizitätsmodul E beschrieben. Typische Werte des Elastizitätsmoduls von Wasser sind $E = 2,9 \cdot 10^9$ Pa, von Luft hingegen $E = 1,5 \cdot 10^5$ Pa. Luft verhält sich demnach etwa 10.000-fach kompressibler als Wasser.

Tabelle 2.2: Ausgewählte physikalische Parameter von Wasser und Luft (typische Werte)

Parameter	Wasser		Luft	
Elastizitätsmodul	$E = 2,9 \cdot 10^9$	$\text{kg/m} \cdot \text{s}^2$	$E = 1,5 \cdot 10^5$	$\text{kg/m} \cdot \text{s}^2$
Dichte	$\rho = 1000$	kg/m^3	$\rho = 1,25$	kg/m^3
Spezifische Wärmekapazität	$c = 4,2$	$\text{kJ/kg} \cdot \text{K}$	$c_p = 1,0$	$\text{kJ/kg} \cdot \text{K}$
			$c_v = 0,7$	$\text{kJ/kg} \cdot \text{K}$
Dynamische Viskosität	$\nu = 1,0 \cdot 10^{-6}$	m^2/s	$\nu = 1,6 \cdot 10^{-5}$	m^2/s

Bei der Berechnung ingenieurtechnischer Fragestellungen wird Wasser daher als inkompressibel betrachtet, d.h. die Abhängigkeit der Dichte von Druck und Temperatur wird, wie in Abschnitt 2.2 beschrieben, vernachlässigt. Luft hingegen wird als kompressibel betrachtet, sodass wie in Abschnitt 2.3 beschrieben eine Interaktion von Dichte, Druck und Temperatur berücksichtigt werden muss (Rouse, 1938).

Die Dichte von Wasser und Luft in Abhängigkeit der Temperatur ist in Abbildung 2.8 dargestellt. Während die Dichte von Wasser aufgrund der geringen Kompressibilität unabhängig vom Umgebungsdruck dargestellt wird, ist die Dichte von Luft für Atmosphärendruck ($p_{atm} = 1,013 \text{ bar}$) aufgezeichnet. Die Dichte von reinem Süßwasser besitzt einen maximalen Wert von $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ bei einer Temperatur von $T = 4 \text{ °C}$. Dieser Wert findet auch in den meisten von der Temperatur unabhängigen Berechnungen Verwendung. Luft hingegen hat bei einer ähnlichen Temperatur eine Dichte von ca. $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$. Wasser hat also eine ca. 800-fach höhere Dichte als Luft. Dieser Unterschied zeigt sich am einfachsten in hydrostatischen Berechnungen. Weiter zeigen sich auch Unterschiede in der Temperaturabhängigkeit der Dichte. Bei einer Temperaturerhöhung von 0 °C auf 50 °C ändert sich die Dichte von Wasser von ca. 1000 kg/m^3 auf 988 kg/m^3 , was einer Dichteänderung von ca. 1% entspricht. Die Dichte von Luft verringert sich bei gleicher Temperaturerhöhung von ca. $1,30 \text{ kg/m}^3$ auf $1,11 \text{ kg/m}^3$, was einer Dichteänderung von ca. 20% entspricht.

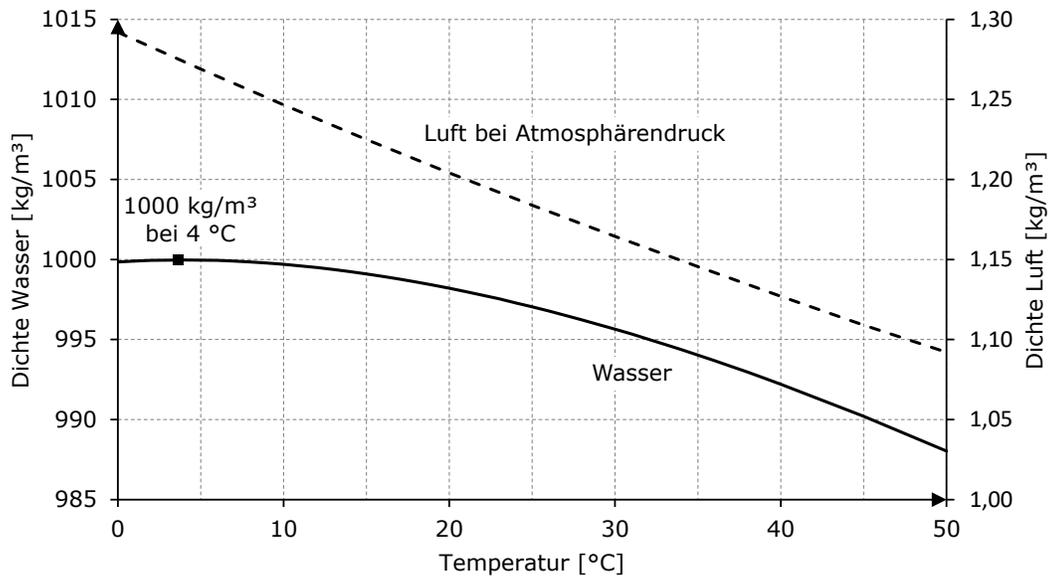


Abbildung 2.8: Dichte von Wasser und Luft in Abhängigkeit der Temperatur

Die spezifische Wärmekapazität ist eine Stoffeigenschaft und bemisst die Fähigkeit eines Stoffs thermische Energie zu speichern. Sie ist definiert als die Wärmemenge die einer Masseneinheit des Stoffs zugeführt werden muss, um dessen Temperatur um ein Grad Temperatureinheit zu erhöhen. Für Wasser ist die spezifische Wärmekapazität hierbei unabhängig vom Prozess der Wärmezuführung. Die spezifische Wärmekapazität von Wasser beträgt $c = 4,2 \text{ kJ/kg} \cdot \text{K}$, d.h. es ist eine Energie von 4,2 Kilojoule nötig um ein Kilogramm Wasser um ein Grad Celsius bzw. Kelvin zu erhöhen. Für Luft hingegen hängt die spezifische Wärmekapazität, wie in Abschnitt 2.3.3 beschrieben, vom Prozess der Wärmezuführung ab. Es wird zwischen spezifischer Wärmekapazität c_p bei konstant gehaltenem Druck und spezifischer Wärmekapazität c_v bei konstant gehaltenem Volumen unterschieden. Dieser Umstand lässt sich auf die allgemeine Gasgleichung zurückführen. Wird das Volumen konstant gehalten, so sorgt die gesamte zugeführte thermische Energie für eine Erwärmung der Luft. Bei konstantem Druck hingegen wird ein Teil der zugeführten thermischen Energie für die Verrichtung der Expansionsarbeit resp. für die Vergrößerung des

Volumens aufgewendet (vgl. Gesetz nach Gay-Lussac bzw. Gleichung 2.21). Die spezifische Wärmekapazität c_p bei konstantem Druck ist daher immer größer als die spezifische Wärmekapazität c_V bei konstantem Volumen (Langeheinecke u. a., 2017).

Abbildung 2.9 zeigt die Viskosität von Wasser und Luft in Abhängigkeit von der Temperatur. Die Viskosität beschreibt die Zähigkeit eines Fluids. Je höher die Viskosität desto zäher das Fließverhalten und umgekehrt. Die Zähigkeit eines Fluids macht sich erst bei Zustandekommen einer Fließbewegung bemerkbar und ist auf den molekularen Impulsaustausch zurückzuführen. Aufgrund des Geschwindigkeitsprofils einer Strömung bewegen sich die Moleküle je nach Lage in unterschiedlichen Geschwindigkeitsschichten aneinander vorbei. Zufallsbedingt bewegen sich die Moleküle hierbei auch zwischen den Schichten und kollidieren miteinander. Kollidieren schneller fließende mit langsamer fließenden Molekülen wird ein Impulsüberfluss bzw. ein Geschwindigkeitsüberfluss transferiert. Umgekehrt wird ein Impulsdefizit transferiert. Aus Impulsüberschuss und -defizit entstehen beschleunigende und verzögernde Kräfte, die für eine Zähigkeit der Fließbewegung sorgen. Es wird zwischen dynamischer Viskosität η und kinematischer Viskosität ν unterschieden, die über die Dichte des Fluids in direktem Zusammenhang stehen. Die Viskosität ist dabei von der Temperatur abhängig. Für Wasser nimmt die Viskosität mit zunehmender Temperatur ab, da die Kohäsionskräfte zwischen den Molekülen abnehmen. Für Luft hingegen nimmt die Viskosität mit zunehmender Temperatur zu, da die molekulare Aktivität zunimmt. Typische Werte für die kinematische Viskosität sind für Wasser $\nu = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ und für Luft $\nu = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$. Relativ verhält sich Luft also zäher als Wasser (Rouse, 1938).

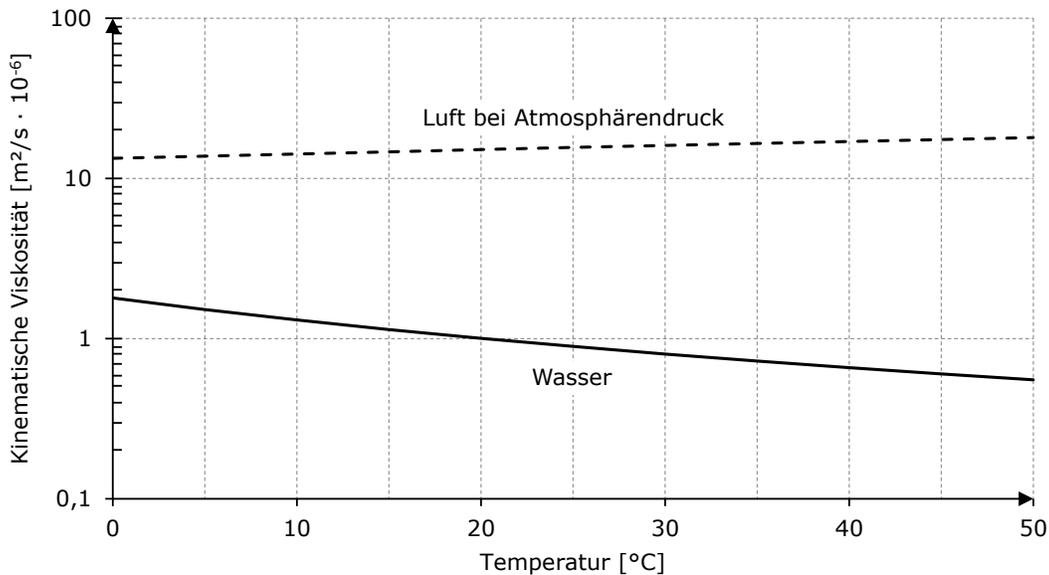


Abbildung 2.9: Viskosität von Wasser und Luft in Abhängigkeit von der Temperatur

2.4.3 Fließmuster von Wasser-Luft Gemischen in der Rohrströmung

Der Hydraulik von Zweiphasenströmungen bzw. von Wasser-Luft Gemischen kommt im Bereich der Wasserversorgung aufgrund des in Industrienationen meist sehr geringen Anteils an Luft im Leitungssystem nur wenig Bedeutung zu. Da in Entwicklungsländern je-

doch ein erheblicher Anteil an Luft in Anlagen der Wasserversorgung vorhanden sein kann, sollen im Folgenden die möglichen Fließmuster von Wasser-Luft Gemischen in Rohrleitungen beschrieben werden. Aufgrund der Bedeutung von Zweiphasenströmungen in vielen industriellen Anlagen wurden Wasser-Luft Gemische weitestgehend im Chemieingenieurwesen und der Verfahrenstechnik untersucht. Relevant für Wasserverteilungssysteme sind die Fließeigenschaften in horizontalen oder leicht geneigten Rohrleitungen. Im Allgemeinen bilden sich hier aufgrund der Gravitation und des Dichteunterschieds von Wasser und Luft unsymmetrische Fließmuster mit vertikaler Schichtung aus. Wasser fließt dann an der Rohrunter- und Luft an der Rohroberseite. Abbildung 2.10 zeigt die nach Hewitt und Hall-Taylor (1970) differenzierten Fließmuster von Wasser-Luft Gemischen in einer Rohrströmung.

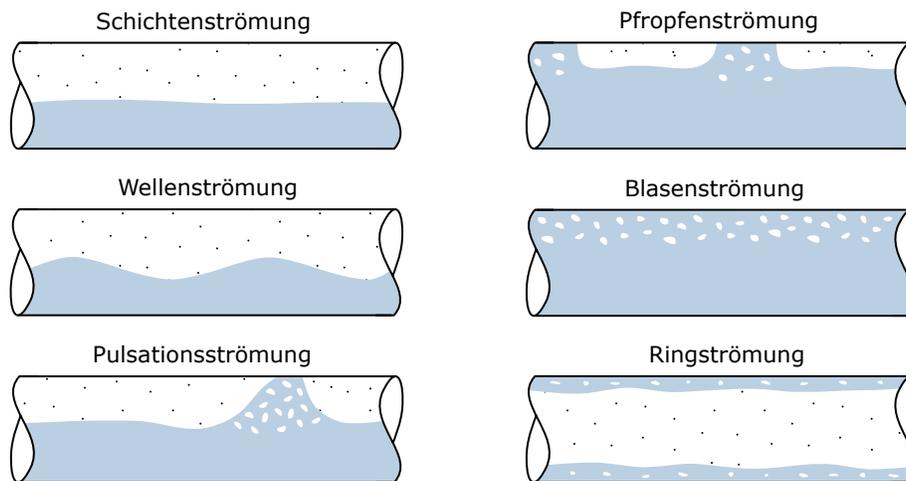


Abbildung 2.10: Fließmuster von Wasser-Luft Gemischen in einer Rohrströmung

Die Schichtenströmung ist durch eine klare Trennung der Wasser- und Luftphase charakterisiert. Diese kommt nur bei sehr geringen und nahezu identischen Fließgeschwindigkeiten beider Phasen zustande. Weitere Sekundäreinflüsse auf die Strömung dürfen nicht auftreten. Ein Auftreten der Schichtenströmung im Bereich hydraulischer Anwendungen ist daher relativ unwahrscheinlich.

Die Wellenströmung ist aus hydraulischer Sicht ähnlich zur Schichtenströmung. Sie kommt zustande bei unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten beider Phasen. Weiter können die Wellen auch durch eine raue Rohrwandung oder Änderungen in der Rohrgeometrie erzeugt werden. Die Wellenströmung kann somit auch in Wasserverteilungssystemen auftreten, insbesondere wenn das Leitungssystem langsam gefüllt bzw. entleert wird oder wenn das Wasserdargebot nicht genügt um das Leitungssystem während des Betriebs dauerhaft gefüllt zu halten.

Die Pulsationsströmung ist ein für Leitungssysteme sehr kritischer Fließzustand, da hier extreme Druckschwankungen auftreten, die bis zur Zerstörung einzelner Rohrsegmente oder Komponenten führen können. Die Pulsationsströmung kann entstehen, wenn die Geschwindigkeit v_L der Luftphase sehr viel größer wird als die Geschwindigkeit v_W der Wasserphase. Taitel und Dukler (1976) erklären die Entstehung der Pulsationsströmung durch das Auftreten der Kelvin-Helmholtz-Instabilität bei der Wellenströmung. Die Transformation von Wellen- zu Pulsationsströmung ist für verschiedene Zeitschritte t schema-

tisch in Abbildung 2.11 dargestellt. Oberhalb eines Wellenberges verringert sich der von der Luftphase durchströmte Querschnitt. Nach dem Prinzip der Massenerhaltung erhöht sich an dieser Stelle die Fließgeschwindigkeit, was zu einem Absinken des Drucks führt. Dieser relativ zum Umgebungsdruck betrachtete Unterdruck zieht den Wellenberg weiter in Richtung Rohroberseite. Beim anschließenden Absinken des Wellenbergs entsteht eine zusätzliche Beschleunigung durch die Gravitationskraft. Die Welle schaukelt sich also auf, bis sie die Rohroberseite berührt. In diesem Zustand blockiert der Wellenberg den Fluss der Luftphase, sodass ein Überdruck vor dem Wellenberg entsteht. Dieser Überdruck drückt den Wellenberg dann mit einer höheren Geschwindigkeit v_Z als die der Wasserphase durch das Rohrleitungssystem. Der Wellenberg nimmt in diesem Zustand eine zapfenförmige Geometrie an, sodass die Pulsationsströmung auch Zapfenströmung genannt wird. Da in Rohrleitungssystemen der Wasserversorgung kein absichtlicher Lufteintrag in hohem Maße stattfindet, ist das Entstehen einer Pulsationsströmung hier höchst unwahrscheinlich. Sie findet sich eher in Anlagen der industriellen Produktion beim Transport zweier Phasen.

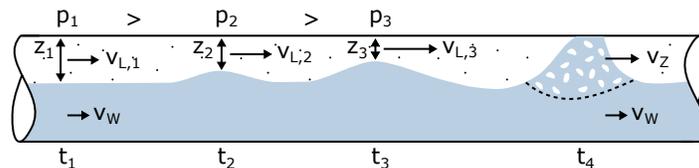


Abbildung 2.11: Transformation von Wellen- zu Pulsationsströmung

Ein noch unwahrscheinlicher stattfindendes Fließmuster ist die Ringströmung. Sie ergibt sich für sehr hohe Luftströmungen und sehr geringe Wasserströmungen. Hierbei wird die Wasserphase an die Rohrwandung gedrückt und die Luftphase fließt mit hoher Geschwindigkeit im Rohrrinneren. Für Wasserversorgungssysteme ist dieses Fließmuster daher auszuschließen. Sehr viel wahrscheinlicher hingegen ist das Auftreten von Pfropfen- oder Blasenströmungen.

Eine Pfropfenströmung entsteht bei einem Lufteintrag in eine vollständig ausgeprägte Druckströmung der Wasserphase. Die eingetragene Luft akkumuliert sich in größeren Lufteinschlüssen an der Rohroberseite und bewegt sich mit der Fließgeschwindigkeit der Wasserphase. Abhängig vom Entstehungsort des Lufteinschlusses und dem nachfolgenden hydrostatischen Druck im Leitungsverlauf, stehen die Lufteinschlüsse unter Druck. Solange sich die Lufteinschlüsse in der Rohrleitung befinden ergeben sich allerdings keine signifikanten Einflüsse auf die Rohrströmung. Diese treten erst auf, wenn die Einschlüsse aus dem Leitungssystem ausgetragen werden und atmosphärischem Druck ausgesetzt sind. Stehen die Lufteinschlüsse beim Austritt unter Druck, wird die Luft schlagartig ausgetragen. Durch die damit einhergehende Beschleunigung der Wasserphase zwischen den Lufteinschlüssen können mitunter enorme Druckschwankungen entstehen (Bachmeier, 1995).

Die Blasenströmung ist stark verwandt mit der Pfropfenströmung. Sie entsteht bei geringeren Lufteinträgen und höheren Fließgeschwindigkeiten der Wasserphase, da eine Akkumulation der Luftblasen durch die Turbulenz der Wasserströmung verhindert wird. Je nach Turbulenzgrad können sich die Blasen auch dispers über den gesamten Rohrquerschnitt verteilen. Bei horizontalen und aufwärts geneigten Rohrleitungen bewegen sich

die Luftblasen stets mit der Strömung. Bei abwärts geneigten Rohrleitungen können sich die Luftblasen aufgrund des Auftriebs, abhängig von Fließgeschwindigkeit und Neigungswinkel, jedoch auch entgegen der Fließrichtung bewegen (Bachmeier, 1995; Falvey, 1980). Auf die Bewegung von Luftblasen innerhalb einer Rohrströmung und die damit zusammenhängende Selbstentlüftung ganzer Leitungsabschnitte wird weiter in Abschnitt 2.4.7 eingegangen.

Das Auftreten der jeweiligen Fließmuster in Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeiten von Wasser- und Luftphase wurde in Fließmuster-Diagrammen zusammengefasst. Hierfür wurden eine Vielzahl an experimentellen und theoretischen Untersuchungen von u.a. Ervine und Himmo (1984), Falvey (1980) und Taitel und Dukler (1976) durchgeführt. Zur Bestimmung der Fließmuster werden die Fließgeschwindigkeiten der Phasen in sogenannte Leerrohrgeschwindigkeiten umgerechnet. Die Leerrohrgeschwindigkeit entspricht der Fließgeschwindigkeit der Wasser- oder Luftphase, wenn diese den gesamten Rohrquerschnitt ausfüllen würde. Da die Fließmuster neben der Fließgeschwindigkeit der Phasen auch von der Neigung der Rohrleitung abhängen, existieren Fließmuster-Diagramme für verschiedene positive und negative Rohrneigungen. Abbildung 2.12 zeigt ein Fließmuster-Diagramm für horizontale Rohrleitungen in Abhängigkeit der Leerrohrgeschwindigkeit v_{WL} der Wasserphase und v_{LL} der Luftphase. Die Leerrohrgeschwindigkeiten ergeben sich hierbei aus dem Rohrquerschnitt und der tatsächlichen Fließgeschwindigkeit v_W der Wasserphase und v_L der Luftphase.

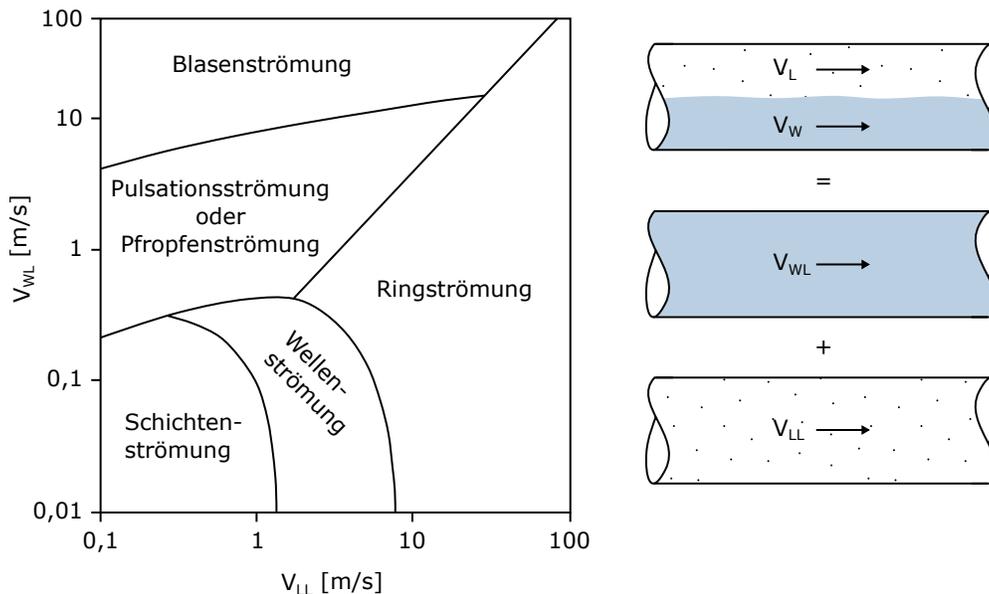


Abbildung 2.12: Fließmuster-Diagramm für horizontale Rohrleitungen nach (Taitel und Dukler, 1976)

2.4.4 Druckverteilung bei Lufteinschluss

Der hydrostatische Druck in einer Rohrleitung ergibt sich in Abhängigkeit von Gravitation, Dichte des Fluids und Höhenunterschied zur Wasserspiegellage. Für inkompressible Fluide ist der Druck dabei einer Funktion des Höhenunterschieds z . Die dargestellten Zusammenhänge ergeben sich unter Verwendung der hydrostatischen Grundgleichungen

nach z.B. Rouse (1938).

Da Luft eine ca. 800-fach geringere Dichte als Wasser besitzt, haben Lufteinschlüsse in Rohrleitungen einen signifikanten Einfluss auf die hydrostatische Druckverteilung. Aufgrund der Abhängigkeit des Drucks vom Höhenunterschied zur Wasserspiegellage, hat hierbei lediglich die Höhe des Lufteinschlusses eine Auswirkung auf die Druckverteilung. Ein Lufteinschluss in einem horizontalen Leitungsabschnitt übt hingegen keinen Einfluss auf die Druckverteilung aus. In geneigten Leitungsabschnitten ergibt sich die Druckverteilung in Abhängigkeit des Höhenunterschieds von Ober- und Unterseite des Lufteinschlusses, während in vertikalen Leitungen die gesamte Höhe resp. Länge des Lufteinschlusses von Bedeutung ist. Zur Veranschaulichung dieses Zusammenhangs zeigt Abbildung 2.13 drei hydrostatische Druckverläufe in vertikalen und geneigten Rohrleitungen mit und ohne Lufteinschluss. Ohne Lufteinschluss ergibt sich der hydrostatische Druck wie oben beschrieben in Abhängigkeit von der Dichte ρ_W des Wassers und dem Höhenunterschied z_W zum Wasserspiegel zu:

$$p_W = \rho_W \cdot g \cdot z_W \quad (2.42)$$

Bei Vorhandensein eines Lufteinschlusses reduziert sich der Druck um die Differenz der Dichte des Wassers ρ_W und der Luft ρ_L , bezogen auf die Höhe z_L des Lufteinschlusses. In dem mit Luft gefüllten Bereich nimmt der Druck aufgrund des signifikanten Dichteunterschieds von Wasser und Luft allerdings nur unmerklich zu:

$$p_{WL} = \rho_W \cdot g \cdot (z_W - z_L) + \rho_L \cdot g \cdot z_L \quad (2.43)$$

Für die meisten Anwendungsfälle in der Hydraulik wird die gravitäre Druckzunahme der Luftphase aufgrund des großen Dichteunterschieds von Wasser und Luft vernachlässigt. In diesem Fall wird für die Luftphase vereinfacht eine Dichte von $\rho_L \approx 0$ angenommen.

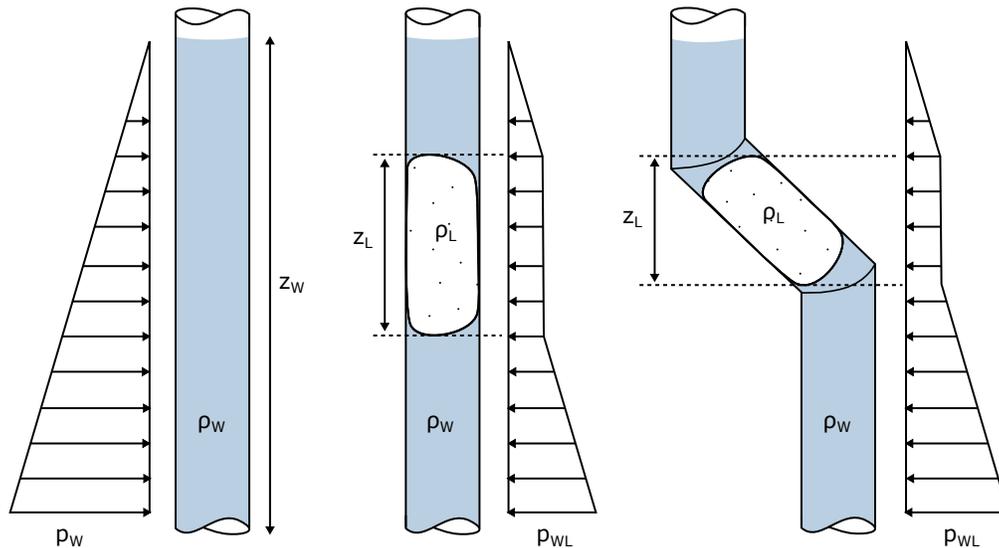


Abbildung 2.13: Hydrostatischer Druckverlauf mit und ohne Lufteinschluss in einer Rohrleitung

Abbildung 2.14 zeigt einen Rohrleitungsabschnitt mit mehreren Hochpunkten die teilweise mit Luft gefüllt sind. Eine Fließbewegung findet in dieser Darstellung nicht statt. Der Höhenunterschied zwischen den Wasserspiegellagen in einem mit Wasser gefüllten Tiefpunkt

ist dargestellt als z_W , die Höhe eines Lufteinschlusses als z_L . Ohne Lufteinschlüsse hätten die Wasserspiegel in den beiden äußeren Abschnitten nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren beide die gleiche Höhenlage. Durch die Lufteinschlüsse und die damit entstandene hydrostatische Druckänderung unterscheiden sich die beiden Wasserspiegel jedoch um die Summe der Höhe aller Lufteinschlüsse. Diese Druckhöhe ($z_{L,1} + z_{L,2}$) geht dem System somit verloren, was bei Vorhandensein einer Fließbewegung zu einer Minderung des Durchflusses führen würde (Aigner und Bollrich, 2015; Aigner, 2003a). Die angegebenen Drücke in den Lufteinschlüssen sind zur Vereinfachung unter Vernachlässigung der Zunahme des Luftdrucks über die Höhe, d.h. für eine Luftdichte von $\rho_L \approx 0$, angegeben. Somit herrscht näherungsweise ein konstanter Druck innerhalb der Lufteinschlüsse. Diese Annahme findet auch in den folgenden Abschnitten Verwendung.

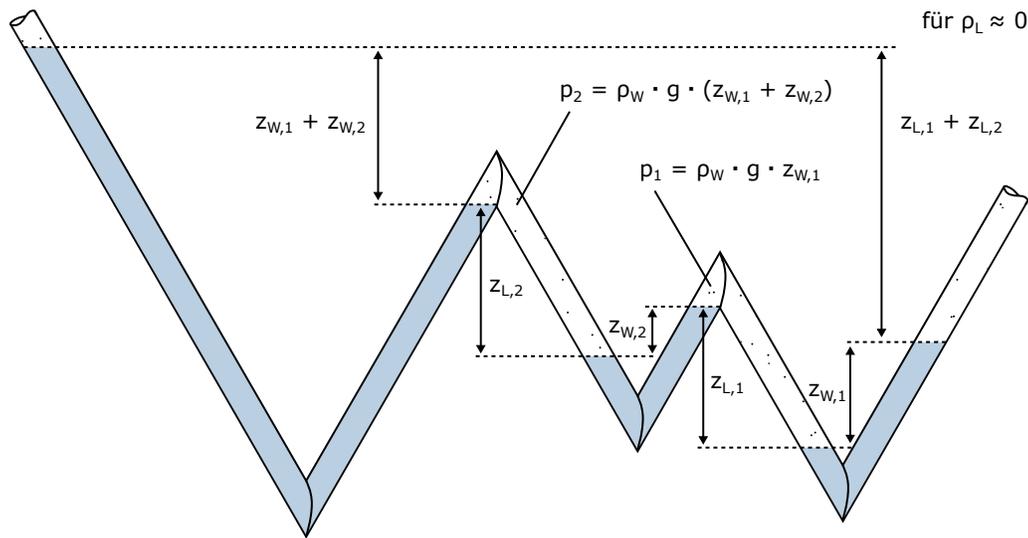


Abbildung 2.14: Wasserspiegellage in einem Leitungsabschnitt bei Lufteinschluss

Abbildung 2.15 zeigt einen Rohrleitungsabschnitt mit Lufteinschluss in dem eine Fließbewegung stattfindet. Dieser Zustand ergibt sich meist bei der Inbetriebnahme einer leeren Leitung bzw. beim Befüllungsprozess eines intermittierend betriebenen Wasserverteilungssystems. Hierbei füllen sich zunächst die steigenden Rohrabschnitte, während Wasser in den fallenden Abschnitten in Form einer Schichten- oder Wellenströmung fließt. Ab einem bestimmten Füllungsgrad wird die Luft in den fallenden Abschnitten eingeschlossen (Aigner und Bollrich, 2015). In dem in Abbildung 2.15 dargestellten Zustand ist ein Teil des fallenden Rohrabschnittes mit Luft gefüllt, während die Wasserphase an der Rohrunterseite fließt. Im restlichen Rohrabschnitt hat sich eine vollständige Druckströmung ausgebildet. Die Drucklinie DL_{WL} zeigt den Druckverlauf über die Leitung bei Berücksichtigung des Lufteinschlusses. Vor und hinter dem Einschluss fällt der Druck aufgrund der Reibungsverluste mit einem konstanten Gradienten ab. Im Bereich des Lufteinschlusses, also zwischen den Bezugspunkten 1 und 2, fällt der Druck um die Höhe z_L des Einschlusses ab. Energieverluste finden hier nicht statt, sodass sich ein Verlauf der Drucklinie parallel zum Leitungsverlauf ergibt. Bei Vernachlässigung der Luftdichte, ist der Druck an den Bezugspunkten identisch, sodass $p_1 = p_2$ gilt. Wie auch Abbildung 2.14 zu entnehmen ist, führt der Druckabfall in einem Lufteinschluss zu einer Verminderung der

dem Gesamtsystem zur Verfügung stehenden Energie und somit auch zu einer Verminderung der Fließgeschwindigkeit im gesamten Rohrsystem. Dieser Zusammenhang wird weiter in Abschnitt 2.4.6 erläutert. Die geringere Fließgeschwindigkeit führt zu kleineren Energieverlusten im Bereich der Druckströmung und damit zu einem höheren Druck gegenüber dem Druckverlauf ohne Lufteinschluss. Der Druckverlauf ohne Berücksichtigung des Lufteinschlusses, der somit einen höheren Gradienten aufweist, ist als Drucklinie DL_W dargestellt (Horlacher und Helbig, 2018; Aigner und Bollrich, 2015).

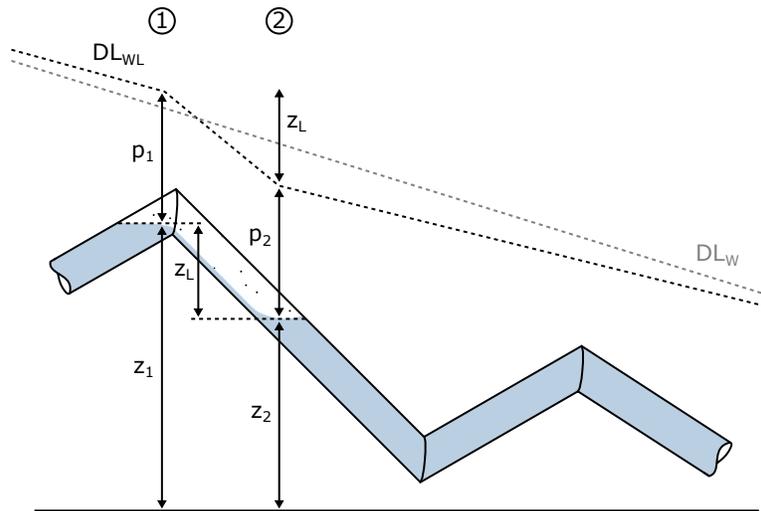


Abbildung 2.15: Druckverlauf bei Fließbewegung und Lufteinschluss

2.4.5 Berücksichtigung der Kompressibilität bei Lufteinschluss

Aufgrund der Kompressibilität der Luft hängt die Länge und Höhe von Luftenusschlüssen in einer Rohrleitung auch von den vorherrschenden Druckverhältnissen ab. Je höher der Druck in einer Leitung, desto kleiner werden die Luftenusschlüsse und desto geringer wird auch der Druckverlust aufgrund der Luftenusschlüsse. Überlegungen und Berechnungsansätze hierzu wurden u.a. von Aigner (2003a) und Aigner (2000) veröffentlicht. Um die Kompressibilität von Luftenusschlüssen zu berücksichtigen, wird der initiale Zustand bei Füllung der Leitung mit dem Endzustand des Luftenusschlusses bilanziert. Diese Zustände zu den Zeitpunkten t_1 und t_2 sind in Abbildung 2.16 dargestellt. Zeitpunkt t_1 stellt eine mit Luft gefüllte unter atmosphärischem Druck stehende Rohrleitung während der Füllung dar. Der erste steigende Abschnitt ist bereits mit Wasser gefüllt, im ersten fallenden Abschnitt fließt Wasser in einer Schichten- oder Wellenströmung zum Tiefpunkt. Der Tiefpunkt ist ebenfalls mit Wasser gefüllt und berührt gerade die Oberseite des Rohres. In diesem Zustand wird die Luft im fallenden Rohrabschnitt eingeschlossen. Der Luftenusschluss steht unter atmosphärischem Druck $p_{L,atm}$ und besitzt das Volumen $V_{L,atm}$ sowie die Höhe $z_{L,atm}$.

Zeitpunkt t_2 stellt die bereits gefüllte Leitung dar. Das Wasser im zweiten steigenden Abschnitt, sowie in allen weiteren nicht dargestellten steigenden Abschnitten, übt einen Druck auf den Luftenusschluss aus, was zu einer Verringerung der Höhe des Luftenusschlusses um die Höhe Δz_L führt. In diesem Zustand besitzt der Luftenusschluss den Druck p_L und das Volumen V_L . Der Druck p_L beschreibt hierbei den Überdruck zum Atmosphären-

druck.

Unter Verwendung des Gesetzes von Boyle-Mariotte (Gleichung 2.19) kann der Zustand im Lufteinschluss zum Zeitpunkt t_1 und t_2 unter Vernachlässigung von Temperaturänderungen bilanziert werden:

$$p_{L,atm} \cdot V_{L,atm} = (p_{L,atm} + p_L) \cdot V_L \quad (2.44)$$

Die Änderung des Volumens kann auch durch die Änderung der Höhe des Lufteinschlusses beschrieben werden. Diese Vereinfachung gilt jedoch nur, wenn die Rohrleitung im abfallenden Abschnitt einen konstanten Durchmesser und eine konstante Neigung aufweist. Die Bilanzierung ergibt sich dann zu:

$$p_{L,atm} \cdot z_{L,atm} = (p_{L,atm} + p_L) \cdot (z_{L,atm} - \Delta z_L) \quad (2.45)$$

Wird Gleichung 2.45 nach Δz_L aufgelöst ergibt sich die Höhenänderung des komprimierten Lufteinschlusses zu:

$$\Delta z_L = z_{L,atm} \cdot \frac{p_L}{p_{L,atm} + p_L} \quad (2.46)$$

Zur Berechnung des Drucks innerhalb des Lufteinschlusses werden die Druckkräfte am Tiefpunkt der Leitung bilanziert. Unter Vernachlässigung der Druckverluste durch Rohrreibung in den mit Wasser gefüllten Bereichen ergibt sich das Kräftegleichgewicht am Tiefpunkt zu:

$$p_L + \Delta z_L = z_W + p_{L+1} \quad (2.47)$$

Durch Auflösen nach p_L und unter Verwendung von Gleichung 2.46 ergibt sich der Druck im Lufteinschluss dann zu:

$$p_L = z_W + p_{L+1} - z_{L,atm} \cdot \frac{p_L}{p_{L,atm} + p_L} \quad (2.48)$$

Die aufgrund der Kompression des Lufteinschlusses verminderte Höhe $z_{L,comp}$ ergibt sich dann zu:

$$z_{L,comp} = z_{L,atm} - \Delta z_L \quad (2.49)$$

Die aufgrund der Kompression des Lufteinschlusses verminderte Länge $L_{L,comp}$ ergibt sich dann zu:

$$L_{L,comp} = L_{L,atm} \cdot \left(1 - \frac{\Delta z_L}{z_{L,atm}} \right) \quad (2.50)$$

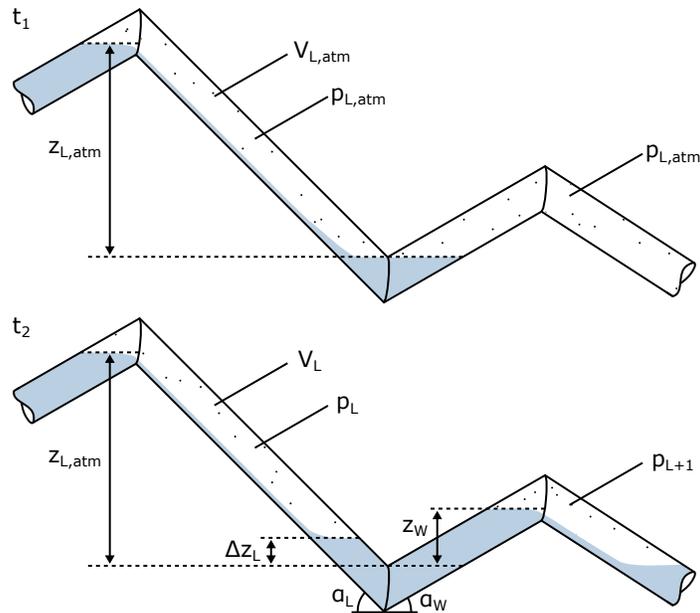


Abbildung 2.16: Rohrleitung während der Füllung (t_1) und im gefüllten Zustand (t_2) mit Lufteinschluss

Zur Berechnung des Drucks p_L muss der Druck p_{L+1} im Lufteinschluss unterstrom bekannt sein. Daher muss zur Berechnung der Druckverhältnisse im gesamten Leitungsabschnitt mit dem in Fließrichtung betrachtet letzten Lufteinschluss begonnen werden. Hier entspricht der vorherige Lufteinschluss für gewöhnlich dem Atmosphärendruck und es gilt $p_{L+1} = 0$. Die Druckverhältnisse können dann sukzessive in Richtung oberstrom berechnet werden.

2.4.6 Fließgeschwindigkeit bei Lufteinschluss

Abbildung 2.17 zeigt einen Rohrleitungsabschnitt mit zwei Lufteinschlüssen sowie die Wasserspiegellagen WSP_1 und WSP_2 in den nicht dargestellten Behältern, die das Leitungssystem verbindet. Um die Fließgeschwindigkeit in einer Rohrleitung zu berechnen wird Gleichung 2.15 nach v_m aufgelöst. Bei einer vollständig mit Wasser gefüllten Leitung, die zwei offene Behälter verbindet, entspricht die verfügbare Gesamtenergie z_E des Systems dem Unterschied der Wasserspiegellagen. Mit Länge L und Durchmesser D des Gesamtleitungssystems ergibt sich die Fließgeschwindigkeit bei Vollfüllung zu:

$$v_m = \sqrt{\frac{2g \cdot z_E}{\lambda \cdot \frac{L}{D} + \sum \zeta_i}} \quad (2.51)$$

Wie in Abschnitt 2.4.4 beschrieben, entsteht durch einen Lufteinschluss ein Druckabfall entsprechend der Höhe des Lufteinschlusses. Dieser Druckabfall mindert die verfügbare Druckhöhe im System, sodass weniger Druckenergie in Geschwindigkeitsenergie resp. Fließgeschwindigkeit umgewandelt werden kann. Die Fließgeschwindigkeit im System ergibt sich somit abhängig von der Druckhöhe bei Vollfüllung abzüglich der Summe der Höhe aller Lufteinschlüsse. Neben diesem, die Fließgeschwindigkeit verringernden Zusammenhang, ergibt sich jedoch auch eine Abnahme der Druckverluste durch Rohrreibung, da

über die Länge des Lufteinschlusses keine Reibungsverluste stattfinden. Dies führt wiederum zu einer Erhöhung der Fließgeschwindigkeit (Aigner, 2000). Unter Berücksichtigung dieser gegenläufigen Effekte ergibt sich die Fließgeschwindigkeit $v_{m,L}$ bei Lufteinschluss zu:

$$v_{m,L} = \sqrt{\frac{2g \cdot (z_E - \sum z_{L,i})}{\lambda \cdot \frac{L - \sum L_{L,i}}{D} + \sum \zeta_i}} \quad (2.52)$$

Übersteigt die Summe der Höhe aller Lufteinschlüsse die Druckhöhe bei Vollfüllung, d.h. es gilt $\sum z_{L,i} \geq z_E$, kommt es zu einer vollständigen Verhinderung des Durchflusses ($v_{m,L} = 0$). Es würde sich dann der in Abbildung 2.14 dargestellte Zustand im Leitungssystem einstellen.

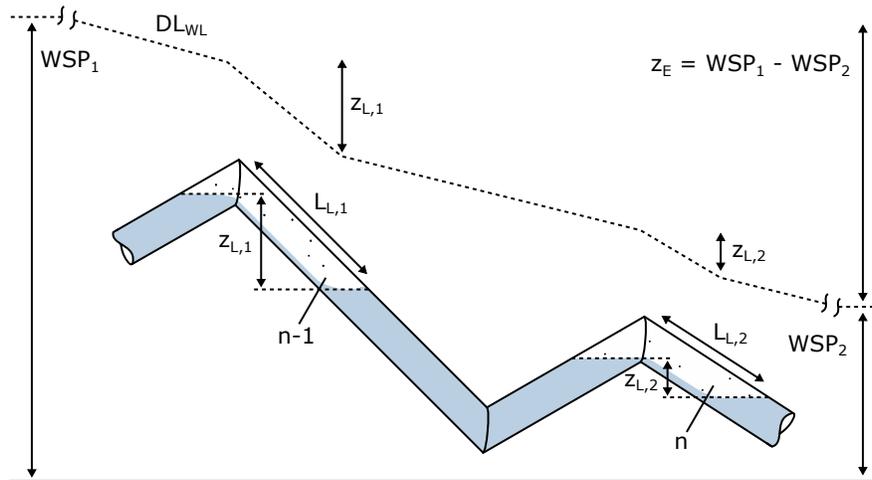


Abbildung 2.17: Rohrleitungsabschnitt mit zwei Lufteinschlüssen zur Berechnung der Fließgeschwindigkeit

Um die Fließgeschwindigkeit in einem Leitungssystem unter Berücksichtigung der Kompressibilität zu berechnen kann dabei wie folgt vorgegangen werden:

- Berechnung der Kompression des in Fließrichtung betrachtet letzten Lufteinschlusses n
- Berechnung der Kompression des in Richtung oberstrom nächsten Lufteinschlusses $n - 1$
- Weiterführung des o.g. Vorgangs

2.4.7 Selbstentlüftung von Rohrleitungssystemen

Ein Lufteinschluss in einer Rohrleitung kann unter bestimmten hydraulischen Randbedingungen durch die Schleppekraft der Strömung ausgetragen werden. Es wird dann von einer Selbstentlüftung der Rohrleitung gesprochen. In einem solchen Fall könnte z.B. auf die Installation von Entlüftungsventilen an Hochpunkten der Leitung verzichtet werden. Befindet sich ein Lufteinschluss in einer Rohrleitung, fließt Wasser in diesem Bereich an der Rohrunterseite in Form einer Schichten- oder Wellenströmung. Die Fließgeschwindigkeit im vollgefüllten Bereich hinter dem Lufteinschluss ist dabei aufgrund der größeren

benetzten Fläche sehr viel geringer. Aufgrund der unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten und der vorhandenen Luftphase bildet sich am Ende eines Lufteinschlusses daher ein Wechselsprung aus. Die Wasserwalze des Wechselsprungs trägt dabei Luftblasen in die Rohrströmung ein und kann somit für einen Volumenabbau des Lufteinschlusses führen. Abbildung 2.18 zeigt schematisch einen Wechselsprung am Ende eines Lufteinschlusses sowie den Weitertransport der Luft in Form einer Blasen- und Pfropfenströmung.

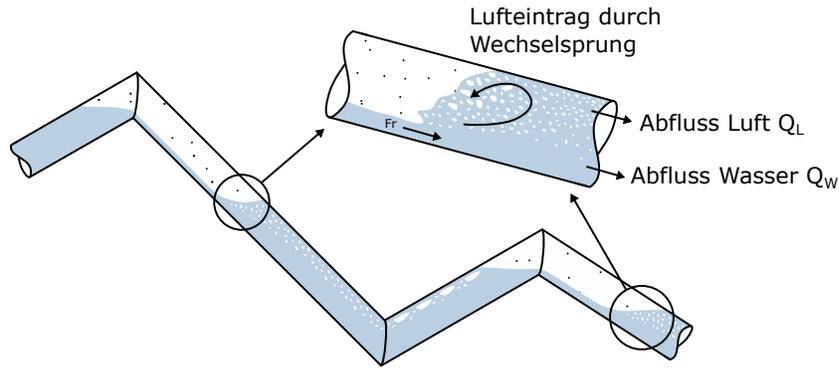


Abbildung 2.18: Wechselsprung und Weitertransport der Luft in einer Rohrleitung

Kalinske und Robertson (1943) stellten fest, dass es zwei maßgebliche Prozesse gibt, die den Austrag von Luft durch einen Wechselsprung in einer Rohrleitung bestimmen. Hierbei muss unterschieden werden ob die Fließgeschwindigkeit bzw. der Abfluss Q_W im Bereich der Druckströmung groß genug ist, um alle vom Wechselsprung eingetragene Luft weiter zu transportieren. Bei einer ausreichend großen Fließgeschwindigkeit wird die gesamte Luft weitertransportiert. Bei einer zu kleinen Fließgeschwindigkeit wird nur ein Teil der Luft weitertransportiert, während der restliche Anteil aufgrund der Auftriebskräfte wieder zurück in den Lufteinschluss gelangt. Die Grenze dieser zwei Bereiche kann nach Kalinske und Robertson (1943) durch eine kritische Froude-Zahl Fr_{krit} beschrieben werden. Die Froude-Zahl wird dabei wie in Abbildung 2.18 dargestellt, im Bereich der Schichten- bzw. Wellenströmung bestimmt. Abbildung 2.19 zeigt die Abhängigkeit der kritischen Froude-Zahl von der Rohrneigung. Der Bereich (A) kennzeichnet hierbei den Zustand mit einem ausreichend hohen Abfluss Q_W des Wassers. Der Lufteintrag durch den Wechselsprung entspricht hierbei dem Weitertransport der Luft. Dieser wird also nur vom Wechselsprung gesteuert. In diesem Fall kann der Luftaustrag aus dem Lufteinschluss nach einem empirischen Zusammenhang bestimmt werden:

$$\frac{Q_L}{Q_W} = \beta = 0,0066 \cdot (Fr - 1)^{1,4} \quad (2.53)$$

Der Bereich (B) kennzeichnet den Zustand in dem der Abfluss Q_W nicht die gesamte eingetragene Luft transportieren kann und ein Teil der Luftblasen in den Lufteinschluss zurückgelangt. Der Lufttransport ist in diesem Fall also nur von der Druckströmung abhängig, wobei ein höherer Abfluss für einen höheren Lufttransport führt. Die kritische Froude-Zahl ergibt sich nach Kalinske und Robertson (1943) abhängig von der Höhe y_1 der Schichten- bzw. Wellenströmung, dem Rohrdurchmesser D , der Fließgeschwindigkeit v_1 vor dem Wechselsprung, und der effektiven Tiefe y_e der Strömung.

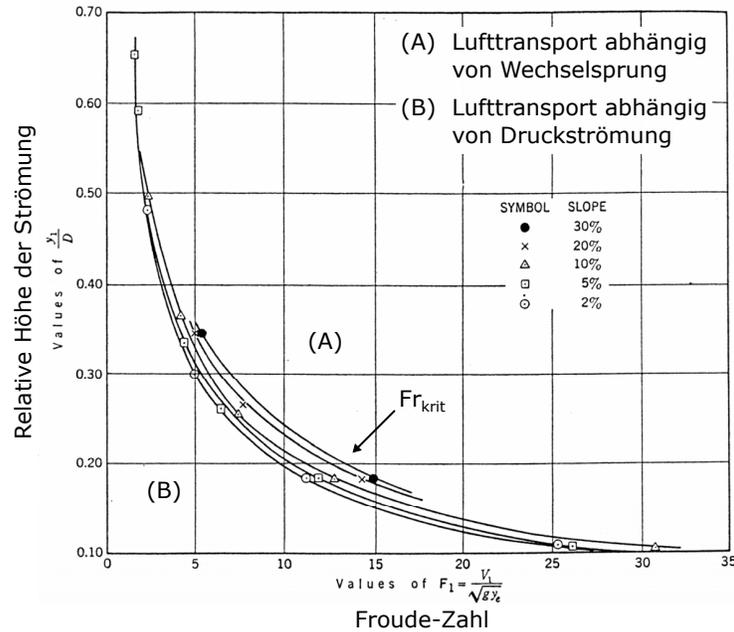


Abbildung 2.19: Kritische Froude-Zahl für den Lufttransport bei verschiedenen Rohrneigungen (Kalinske und Robertson, 1943)

Um zu bestimmen ob eine Selbstentlüftung unter den gegebenen hydraulischen Randbedingungen stattfindet, muss das Kräftegleichgewicht an einer einzelnen Blase betrachtet werden. Eine schematische Darstellung des Kräftegleichgewichts ist in Abbildung 2.20 gegeben. Die Blase erfährt durch das Blasenvolumen V_B und die Neigung der Rohrleitung α eine Auftriebskraft F_B entgegen der Fließrichtung. Die Fließbewegung hingegen übt eine Schleppkraft F_W auf die Blase in entgegengesetzter Richtung aus. Diese Kraft ist abhängig von der effektiven Fließgeschwindigkeit unter der Blase, der Form der Blase und des daraus resultierenden Widerstandsbeiwerts c_W sowie der maximalen Querschnittsfläche der Blase. Ein Stillstand der Blasenbewegung ergibt sich dann für ein Kräftegleichgewicht, d.h. wenn $F_W = F_B$ gilt (Horlacher und Helbig, 2018). Bei Vernachlässigung der Dichte von Luft gilt:

$$F_W = c_W \cdot \frac{\rho_W}{2} \cdot A_B \cdot v_{WB}^2 = \rho_W \cdot g \cdot V_B \cdot \sin \alpha = F_B \quad (2.54)$$

Experimentelle Untersuchungen von Gandenberger (1957) haben gezeigt, dass die Bewegungsgeschwindigkeit einer Luftblase von Rohrdurchmesser, Blasengröße und Blasenform abhängt. Die Blasenform ergab sich dabei in Abhängigkeit des Neigungswinkels der Rohrleitung. Luftblasen mittlerer Größe wiesen den größten Widerstandsbeiwert auf. Weiter definierte Gandenberger (1957) eine dimensionslose Blasengröße n aus dem Quotienten des Blasenvolumens V_B und des Volumens eines Rohrabschnitts der Länge des Durchmessers D :

$$n = \frac{V_B}{\frac{\pi}{4} \cdot D^3} \quad (2.55)$$

Aigner (2003b) ermittelte die Formänderung κ sowie den Widerstandsbeiwert c_W einer Blase in einer experimentellen Untersuchung. Die Formänderung wurde hierbei in Abhängigkeit der dimensionslosen Blasengröße beschrieben und ergibt sich näherungsweise

zu:

$$\kappa = \frac{A_B}{A} = 0,465 \cdot n^{0,56} \quad (2.56)$$

Weiter wurde eine signifikante Abhängigkeit des Widerstandsbeiwerts c_W von der Rohrneigung festgestellt. Dies lässt sich auf die von Gandenberger (1957) beschriebene Abhängigkeit der Blasenform von der Rohrneigung zurückführen. Der Widerstandswerts c_W kann daher näherungsweise bestimmt werden zu:

$$c_W = 1,64 \cdot \sin\alpha + 0,06 \quad (2.57)$$

Zur Bestimmung der Stillstandsgeschwindigkeit einer Blase, d.h. der Fließgeschwindigkeit bei der sich die Blase nicht bewegt und sich Schlepp- und Auftriebskräfte ausgleichen, muss weiter die Kontinuitätsgleichung (Gleichung 2.1) auf das System angewandt werden. Es gilt:

$$v_{WB} \cdot (A - A_B) = v_m \cdot A \quad (2.58)$$

Die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m entspricht bei Eintreten eines Kräftegleichgewichtes ($F_W = F_B$) der Stillstandsgeschwindigkeit und wird in diesem Fall als v_S bezeichnet. Wird das Kräftegleichgewicht aus Gleichung 2.54 unter Verwendung der Formänderung aus Gleichung 2.56, des Widerstandsbeiwerts aus Gleichung 2.57 und der Kontinuitätsbedingung aus Gleichung 2.58 nach der Fließgeschwindigkeit v_m aufgelöst, ergibt sich die Stillstandsgeschwindigkeit v_S zu:

$$v_S = \sqrt{2g \cdot \frac{n \cdot D \cdot \sin\alpha}{\kappa \cdot c_W} \cdot (1 - \kappa)} = \sqrt{4,3g \cdot \frac{D \cdot \sin\alpha}{1,64 \cdot \sin\alpha + 0,06} \cdot (n^{0,22} - 0,465 \cdot n^{0,78})} \quad (2.59)$$

Aigner (2003b) stellte ebenfalls fest, dass Blasen mittlerer Größe den größten Widerstandsbeiwert besitzen und somit die höchste Fließgeschwindigkeit für einen Transport mit der Strömung benötigen. Dieser Zusammenhang kann auch rechnerisch nachgewiesen werden. Gleichung 2.59 besitzt ein Maximum für v_S in Abhängigkeit des dimensionslosen Blasenvolumen n für $n = 0,41$. Werden als konservative Annahme somit nur Blasen mit maximalem Fließwiderstand betrachtet kann die Stillstandsgeschwindigkeit vereinfacht wie folgt ausgedrückt werden:

$$v_S = \sqrt{1,5g \cdot \frac{D \cdot \sin\alpha}{1,64 \cdot \sin\alpha + 0,06}} \quad (2.60)$$

Gleichung 2.60 beschreibt somit die mindestens erforderliche Fließgeschwindigkeit um Luft aus einem Rohrabschnitt mit der Rohrneigung α auszutragen. Der Austrag umfasst hierbei einzelne Blasen sowie ganze Luft einschlüsse.

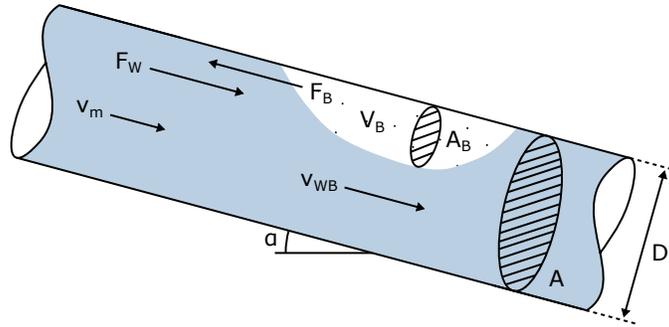


Abbildung 2.20: Kräftegleichgewicht an einer Blase in einer geneigten Rohrleitung nach Horlacher und Helbig (2018)

Aigner (2003b) untersuchte zudem den zeitabhängigen Luftaustrag aus Lufteinschlüssen und stellte fest, dass die Dauer des Austrags bzw. die Größe des Luftabflusses Q_L nicht nur von Fließgeschwindigkeit und Rohrneigung sondern auch von der initialen Größe des Lufteinschlusses abhängt. Bei größeren Lufteinschlüssen, wie sie z.B. bei der Befüllung von Leitungssystemen entstehen, kann der Luftaustrag wie folgt abgeschätzt werden:

$$\frac{Q_L}{Q_W} = \beta = 0,004 \cdot \left(\frac{v_m}{\sqrt{g \cdot D}} \right)^4 \quad (2.61)$$

Bei sehr flachen Rohrleitungen und geringen Fließgeschwindigkeiten entsteht hingegen kein Wechselsprung am Ende des Lufteinschlusses. Hierdurch nimmt der Luftaustrag signifikant ab. In diesem Fall kann der Luftaustrag wie folgt abgeschätzt werden.

$$\frac{Q_L}{Q_W} = \beta = 0,03 \cdot \sin \alpha \cdot \frac{v_m - v_S}{\sqrt{g \cdot D}} \quad (2.62)$$

Für eine detaillierte Beschreibung der Ansätze zur Abschätzung des Luftaustrags sowie deren Anwendungsgrenzen wird an dieser Stelle auf Horlacher und Helbig (2018) und Aigner (2003b) verwiesen.

Um die Selbstentlüftung eines Rohrleitungssystems zu prüfen kann dabei wie folgt vorgegangen werden:

- Berechnung der Stillstandsgeschwindigkeit $v_{S,i}$ für alle abwärts geneigten Rohrleitungsabschnitte
- Berechnung der Fließgeschwindigkeit v_m bei Vollfüllung (maximale Fließgeschwindigkeit) und Prüfung, ob eine Selbstentlüftung überhaupt möglich ist
- Berechnung der Fließgeschwindigkeit $v_{m,L}$ unter Annahme, dass alle abwärts geneigten Rohrleitungsabschnitte mit Luft gefüllt sind und Prüfung, ob die Fließgeschwindigkeit bereits für einen Luftaustrag genügt ($v_{m,L} \geq v_{S,i}$)
- Berechnung der Kompression des in Fließrichtung betrachtet letzten Lufteinschlusses n
- Erneute Berechnung von $v_{m,L}$ unter Berücksichtigung der Kompression des Lufteinschlusses n und Prüfung, ob die Fließgeschwindigkeit für einen Luftaustrag genügt ($v_{m,L} \geq v_{S,i}$)

- Berechnung der Kompression des in Richtung oberstrom nächsten Lufteinschlusses $n - 1$
- Erneute Berechnung von $v_{m,L}$ unter Berücksichtigung der Kompression der Lufteinschlüsse n und $n - 1$ und Prüfung, ob die Fließgeschwindigkeit für einen Luftaustrag genügt ($v_{m,L} \geq v_{S,i}$)
- Weiterführung des o.g. Vorgangs

Hinweis: Falls einzelne Lufteinschlüsse ausgetragen werden (hierfür muss ein Austrag bis hin zum letzten abwärts geneigten Abschnitt möglich sein), sind diese Abschnitte auch in der erneuten Berechnung von $v_{m,L}$ als mit Wasser gefüllt zu berücksichtigen. Ein Austrag einzelner Lufteinschlüsse führt daher zu einer sukzessiven Erhöhung der Fließgeschwindigkeit.

Kapitel 3

Wasserversorgung im Kontext limitierter Wasserressourcen

3.1 Kapitelübersicht

Die Motivation Wasser möglichst gerecht zu verteilen, besteht historisch betrachtet schon seit dem Sesshaftwerden der Menschheit in permanenten Siedlungen und der damit verbundenen Konzentration des Wasserbedarfs in den besiedelten Gebieten. Insbesondere in der Antike, als viele Siedlungen zu immer größeren Ballungszentren zusammenwuchsen, wurden daher viele unterschiedliche, z.T. technisch sehr durchdachte Systeme zur kontrollieren Aufteilung und Weiterleitung von Wasser entworfen. Einige dieser grundlegenden antiken Systemkonzepte bilden, in Kombination mit den heute verfügbaren Systemkomponenten aus dem Rohrleitungsbau, die Grundlage für die angepasste Wasserverteilung. Daher sind, neben der grundlegenden Aufgabe der Wasserversorgung in Abschnitt 3.2, in den Abschnitten 3.3 und 3.4 die historische Entwicklung der Wasserversorgung sowie einige historische Systeme zur Aufteilung von Wasser näher erläutert.

Da sich die Notwendigkeit eines angepassten Wasserverteilungssystems sowie die Aufteilung einer limitierten Wasserressource aus der Diskrepanz von Wasserverfügbarkeit und Wasserbedarf resp. Wasserverbrauch ergibt, werden diese Begrifflichkeiten, global und hinsichtlich ihrer Relevanz für die Bemessung von Wasserverteilungssystemen, in den Abschnitten 3.5 und 3.6 betrachtet. In Abschnitt 3.7 werden als Resultat eines nicht gedeckten Wasserbedarfs, die verschiedenen Formen der Wasserknappheit sowie darauf Einfluss nehmende klimatische und naturräumliche Randbedingungen, wie z.B. saisonale Regen- und Trockenzeiten oder die hydrogeologischen Eigenschaften von Karstgebieten, dargestellt.

Da eine durch Wasserknappheit bedingte defizitäre Wasserversorgung vorwiegend ein Problem in Entwicklungs- und Schwellenländern darstellt, werden in Abschnitt 3.8 abschließend die Merkmale eines nachhaltig erfolgreichen Technologietransfers und die damit einhergehende notwendige Anpassung einer Technologie an die gegebenen klimatischen, naturräumlichen, technischen, ökonomischen und soziokulturellen Rahmenbedingungen erläutert.

3.2 Aufgabe und Funktion der Wasserversorgung

3.2.1 Wasser als Grundlage des Lebens

Wasser ist ein lebenswichtiges Gut und unverzichtbare Grundlage der menschlichen Zivilisation. Eine funktionierende Trinkwasserversorgung bildet die Basis jeglicher Entwicklung in Landwirtschaft, Handel und Industrie und ist somit unabdingbarer Bestandteil der Infrastruktur unserer heutigen Gesellschaft. Trinkwasser nimmt hier eine besondere Rolle ein, da es in keiner Weise und durch keinen Stoff ersetzt werden kann. Aus volkswirtschaftlicher Sicht hatte die Einführung einer öffentlichen Trinkwasserversorgung z.B. einen größeren Einfluss auf die Gesundheit der Bevölkerung als der breite Zugang zu Arzneimitteln wie Antibiotika. Die Bereitstellung von Trinkwasser in einwandfreier Qualität ist somit ein zentraler Faktor zur Verhinderung von Volkskrankheiten und Epidemien. Aus diesem Grund hat die Generalversammlung der Vereinten Nationen (UN) am 28. Juli 2010 den Zugang zu sauberem Trinkwasser und zur sanitären Grundversorgung zum Menschenrecht erklärt. Trotz vieler internationaler Anstrengungen sterben dennoch weltweit jährlich ca. zwei Mio. Menschen an Krankheiten, die durch verschmutztes Wasser übertragen werden (Fritsch u. a., 2014).

Um die Lebenssituation der Menschen, insbesondere in Entwicklungs- und Schwellenländern, zu verbessern, hat die Generalversammlung der UN am 25. September 2015 auf dem Weltgipfel für nachhaltige Entwicklung in New York, die Agenda 2030 mit 17 Zielen für eine nachhaltige Entwicklung verabschiedet. Das sechste dieser Ziele befasst sich mit der Trinkwasserver- und Abwasserentsorgung und fordert mitunter den sicheren und bezahlbaren Zugang zu Trinkwasser für jeden Menschen auf der Welt. Dieses Ziel soll bis zum Jahre 2030 umgesetzt werden (UN, 2015).

Richtlinien zur Trinkwasserqualität werden auf internationaler Ebene durch die Weltgesundheitsorganisation (WHO) in den sogenannten “Guidelines for Drinking-water Quality“ festgehalten. Auf europäischer Ebene werden die WHO-Vorgaben als wissenschaftliche Grundlage für die EG-Richtlinie über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch genutzt. Auf nationaler Ebene wird die EG-Richtlinie in Deutschland mit der Trinkwasserverordnung (TrinkwV) rechtlich umgesetzt (Fritsch u. a., 2014).

3.2.2 Aufgabe der Wasserversorgung

Um die breite Bevölkerung nachhaltig mit Wasser zu versorgen, sind funktionierende Wasserversorgungssysteme von zentraler Bedeutung. Die vorrangige Aufgabe eines Wasserversorgungssystems ist dabei die Gewinnung, Aufbereitung, Förderung, Zwischenspeicherung und Verteilung von Wasser an die Bevölkerung, das Gewerbe und die Industrie. In der DIN 2000 (2017) sind die Leitsätze für die Anforderungen an Trinkwasser sowie die Planung und den Betrieb von Anlagen der Wasserversorgung festgelegt. Trinkwasser ist hier als Lebensmittel für den menschlichen Verzehr definiert. Es muss stets klar, kühl und farblos sein sowie einen einwandfreien Geruch und Geschmack vorweisen. Weiter sollte es appetitlich sein und die Verbraucher zum Verzehr anregen. Die Versorgungsanlagen müssen dabei so bemessen und ausgeführt werden, dass die Trinkwasserqualität nicht beeinträchtigt wird und das Trinkwasser zu jeder Zeit in ausreichender Menge und mit genügend Druck an jeder Abnahmestelle zur Verfügung steht (DIN 2000, 2017). Um den Wasserbedarf der Be-

völkerung in ausreichender Qualität und Quantität zu decken, müssen die Anlagen eines Versorgungssystems so ausgelegt sein, dass sie auch einen Spitzenbedarf der Bevölkerung ohne Beeinträchtigung bereitstellen können. In Hinblick auf das Versorgungssystem sind eine sorgfältige Planung nach den anerkannten Regeln der Technik, ein fachgerechter Bau unter Verwendung zugelassener Baustoffe und Bauteile sowie der Betrieb und die Instandhaltung durch qualifiziertes Fachpersonal erforderlich. Um eine Versorgungssicherheit zu gewährleisten sind Redundanzen der wichtigen Anlagenteile, wie z.B. Brunnen, Pumpen oder der Energieversorgung vorzuhalten (Fritsch u. a., 2014).

3.3 Historische Entwicklung der Wasserversorgung

3.3.1 Vom Nomadentum zum Sesshaftwerden

In der vorgeschichtlichen Zeit um 5000 v. Chr. und früher, befand sich der Mensch noch vor dem Übergang vom Nomadentum zum Sesshaftwerden und Wasser war mit seiner zeitlichen und räumlichen Variabilität ein gegebener und unbeeinflussbarer Bestandteil der Natur. Die grundlegende Wichtigkeit von Wasser für das Leben von Menschen, Tieren und Pflanzen sowie dessen Zusammenhang zu ausreichend Niederschlag, Oberflächenabfluss oder Grundwasser war aus Beobachtung und Erfahrung bereits ersichtlich. Die Wasserversorgung der Nomaden beruhte auf der pragmatischen Wasserentnahme aus den verfügbaren und zugänglichen Wasserressourcen wie z.B. Quellen, Flüssen oder Seen. Technische Maßnahmen für die Entnahme, Leitung oder Speicherung von Wasser fanden keine Verwendung. Aufgrund des Nichtvorhandenseins von Siedlungen sowie der Mobilität der Nomaden, waren Systeme zur Bewässerung oder zum Schutz vor Wasser nicht notwendig (Frontinus-Gesellschaft, 1988).

Mit dem Sesshaftwerden des Menschen in permanenten Siedlungen und dem Beginn der bäuerlichen Lebensweise mit systematischer Landwirtschaft und Viehzucht, konzentrierte sich der Wasserbedarf in den besiedelten Gebieten. Dieser vom Lebensrhythmus der Menschen geprägte Wasserbedarf, musste durch das begrenzt vorhandene lokale Wasserdargebot gedeckt werden. Die Menschen standen also einer zunehmenden Diskrepanz von Wasserbedarf und Wasserdargebot gegenüber. In kleinen Siedlungen konnte diese noch mit wenig Aufwand überwunden werden, sodass der Standort früher Siedlungen meist aufgrund verteidigungs- sowie verkehrstechnischer Gesichtspunkte getroffen wurde. Wasserwirtschaftliche Randbedingungen wurden dabei nur selten berücksichtigt. Mit dem Heranwachsen der Siedlungen zu größeren Städten oder ganzen Metropolen verschärfte sich die Diskrepanz zwischen Wasserbedarf und lokalem Wasserdargebot jedoch immer weiter und die Menschen standen stetig vor der Aufgabe neue Wasserressourcen aufzufinden und Wasser teils über weite Distanzen in die Städte zu leiten. Durch diesen Zwang entwickelten sich eine immer raffiniertere wasserwirtschaftliche Planung und wasserbauliche Infrastruktur. Deren Aufgabe war es, durch technische Eingriffe in den Wasserkreislauf, das ungleich verteilte und zeitlich schwankende Wasserdargebot mit dem Wasserbedarf der Gesellschaft in Einklang zu bringen. Mit verschiedenen Systemen zur Wasserspeicherung und Wasserleitung, konnten so zeitliche und räumliche Diskrepanzen überwunden werden und es wurden verschiedenste Lösungen für z.B. den Hochwasserschutz, die landwirtschaftliche Bewässerung und die Trinkwasserversorgung entwickelt (Frontinus-Gesellschaft, 1988).

Beispiele hierfür sind u.a. die Nutzbarmachung der jährlichen Hochwasser des Nils durch Beckenspeichersysteme im Alten Ägypten (ab ca. 5000 v. Chr.), die Be- und Entwässerungssysteme mit Deichen, Kanälen, Speichern und Hebewerken in Mesopotamien (ab ca. 3000 v. Chr.) oder die Stadtbewässerung der Induskultur-Städte Harappa und Mohenjo Daro mit häuslichen Brunnen und gemeinschaftlich genutzten unterirdischen Abwassersammlern (ab ca. 2000 v. Chr.). Eine der raffiniertesten Erfindungen der frühzeitlichen Hydrotechnik ist die gravitäre Frischwasserförderung aus dem Grundwasseraquifer ohne mechanische Hebung. Diese Art der Wasserförderung wird als Qanat bezeichnet und fand seinen Ursprung ca. 2000 v. Chr. in den Wüstenregionen des heutigen Irans. Ein Qanat leitet, wie in Abbildung 3.1 dargestellt, Grundwasser aus einem niederschlagsreichen Gebirge durch einen horizontalen Stollen mit leichter Neigung in eine trockene Ebene. Durch den Bau entstanden dabei vertikale Verbindungen zur Oberfläche, die einen Luftaustausch und die Wartung des Stollens ermöglichten. Qanate sind je nach topografischen Randbedingungen mehrere Kilometer lange und mehrere hundert Meter tiefe Bauwerke. Im Gebiet des heutigen Irans haben bis zu 40.000 Qanate gleichzeitig bestanden, wobei Qanate mit Längen von bis zu 70 km und Tiefen von bis zu 300 m entdeckt wurden. Die geschätzte Gesamtfördermenge dieser Qanate betrug ca. 1.000 m³/s (Yazdi und Khaneiki, 2016; Frontinus-Gesellschaft, 1988).

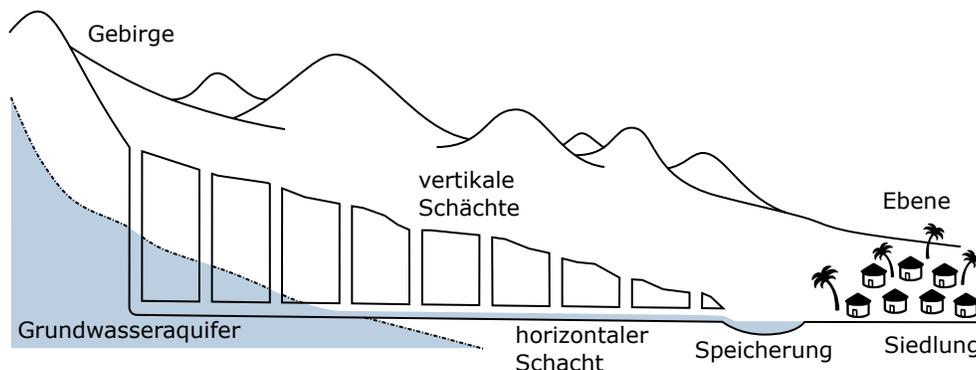


Abbildung 3.1: Gravitäre Wasserförderung aus dem Grundwasseraquifer durch einen Qanat nach Frontinus-Gesellschaft (1988)

3.3.2 Die Antike

In der Kulturentwicklung vom Nomadentum bis ca. 1000 v. Chr. fand die Auseinandersetzung des Menschen mit dem Wasser Ausdruck in einer Naturmythologie. Naturvorgänge wie Stürme, Gewitter oder Regen und Naturgebilde wie das Meer, Flüsse oder Quellen wurden personifiziert durch Götter und Dämonen, deren Verhalten der Mensch nicht vorhersehen oder gar beeinflussen konnte. Mit dem Beginn des letzten Jahrtausends v. Chr. begannen die Menschen nach Erklärungen für die beobachteten Phänomene und nach einem Zusammenhang von Ursache und Wirkung im physikalischen Sinne zu suchen. Die Naturmythologie wandelte sich zur Naturphilosophie. Vorreiter waren hier die Griechen, die versuchten die Vorgänge in der Natur auf wenige rationale Grundsätze zurückzuführen. Die erste gedankliche Auseinandersetzung mit Wasser begann mit Thales (ca. 600 v. Chr.), der im Wasser den Ursprung aller Dinge sah. Platon (ca. 400 v. Chr.) beschrieb in Ansätzen den Wasserkreislauf der Erde und die Entstehung von Quellen und Flüssen.

Ihren Höhepunkt erreichte die Naturphilosophie mit Aristoteles (ca. 300 v. Chr.), der Verdunstung, Kondensation, Wolkenbildung und Niederschlag als Elemente des hydrologischen Kreislaufs weitestgehend korrekt beschrieb. In der zweiten Hälfte des letzten Jahrtausends v. Chr. übernahmen die Römer viele der griechischen Denkansätze und Konzeptionen. Eine Weiterentwicklung der grundlegenden philosophischen Erkenntnisse durch die Römer blieb allerdings aus. Aufgrund der pragmatischen Denkweise und den handwerklichen Fähigkeiten der Römer wussten sie jedoch die wissenschaftlichen Grundlagen der Griechen in hervorragende technische Bauwerke umzusetzen. Dem Griechen als Philosoph und Wissenschaftler, folgte der Römer als Ingenieur und Techniker (Frontinus-Gesellschaft, 1982). Da die römische und griechische Hydrotechnik als wesentlicher Bestandteil der wasserwirtschaftlichen Infrastruktur antiker Städte betrachtet werden kann, wird im Folgenden ein kurzer Abriss der römisch-griechischen Planungsprinzipien und Bauelemente der Wasserversorgung gegeben.

Vitruv verfasste im ersten Jahrhundert v. Chr. die Zehn Bücher über Architektur, in denen er die zeitgenössische Architektur umfassend darstellt und den damaligen Kenntnisstand des Bau- und Ingenieurwesens dokumentierte. Sie gelten als das erste lateinische und einzig erhaltene Werk über die Baukunst im römischen Reich. Das achte Buch befasst sich hierbei ausschließlich mit den Wasserversorgungssystemen römischer Städte, in dem Vitruv grundlegende Bauelemente und in Grundzügen auch Planungsprinzipien beschreibt. Die für eine Wasserversorgung erforderlichen Elemente wie z.B. Rohre, Gerinne oder Speicher waren im Mittelmeerraum bereits vor der römischen Zeit bekannt, neu war jedoch die Dimension der römischen Anlagen. So existierten z.B. Wasserleitungen mit Längen über hundert Kilometer, künstliche Talsperren zur Wasserspeicherung, Täler überspannende wasserführende Brücken (Aquädukte) oder riesige im Erdreich verborgene Zisternen (Frontinus-Gesellschaft, 1982).

Als Wasserressource bevorzugten die Römer Quellwasser aufgrund der besseren Qualität im Vergleich zu Oberflächenwasser aus Flüssen oder Seen. Mit dem Anwachsen der Städte musste jedoch zwangsweise auch auf Oberflächenwasser zurückgegriffen werden. So fassten z.B. acht Zuleitungen zur Stadt Rom Quellwasser und nur drei Zuleitungen Fluss bzw. Seewasser. Die Zuleitung zu den Städten erfolgte stets in Kanälen mit Freispiegelabfluss. Die Kanäle wurden zum Schutz vor klimatischen Einflüssen und feindlichen Einwirkungen in der Regel unterirdisch geführt. Sie wurden meist in offener Bauweise ausgehoben, mit Platten oder einem Gewölbe abgedeckt und anschließend wieder mit Erdreich überdeckt. Die Leitungstrasse wurde den topografischen Randbedingungen angepasst und folgte abfallend den Höhenlinien des Geländes. Wenn wirtschaftlich von Vorteil, wurden Berggipfel untertunnelt und niedere Täler durch Aquädukte überbrückt. Bei tieferen Tälern wurden die Freispiegelkanäle an beiden Talrändern durch Druckrohrleitungen (Siphon) aus Stein, Ton oder Blei verbunden. An den Knickpunkten dieser Leitung standen sogenannte hydraulische Türme, die für eine Entlüftung sorgten und Druckkräfte aufnahmen. Bemerkenswert ist, mit welcher Präzision die Kanäle vermessen und gebaut wurden. Die Kaikos-Leitung nach Pergamon wurde z.B. simultan in mehreren Abschnitten erbaut und besitzt über eine Länge von ca. 50 km ein fast kontinuierliches Gefälle von nur 0,3 ‰, was 30 cm/km Leitungslänge entspricht (Frontinus-Gesellschaft, 1982). Abbildung 3.2 zeigt schematisch ein antikes Wasserversorgungssystem sowie einige, heute noch z.T. erhaltene, römische und griechische Zuleitungen im Querschnitt.

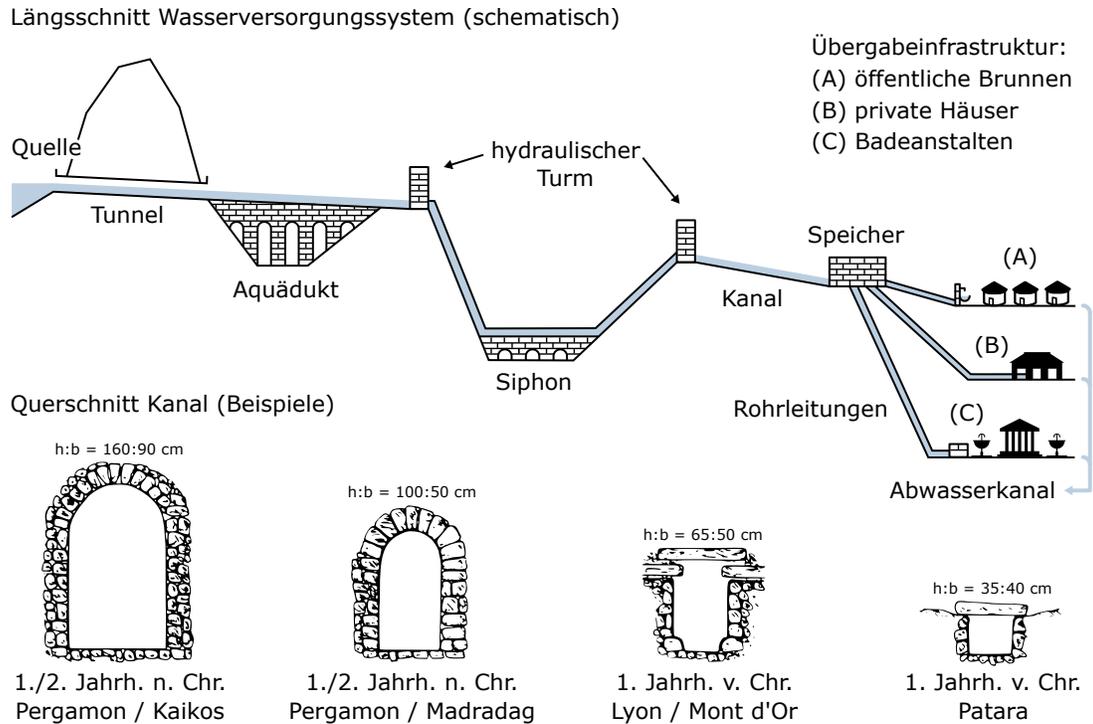


Abbildung 3.2: Längsschnitt eines antiken Wasserversorgungssystems und Querschnitt verschiedener Kanäle nach Frontinus-Gesellschaft (1982)

Eine großräumige Speicherung des Wassers zur Überbrückung von Dürreperioden wurde außerhalb der Städte durch den Bau von Talsperren umgesetzt. Zwischen Zubringerleitung und Wasserverteilungssystem waren Wasserspeicher angelegt, um Dargebotsschwankungen auszugleichen. Innerhalb der Städte befanden sich zudem weitere Zisternen, um Wasser zwischenzuspeichern und das Verteilungssystem in Unterabschnitte zu gliedern. In Pergamon wurden z.B. zehn bis 15 Zisternen pro Hektar Stadtfläche mit einem Volumen von durchschnittlich 50 m^3 gefunden. Die größte römische Zisterne mit einem Volumen von über 25.000 m^3 ist der Speicher der Antonins-Therme in Karthago (Frontinus-Gesellschaft, 1982).

Die Wasserverteilungssysteme innerhalb der Städte wurden als Durchlaufsysteme betrieben. Das Wasser floss demnach gravitär von den Wasserspeichern zu den Abnehmern und von dort weiter zur Kanalisation. Eine Aufteilung der Wassermenge wurde durch Verteilerbauwerke mit Überläufen oder Durchlässen sichergestellt. Diese teilten den Wasserfluss aus einer Zubringer- oder Versorgungsleitung auf mehrere weiterführende Leitungen auf und sorgten so für eine gleichmäßige Verteilung der Wassermenge innerhalb der Stadt. Durch Verteilerbauwerke konnte die Stadt in verschiedene Versorgungsbezirke unterteilt oder eine Versorgung bestimmter Infrastrukturen präferiert werden. Eine nähere Beschreibung der Funktion dieser Wasserverteiler findet sich in Abschnitt 3.4. Speicher, Verteiler und Leitungssystem waren dabei so ausgelegt und angeordnet, das abhängig von Lage und Verbrauch der Abnehmer eine Selbstregelung des Wasserflusses erfolgte. Das Rohrleitungssystem selbst bestand größtenteils aus Ton- und Bleirohren (Frontinus-Gesellschaft, 1982).

Der Wasserverbrauch gliederte sich in drei Abnehmergruppen, sodass das Verteilungssystem in der Regel drei unterschiedliche Übergabeinfrastrukturen versorgte (siehe auch

Abbildung 3.2). Die breite Bevölkerung wurde durch ein Netz von öffentlichen Trinkwasserbrunnen (A) versorgt. Von diesen musste das Wasser händisch zu den Wohnhäusern transportieren werden. Wohlhabende Bürger konnten sich hingegen einen privaten Hausanschluss (B) legen lassen. Die Menge der Wasserabgabe wurde dabei über ein Bronzerohr mit definierter Länge geregelt, das in 25 genormten Durchmessern erhältlich war. Äquivalent zur Wasserabgabe wurde eine Wassergebühr fällig, die u.a. genutzt wurde, um das gesamte Versorgungssystem zu erhalten und zu erweitern. Der dritte Abnehmer waren Badeanstalten (C), die sich insbesondere in römischen Städten großer Beliebtheit erfreuten (Frontinus-Gesellschaft, 1982).

Die Wasserableitung aus den Städten wurde zu Beginn über gepflasterte Straßen in natürliche Bäche oder Entwässerungsgräben realisiert. So entstand ein zunächst offenes Abwassersystem, das im Laufe der Zeit sukzessive unter die Erde verlegt wurde. Der berühmteste antike Abwasserkanal ist wohl die Cloaca Maxima in Rom. Gespült wurden die Abwasserkanäle mit Überschusswasser aus den Speichern und Zisternen, z.B. nach Regenereignissen, sowie mit Durchlaufwasser aus öffentlichen Brunnen, Privathäusern und Badeanstalten (Frontinus-Gesellschaft, 1982).

3.3.3 Vom Mittelalter zur Neuzeit

Mit dem Zerfall des Römischen Reichs und dem Beginn des Mittelalters geriet der bis dahin erlangte Kenntnisstand über die Techniken zur Zuleitung, Verteilung und Ableitung von Wasser in Vergessenheit. Viele der großen antiken Versorgungsanlagen verfielen, wobei nicht die Witterung sondern vielmehr der hohe Bedarf an Steinen zum Bau von z.B. Burgen, Festungen und Schutzwällen der primäre Grund dieser Entwicklung war. Die Wasserversorgung wurde hauptsächlich durch die Förderung von Grundwasser durch Lauf- und Ziehbrunnen bewerkstelligt. Wenn die Brunnen in Trockenzeiten versiegten wurde Flusswasser mit Hilfe von Schöpfrädern und Holzleitungen in die Städte geleitet und Regenwasser in Zisternen gesammelt. Dennoch kam es im Mittelalter immer wieder zu bedrohlicher Wasserknappheit und das verfügbare Wasser reichte in vielen Regionen oftmals kaum für eine angemessene Körperpflege aus. Weiter verursachte das fehlende Bewusstsein für Hygiene eine Verschmutzung der Brunnen durch z.B. Fäkalien, Abfall oder verwesende Tiere. Dies beförderte u.a. ein rasches Ausbreiten von Krankheiten, Seuchen und Epidemien wie Cholera, Typhus oder Pocken. Verglichen mit der Antike erlitt die Wasserversorgung im Mittelalter einen signifikanten technischen Rückschritt (Meurer, 2013).

Mit der Entstehung erster Manufakturen, dem Einsetzen der Industrialisierung und dem starken Bevölkerungswachstum, wuchsen auch der Wasserbedarf und die Anforderungen der Gesellschaft an eine funktionierende Wasserversorgung mit ausreichender Qualität und Quantität. So wurde das seit der Antike bekannte Prinzip einer Kolbenpumpe weiterentwickelt und ab dem 14. Jahrhundert mit einem Antrieb durch Druckluft erstmals in der Wasserversorgung eingesetzt. Durch die Verbesserung der Schmelztechnik im 15. Jahrhundert wurden die Voraussetzungen zur Herstellung von Druckrohrleitungen geschaffen. 1455 wurde in Deutschland die erste gusseiserne Wasserleitung auf Schloss Dillenburg an der Lahn eingesetzt. Bis in das 17. Jahrhundert wurde die Kolbenpumpe zu immer komplexeren Pumpsystemen weiterentwickelt, die mit Dampfmaschinen, Windenergie oder Elektrizität angetrieben werden konnten. Zudem wurden Wasserhebemaschinen entwi-

ckelt, die angetrieben durch Wasserräder, Wasser über große Höhenunterschiede fördern konnten. Diese Maschinen wurden vorwiegend im Bergbau zur Wasserförderung von Grubenwasser eingesetzt, fanden jedoch auch in der Wasserversorgung ihre Verwendung. 1681 ging z.B. eine Wasserhebemaschine mit 14 Wasserrädern in Betrieb, die Flusswasser aus der Seine zu den sechs Kilometer entfernten Gärten von Versailles förderte. In dieser Zeit entstanden in den Städten Europas zahlreiche Wasserkünste, also technisch raffinierte Systeme zur Förderung, Hebung und Führung von Wasser. Diese Systeme waren ästhetisch sehr ansprechend gestaltet und wurden von einem Kunstmeister überwacht. Wasserkünste fanden hauptsächlich zur Bewässerung von Parks und Gärten und zur Wasserversorgung in Burgen und Städten Verwendung. Im 18. Jahrhundert wurden die ersten Wasserwerke betrieben, die aus einem zentralen Wasserspeicher und einem Rohrleitungsnetz mit Zuleitungen zu einzelnen Haushalten bestanden. Versorgt wurden zu dieser Zeit jedoch nur privilegierte Bürger, die sich einen Hausanschluss leisten konnten. Ab Mitte des 19. Jahrhunderts entstanden die ersten zentralen Wasserversorgungssysteme, die der breiten Bevölkerung zugänglich waren. In Deutschland erhielt Hamburg 1848 die erste moderne Wasserversorgung, gefolgt von Berlin 1855. In den weiteren großen Städten etablierten sich zentrale Systeme bis in die 1870er Jahre. Das Entstehen immer größerer und komplexerer Leitungsnetze erforderte Vorschriften für u.a. die Produktion und Abmessung sowie Anforderungen an die Widerstandsfähigkeit von Rohrleitungen, Formstücken und Armaturen. In diesem Zuge gründete sich 1856 der Verein Deutscher Ingenieure (VDI) und 1859 der Deutsche Verein des Gas- und Wasserfaches (DVGW), die 1882 z.B. die erste Norm für gusseiserne Rohre und Formstücke schufen. Bis in die 1960er Jahre kam es in Deutschland trotz einer bis dahin flächendeckenden Wasserversorgung immer wieder zu chronischem Wassermangel, insbesondere in den Karstregionen Deutschlands. Erst durch den Ausbau eines Fernwasserversorgungsnetzes, konnte eine dauerhafte Wasserversorgung aller Regionen sichergestellt werden. Heute gehört die Wasserversorgung als Teil der öffentlichen Daseinsvorsorge zu den Aufgaben des Staates. Umgesetzt wird sie üblicherweise durch die Gemeinden und Kommunen, Zweckverbände oder Wassergenossenschaften (Meurer, 2013; Pfriemer und Bedürftig, 2001).

3.4 Historische Systeme zur Aufteilung von Wasser

3.4.1 Die Wasseraufteilung nach Vitruv

Da sich diese Arbeit mit Konzepten einer gerechten und hydraulisch geregelten Wasserverteilung auseinandersetzt, werden in den folgenden Abschnitten die bereits in der Antike entwickelten und angewandten Systeme zur Aufteilung von Wasser innerhalb eines Verteilungssystems näher beschrieben.

Wie bereits in Abschnitt 3.3.2 dargelegt, hat Vitruv im ersten Jahrhundert v. Chr. neben einer umfassenden Beschreibung der Ingenieur- und Baukunst, auch den Stand der Wissenschaft und Technik in Bezug auf die damaligen Wasserversorgungssysteme schriftlich dokumentiert. Neben tatsächlich gebauten Systemen und verwendeten Techniken, erläuterte er allerdings auch eigene Ansichten und Konzepte. Im sechsten Kapitel des achten Buches seines Gesamtwerks beschreibt Vitruv die Aufteilung des einer Stadt zufließenden Wassers in einem Behälter mit mehreren Becken und die Dreiteilung des Verteilungssys-

tems nach den Verbrauchergruppen öffentliche Versorgung (A), private Häuser (B) und Badeanstalten (C). Die Zuleitung zur Stadt soll hierbei zunächst in ein Becken münden, das über drei kurze Rohre mit drei weiteren, tiefer gelegenen Becken verbunden ist. Die Rohrverbindungen haben einen identischen Durchmesser und befinden sich auf gleicher Höhe, sodass das Wasser gleichmäßig auf die drei Becken aufgeteilt wird. Die beiden äußeren Becken haben zusätzlich einen Überlauf zum mittleren Becken. Ein Rückstau in den äußeren Becken lässt überschüssiges Wasser somit ins mittlere Becken fließen. Perrault (1684) und Callebat (1973) haben die Beschreibung dieser Konstruktion wie in Abbildung 3.3 dargestellt grafisch umgesetzt.

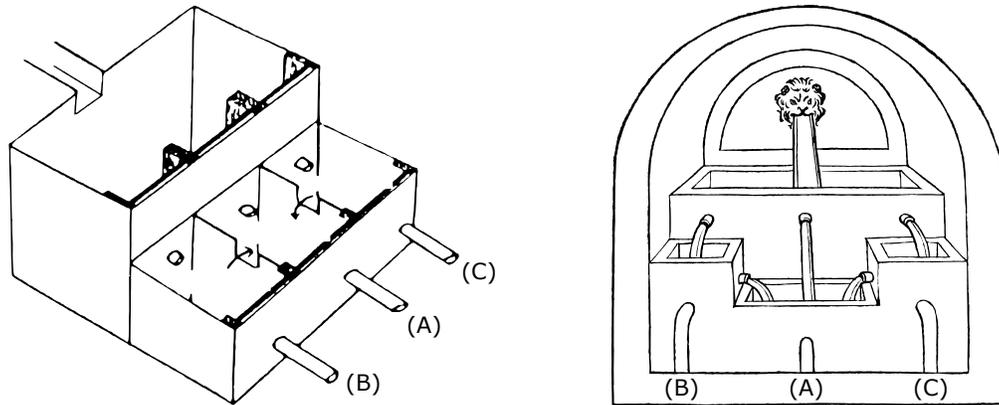


Abbildung 3.3: Grafische Umsetzung der Wasseraufteilung nach Vitruv, links nach Callebat (1973), rechts nach Perrault (1684)

An das mittlere Becken sollte das Verteilsystem der öffentlichen Wasserversorgung angeschlossen werden. Die äußeren Becken speisten die Versorgungssysteme der privaten Häuser und der Badeanstalten. Das Systemkonzept sah demnach vor, allen Abnehmern zunächst ein gleiches Wasserkontingent zu garantieren. Zudem konnte durch die Dreiteilung des Systems, keine Verbrauchergruppe der anderen Gruppe ihr zustehendes Kontingent wegnehmen. Die Überläufe in den äußeren Becken hatten des Weiteren eine Priorisierung der öffentlichen Wasserversorgung zur Folge, da überschüssiges Wasser ausschließlich dieser zugutekam. Der Grundgedanke Vitruvs, die öffentlich Grundversorgung zu sichern, muss hier auch von dem Hintergrund immer mächtiger werdender Einzelpersonen betrachtet werden, die ihren Eigennutzen oft vor das Gemeinwohl zu stellen versuchten (Ohlig, 2004).

Um das Wasser diesem Konzept folgend zu verteilen, mussten auch drei voneinander hydraulisch getrennte Leitungssysteme bestanden haben. Abbildung 3.4 stellt schematisch ein dreigeteiltes Verteilsystem mit Wasseraufteilung dar. Ein solches System wäre in der Umsetzung und Instandhaltung sehr aufwendig und kostspielig gewesen. Bis heute wurden in den Ausgrabungen antiker Städte keine Indizien, die für eine Dreiteilung des Versorgungsnetzes sprechen, gefunden. Es ist davon auszugehen, dass sich die römischen Ingenieure vorwiegend für weniger aufwendige Lösungen zur Aufteilung des Wassers entschieden haben (Ohlig, 2004).

In einigen antiken Städten wurden jedoch Überreste technischer Einrichtungen zur Aufteilung von Wasser entdeckt. Allerdings entspricht keiner der bisher gefundenen Wasserverteiler exakt dem von Vitruv beschriebenen Konzept. In den Abschnitten 3.4.2 bis 3.4.4

werden einige ausgewählte antike Wasserverteiler sowie deren Funktionsprinzip näher beschrieben. Weiter wird in Abschnitt 3.4.5 ein ähnlich funktionierendes mittelalterliches Verteilungssystem erläutert.

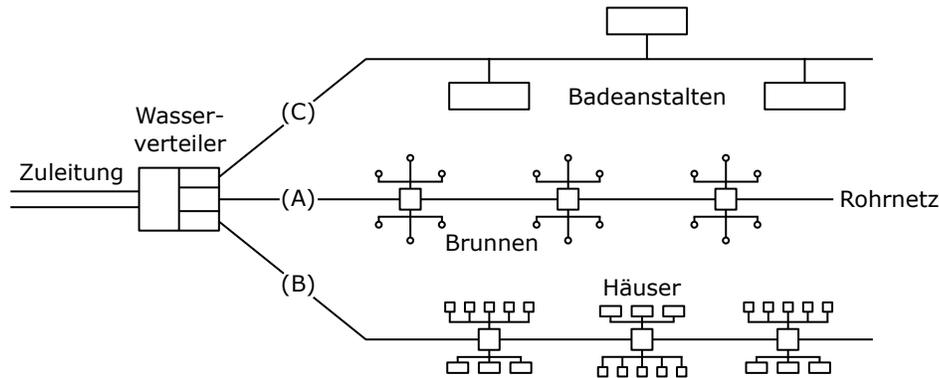


Abbildung 3.4: Dreigeteiltes Verteilungsnetz nach Vitruv

3.4.2 Der antike Wasserverteiler von Pompeji

Die römische Stadt Pompeji wurde im ersten Jahrhundert v. Chr. vorwiegend durch einen Abzweig der Serino-Leitung mit Wasser versorgt. Im Norden der Stadt mündete die Zuleitung in einen Wasserverteiler (Castellum Aquae), der den Zufluss auf drei Bleileitungen aufteilte. Die Überreste dieses Wasserverteilers geben keinen vollständigen Rückschluss auf die technische Konzeption der Wasseraufteilung, sodass sich in der Literatur die zwei in Abbildung 3.5 dargestellten Theorien etabliert haben. In beiden Varianten floss das Wasser vom Zulauf in ein vorderes Becken in dem ein grob- und ein feinmaschiger Rechen angebracht waren. Die Aufteilung des Wassers vom vorderen Becken zu den drei hinteren, mit den Rohrleitungen verbundenen Becken, wurde über Bleielemente bewerkstelligt.

Nach Kretschmer (1983) waren diese Elemente als drei Wehre mit unterschiedlichen Höhen ausgeführt. Das tiefste Wehr war an die Leitung der öffentlichen Wasserversorgung (A) angeschlossen, das mittlere Wehr leitete Wasser zu den Badeanstalten (C) und das höchste Wehr zu den privaten Häusern (B). Nach diesem Konzept wurde die öffentliche Wasserversorgung insbesondere bei Wassermangel priorisiert, während die Badeanstalten und privaten Abnehmer sukzessive nur bei ausreichendem Wasserdargebot versorgt wurden.

Nach Ohlig (2004) wurde die Aufteilung durch Bleielemente mit schlitzzartiger Öffnung umgesetzt. Die Öffnungen zu den hinteren Becken hatten dabei alle eine identische Länge und Höhe, sodass das Wasser zunächst gleichmäßig auf die drei Abnehmergruppen aufgeteilt wurde. Allerdings konnte die Aufteilung durch einen Wassermeister mit dem Einsetzen von Holzkeilen beeinflusst und den jeweiligen Gegebenheiten angepasst werden. Seine Theorie begründet Ohlig (2004) mit diversen Hinweisen am Bauwerk selbst und mit der Versorgung Pompejis über die Serino-Leitung. Da diese Teil des Großsystems zur Wasserversorgung der ganzen Region war, stand der Stadt ganzjährig ein relativ konstanter Zufluss zur Verfügung. Die Verwendung verschieden hoher Wehrüberfälle hätte in einem solchen Szenario ohne Wassermangel keine Zweckmäßigkeit.

Im Wasserverteiler von Pompeji wurde das der Stadt zustehende Wasser also auf drei abgehende Rohrleitungen und ggf. auf drei Verbrauchergruppen oder Versorgungszonen

aufgeteilt. Je nach Auffassung ergab sich die Verteilung hierbei selbstregulierend in Abhängigkeit des Wasserdargebots oder konnte manuell beeinflusst und den Gegebenheiten angepasst werden.

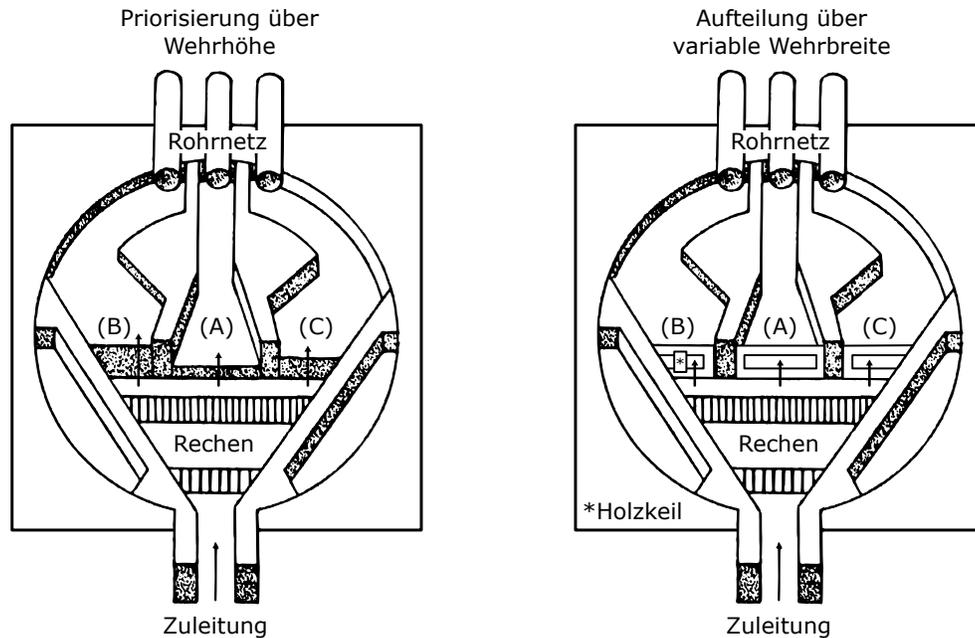


Abbildung 3.5: Aufteilung des Wassers im Wasserverteiler Pompeji, links nach Kretschmer (1983), rechts nach Ohlig (2004), Darstellung verändert nach LAW (1965)

3.4.3 Der antike Wasserverteiler von Thuburbo Minus

Thuburbo Minus war eine römische Stadt des Altertums in Nordafrika, die heute in Tunesien westlich von Tunis liegt. Das der Stadt zufließende Wasser wurde ebenfalls durch einen Wasserverteiler aufgeteilt, dessen Funktion von Germain de Montauzan (1908) eingehend untersucht und beschrieben wurde. Der Wasserverteiler bestand, wie in Abbildung 3.6 dargestellt, aus einem Becken, von dem drei Kanäle abgingen. Der Zulauf in die Kanäle wurde über Schieberplatten geregelt, deren Führungsschienen heute noch erhalten sind. Zum Theater und den Thermen von Thuburbo Minus verlief je ein Kanal, der durch einen Schieber gänzlich geöffnet oder verschlossen werden konnte. Zu den Zisternen, die die öffentliche Versorgung gewährleisteten, führten zwei übereinander liegende, unterschiedlich große Kanäle. Je nach Stellung des Schiebers konnte ein Zulauf in beide, nur den oberen, nur den unteren oder keinen der beiden Kanäle stattfinden.

Germain de Montauzan (1908) vermutet, dass tagsüber ein hoher Wasserbedarf im Theater und den Thermen herrschte und daher der Zufluss zu den Zisternen gedrosselt wurde resp. nur durch einen der zwei Kanäle stattfand. Durch die verschiedenen Schieberstellungen konnte der Zufluss auf die jeweiligen Gegebenheiten angepasst werden. Nachts, wenn der Wasserbedarf in Theater und Thermen sank, wurden beide Kanäle zum Füllen der Zisternen geöffnet. Zwischen den Zisternen und Verbrauchern existierten ggf. weitere Wasserverteiler, die das Wasser auf Verbrauchergruppen oder Versorgungszonen aufgeteilt haben.

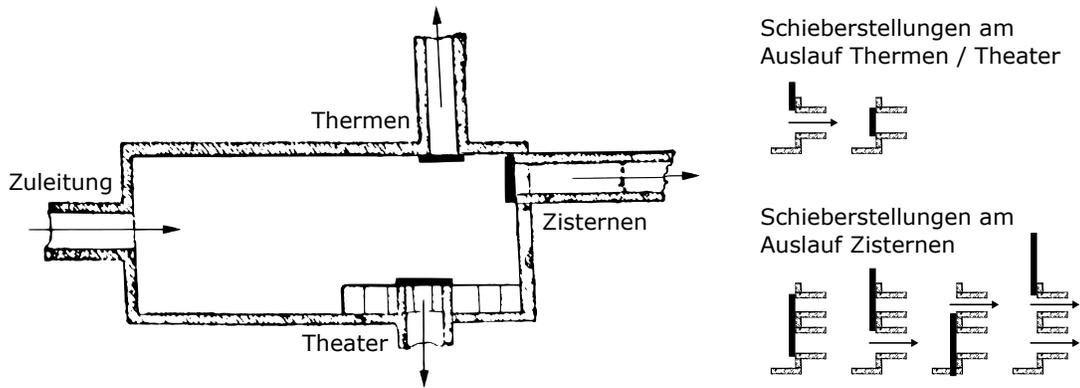


Abbildung 3.6: Aufteilung des Wassers im Wasserverteiler Thuburbo Minus nach Germain de Montauzan (1908)

3.4.4 Der antike Wasserverteiler von Nîmes

Ein weiterer Wasserverteiler befindet sich in Nîmes, der ehemals römischen Stadt Nemausus. Die Zuleitung der Stadt mündete in einen Wasserverteiler, der als ein kreisrundes Verteilerbecken ausgeführt wurde. Der Zufluss in das Becken konnte über ein Wehr geregelt werden. In der Wand des Beckens waren auf gleicher Höhe zehn Bleileitungen eingelassen, die Wasser in die Stadt leiteten. Zusätzlich waren drei weitere Leitungen in den Boden des Beckens eingelassen, welche mit Bleiabdeckungen verschlossen werden konnten. Abbildung 3.7 zeigt eine Drauf- und Seitenansicht des Wasserverteilers. Die seitlich abgehenden Leitungen teilten den Zufluss somit in zehn gleichgroße Abflüsse. Wohin die Leitungen genau führten und wen oder was sie versorgten ist nicht bekannt. Die drei Leitungen im Beckenboden wurden Stübinger (1909) zufolge im Allgemeinen für eine zeitweilige Wasserabgabe genutzt. Da auch deren Verlauf unbekannt ist wird vermutet, dass sie zum Spülen des Beckens verwendet wurden oder speziellen Verbrauchern besonders schnell große Wassermengen bereitstellen sollten. Ein solcher Verbraucher wäre z.B. das Amphitheater von Nîmes in dem ggf. Seeschlachten aufgeführt wurden.

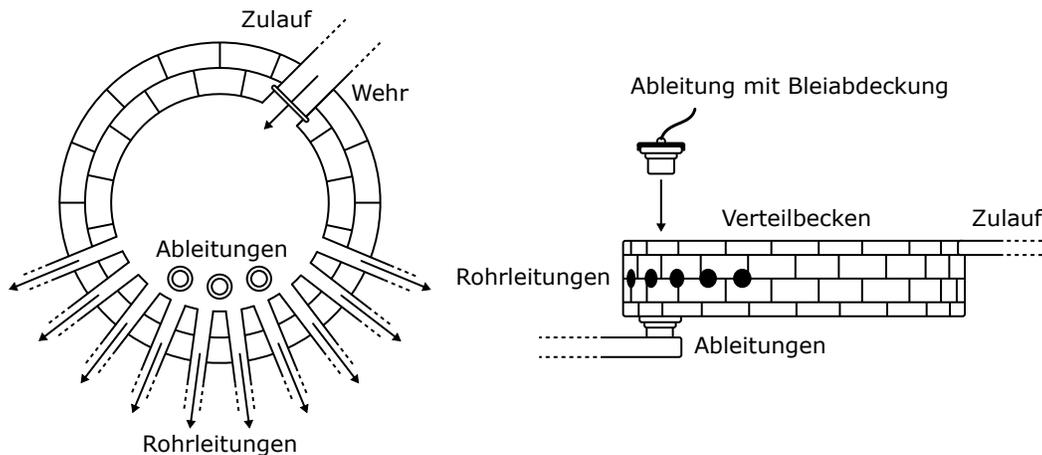


Abbildung 3.7: Aufteilung des Wassers im Wasserverteiler Nîmes nach Stübinger (1909)

3.4.5 Die mittelalterlichen Wasserverteiler von Heidelberg

In Bezug auf die Wasserverteilung war die Stadt Heidelberg vielen vergleichbaren Städten im Mittelalter deutlich voraus. Am Hang des Königstuhls wurden 50 Quellen gefasst, deren Wasser über eine Rohrleitung zur Stadt geleitet wurde. Die Verteilung des Wassers innerhalb der Stadt fand durch ein ausgereiftes Verteilungssystem mit mehreren Wasserverteilern statt. Das Wasser konnte kontrolliert aufgeteilt und so in bestimmte Bereiche oder zu bestimmten Verbrauchern geleitet werden. Neben den vielen öffentlichen Trinkwasserbrunnen wurden, untypisch für das Mittelalter, bereits die ersten privaten Haushalte versorgt.

Die Wasserverteiler befanden sich an geeigneten Standorten innerhalb der Stadt und waren mit Rohrleitungen untereinander verbunden. Die Verteiler selbst bestanden aus mehreren miteinander verbundenen Becken. Das Wasser gelangte zunächst in ein Vorbecken von dem es über Wehre oder durch Bohrungen in die weiteren Unterbecken gelangte. Abbildung 3.8 zeigt zwei Beispiele dieser Konzeption. Die Aufteilung wurde dabei über zwei Mechanismen geregelt. Zunächst bestimmte die Breite des Wehrs oder der Durchmesser der Bohrung, welcher Anteil des zufließenden Wassers in das jeweilige Unterbecken gelangt und somit dem angeschlossenen Verbraucher oder der angeschlossenen Verbrauchergruppe zugutekommt. Weiter befanden sich die Wehre und Bohrungen auf unterschiedlichen Höhen. Dieser Umstand zielte insbesondere auf die Versorgung bei Wasserknappheit ab. Je tiefer ein Übergang, desto länger gelangte Wasser bei einsetzender Knappheit der Ressource, wie z.B. in den trockenen Sommermonaten, zu den Verbrauchern. Die Größe und Lage von Wehr oder Bohrung wurde dabei über eine monetäre Gebühr geregelt. Wer also am meisten zahlte, bekam auch das meiste Wasser und wurde bei Wasserknappheit am längsten versorgt. Durch Holzkeile oder Holzpfropfen konnte der Übergang in ein Unterbecken blockiert und Verbrauchern somit das Wasser abgestellt werden.

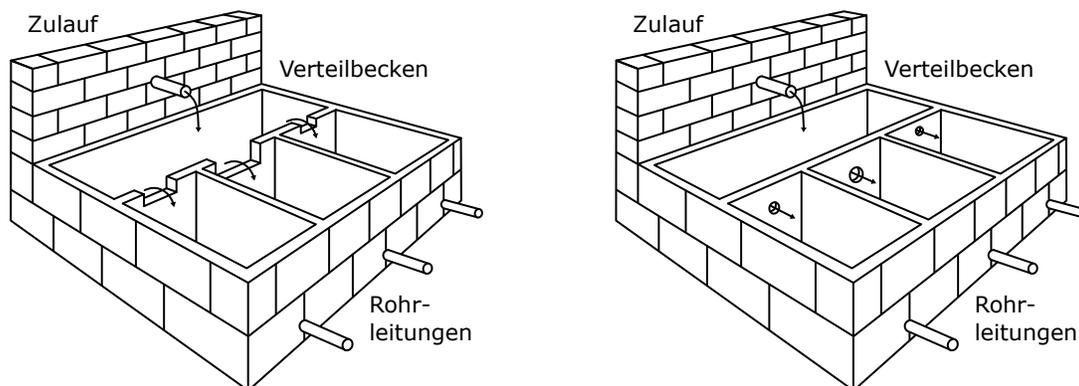


Abbildung 3.8: Aufteilung des Wassers im Wasserverteiler Heidelberg

Einige der Wasserverteiler existieren noch heute und sind weiterhin im Gebrauch. So werden z.B. zwei Brunnen im Hof des Palais Graimberg mit Quellwasser durch das mittelalterliche Verteilsystem versorgt. Abbildung 3.9 zeigt zwei der noch existierenden Wasserverteiler mit Wehr und Bohrung als Übergang zwischen den Becken.

Analog zu den römischen Systemen war das mittelalterliche Verteilsystem von Heidelberg ebenfalls als Durchlaufsystem konzipiert. Ein Rückstau von Wasser innerhalb des Systems war also nicht vorgesehen. Haushalte, die an die Wasserversorgung angeschlossen waren,

besaßen einen privaten Wasserspeicher auf gleicher Höhe wie der dazugehörige Wasserverteiler. Die versorgten Häuser standen dabei tiefer als der Verteiler, sodass die Speicher meist auf den Dachböden installiert wurden. Nach dem Prinzip der kommunizierenden Säulen stellte sich im Wasserspeicher dann der gleiche Wasserstand wie im Verteiler ein. Der häusliche Wasserbedarf konnte gravitär über den privaten Speicher gedeckt und zu den Abnahmestellen innerhalb des Hauses geleitet werden. Überschüssiges Wasser wurde über eine Überlaufleitung vom Speicher direkt in die Kanalisation geleitet. Nicht verbrauchtes Wasser fand somit keine weitere Verwendung.



Abbildung 3.9: Wasserverteiler Heidelberg mit Wehr und Bohrung als Beckenübergang (Fotos: Fritz Hartmann, Brunnenwart Heidelberg)

3.5 Wasserverfügbarkeit

3.5.1 Globale Wasservorkommen und Wasserkreislauf

Das globale Wasservorkommen hat ein Volumen von ca. 1,39 Mrd. km³ und bedeckt etwa 71 % der Erdoberfläche. Es liegt gespeichert in den Meeren, auf den Kontinenten und in der Atmosphäre vor, wobei der globale Wasserkreislauf eine ständige Zustands- und Ortsänderung des Wassers zur Folge hat. Die Meere sind der mit Abstand größte Speicher und beherbergen 96,5 % des gesamten Wasservorrats. Der Anteil des in der Atmosphäre gespeicherten Wassers ist vergleichsweise gering, sodass die übrigen 3,5 % des Wasservorkommens fast ausschließlich auf den Kontinenten zu finden ist. Hier liegt das Wasser größtenteils in Form von Eis und Schnee, als freies Oberflächenwasser wie z.B. in Flüssen und Seen, innerhalb des Bodens als Bodenfeuchte und Grundwasser sowie als Bestandteil der Biosphäre vor. Nur ca. 2,5 % des globalen Wasservorrats sind Süßwasser. Die Hauptspeicher von Süßwasser sind Eis, Schnee und bodennahes Grundwasser. Tieferes Grundwasser weist üblicherweise einen relativ hohen Salzgehalt auf. Ein Großteil der globalen Wasserspeicher sind aufgrund ihrer schweren Zugänglichkeit oder des Salzgehalts nicht für die Wasserversorgung geeignet. Maßgeblich hierfür sind hingegen die sich durch den Wasserkreislauf erneuerbaren Süßwasserabflussmengen in den Flüssen und im Grundwasser. Der jährliche oberirdische Abfluss in die Meere findet vorwiegend durch Flüsse statt und beträgt ca. 15.000 km³/a. Der unterirdische Abfluss durch das Grundwasser beträgt ca. 30.000 km³/a. Bezogen auf die Weltbevölkerung von ca. 7,5 Mrd. Menschen

entspricht der erneuerbare Süßwasserabfluss einem Wasservolumen von ca. sechs Mio. Litern pro Person und Jahr (Fritsch u. a., 2014). Tabelle 3.1 listet die verschiedenen Speicher des globalen Wasservorkommens.

Tabelle 3.1: Speicher des globalen Wasservorkommens nach Fritsch u. a. (2014)

Speicher	Speichergröße [km ³]	Anteil [%]
Atmosphäre	13.000	0,0009
Meer	1.340.000.000	96,5
Polareis, Gletscher, Schnee, Permafrost	24.360.000	1,8
Seen und Flüsse	177.000	0,014
Feuchtgebiete	17.000	0,0012
Bodenfeuchte	17.000	0,0012
Biosphäre	1.000	0,0001
Grundwasser	23.400.000	1,7
Gesamtwasservorrat der Erde	1.390.000.000	100

Der globale Wasserkreislauf ist schematisch in Abbildung 3.10 dargestellt. Nach DIN 4049 (1992) ist der Wasserkreislauf als die Zustands- und Ortsänderung des globalen Wasservorkommens durch die Hauptprozesse Niederschlag (N), Abfluss (A), Verdunstung (V) und atmosphärischem Wassertransport (T) definiert. Er beschreibt somit die durch Sonnenenergie erzeugte kontinuierliche Zirkulation des Wassers zwischen den Meeren, der Atmosphäre und den Kontinenten. Innerhalb des Kreislaufes geht kein Wasser verloren, es ändert lediglich seinen Aggregatzustand und seine potentielle Energie.

Die Wärmezufuhr der Sonne sorgt für eine Verdunstung, bei der Wasser unterhalb der Siedetemperatur vom flüssigen oder festen Zustand in den gasförmigen Zustand übergeht. Hierbei wird zwischen Evaporation und Transpiration unterschieden. Evaporation beschreibt die direkte Verdunstung von freien Wasseroberflächen und unbewachsenen Böden, Transpiration die biologisch-physiologische Verdunstung durch Pflanzen. Der durch Verdunstung aufsteigende Wasserdampf kondensiert in der Atmosphäre zu Wassertröpfchen, die sich akkumulieren und Wolken bilden. Diese werden durch atmosphärische Transportprozesse, wie z.B. Winde, vom Meer zum Festland transportiert, wo das Wasser als Niederschlag aus der Lufthülle ausgeschieden wird. Ein Niederschlag kann u.a. in Form von Regen, Schnee, Hagel oder Tau erfolgen, der infolge der Schwerkraft zur Erdoberfläche gelangt. Auf der Erdoberfläche angekommen besitzt das Wasser eine höhere potentielle Energie als in den Meeren, sodass ein gravitärer Abfluss stattfindet. Der Niederschlag teilt sich hierbei in einen oberflächlichen und einen unterirdischen Abfluss. Der Oberflächenabfluss fließt auf der Geländeoberfläche in Bach- und Flusssysteme, welche das Wasser zurück ins Meer transportieren. Die Höhe des Oberflächenabflusses hängt dabei von der Infiltrationsleistung und somit von Niederschlagsintensität und Wassersättigung der Bodenmatrix ab. Wasser, das durch Infiltration in die Bodenmatrix gelangt, kann oberhalb des Grundwasserspiegels als Zwischenabfluss ebenfalls in die Bach- und Flusssysteme gelangen. Reicht die Infiltration bis zum Grundwasser, folgt eine Grundwasserneubildung bzw. ein Grundwasserabfluss. Abhängig von Häufigkeit und Intensität des Niederschlags entsteht eine Änderung des Grundwasserspeichers ΔS . Nach der hydrologischen Grundgleichung ergibt sich der Niederschlag aus der Summe von Verdunstung, Abfluss und der

Änderung des Grundwasserspeichers, vgl. auch Abbildung 3.10 (Karger und Hoffmann, 2012).

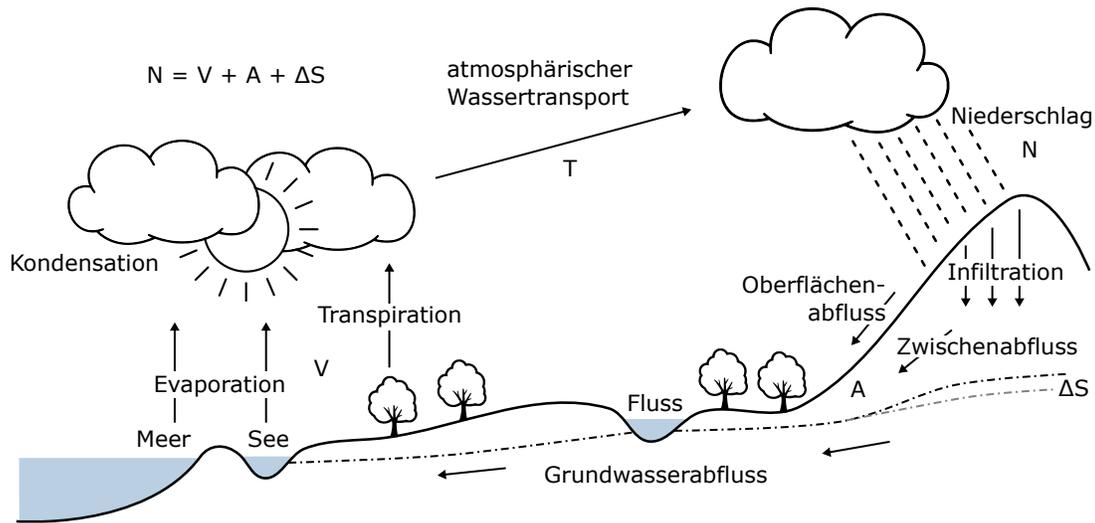


Abbildung 3.10: Globaler Wasserkreislauf

3.5.2 Wasserdargebot

Das Wasserdargebot beschreibt die Gesamtheit der Wassermenge, die einem bestimmten Gebiet über einen bestimmten Zeitraum als Komponenten des Wasserkreislaufs zugeführt wird. Es ergibt sich somit aus der Summe von Niederschlag und zufließendem Wasser aus anderen Gebieten. Dieses Wasser ist jedoch nicht gänzlich nutzbar, da ein erheblicher Anteil durch Verdunstung direkt in den Wasserkreislauf zurück gelangt. Das tatsächlich verfügbare Wasser ergibt sich also aus der Differenz von Wasserdargebot und Verdunstung. In der hydrologischen Wasserbilanz werden diese Kenngrößen in Millimeter Wassersäule pro Quadratmeter Fläche und über einen Zeitraum von einem Jahr betrachtet. Ein Millimeter Wassersäule pro Quadratmeter entspricht dabei einem Liter Wasser (Karger und Hoffmann, 2012).

Bezogen auf das Einzugsgebiet von Deutschland beträgt der durchschnittliche Niederschlag 798 mm/a. Die durchschnittliche Verdunstung durch Evaporation und Transpiration wird mit 510 mm/a abgeschätzt. Der Zufluss aus den Oberliegerstaaten Schweiz, Österreich und Tschechien beträgt ca. 200 mm/a. In der Summe ergibt sich somit ein nutzbares Wasserdargebot von etwa 488 mm/a. Bezieht man diesen Wert auf das Einzugsgebiet von Deutschland ergibt sich eine verfügbare Wassermenge von ca. 174 Mrd. m³ pro Jahr (Karger und Hoffmann, 2012). Im wasserreichen Deutschland wird nur ein kleiner Teil des verfügbaren Dargebots tatsächlich genutzt, der Großteil des Wassers verbleibt im natürlichen Wasserkreislauf. Dies ist insbesondere in Hinblick auf eine nachhaltige Wasserwirtschaft zum langfristigen Schutz der Ressource Wasser in all ihren Formen sinnvoll. Eine übermäßige Entnahme von Wasser kann z.B. zur Austrocknung von Flüssen oder Absenkung von Grundwasserspiegeln führen und somit Ökosysteme beeinträchtigen bzw. die Lebensräume von Tieren und Pflanzen gefährden. Bei einer nachhaltigen Grundwasserbewirtschaftung soll daher die Grundwasserentnahme nicht größer als die Grundwasserneubildung sein.

Laut dem Statistischen Bundesamt (StBA) werden im Bereich der nichtöffentlichen Wasserversorgung in Deutschland im Jahr ca. 19,2 Mrd. m³ Wasser genutzt was ca. 11 % des verfügbaren Dargebots entspricht. Der größte nichtöffentliche Wasserverbrauch findet in thermischen Kraftwerken statt, die Flusswasser für Kühlkreisläufe nutzen und es anschließend stromabwärts wieder in den Fluss einleiten (StBA, 2018). Die öffentliche Wasserversorgung nutzt jährlich ca. 5,1 Mrd. m³ Wasser, was nur etwa 2,9 % des verfügbaren Dargebots entspricht (StBA, 2015). Die Zusammensetzung der verschiedenen Wasserressourcen für die öffentliche und nichtöffentliche Wasserversorgung findet sich in Abbildung 3.12.

3.5.3 Speicherung und Schwankung des Wasserdargebots

In der Regel wird das Wasserdargebot einer Region über einen Zeitraum von einem Jahr betrachtet. Somit werden saisonale Schwankungen des Wasserdargebots in dieser Betrachtung nicht berücksichtigt. Während im Winter z.B. der wesentliche Teil des Niederschlags stattfindet, kommt es in den Sommermonaten z.T. über einen längeren Zeitraum zu Trockenperioden. Da gerade im Sommer der Wasserbedarf der Bevölkerung am höchsten ist, kann es mitunter auch in eigentlich wasserreichen Gebieten zu einer zeitlich begrenzten Wasserknappheit kommen. Saisonale und weitere Einflüsse auf die Wasserknappheit sind in Abschnitt 3.7 erläutert.

Der ständige Wechsel von Niederschlag und Verdunstung wird üblicherweise durch die natürliche Speicherwirkung eines Einzugsgebietes kompensiert. Gespeichert wird das Wasser dabei in verschiedenen Speichertypen. Dazu gehören der Grundwasserspeicher, der Gerinnespeicher in Form von Bächen und Flüssen, der Seespeicher, der Bodenspeicher, der Wasser entgegen der Schwerkraft in Nähe der Pflanzen hält, der Muldenspeicher in Unebenheiten auf der Bodenoberfläche, der Schneedeckenspeicher sowie der Interzeptionsspeicher auf Blättern und Pflanzenoberflächen. Erst wenn Niederschlag und Verdunstung über einen längeren Zeitraum aus dem Gleichgewicht geraten, ändert sich das Wasserdargebot aufgrund der ab- oder zunehmenden Wasserspeicher. Hierbei spielt insbesondere der Grundwasserspeicher eine signifikante Rolle. Dieser Prozess kann wie in Abbildung 3.11 dargestellt, durch einen Speichertank mit Anschlüssen auf verschiedenen Höhen, die z.B. Flüssen und Quellen entsprechen, vereinfacht werden. In Zeiten von ausreichend Niederschlag füllt sich der Grundwasserspeicher was zu einem Anstieg des Grundwasserspiegels führt. Quellen die normalerweise oberhalb des Grundwasserspiegels liegen werden dann erschlossen und schütten Wasser als Oberflächenabfluss aus. Dieses Wasser gelangt dann zusätzlich in die Bach- und Flusssysteme. Zudem sorgt die größere Druckhöhe des Grundwasserspeichers für eine erhöhte Direktabgabe von Grundwasser in die Flüsse. Die Wasserstände in den Flüssen steigen also ebenfalls an. Zu diesen Zeiten herrscht dann ein relativ hohes Wasserdargebot. Im umgekehrten Fall sinkt der Grundwasserspiegel aufgrund des fehlenden Niederschlags und der Wasserabgabe durch Grundwasserabflüsse und Verdunstung. Einzelne Quellen liegen dann trocken und insgesamt verringert sich die Wasserabgabe in die Bach- und Flusssysteme. Es herrscht dann ein vergleichsweise geringes Wasserdargebot.

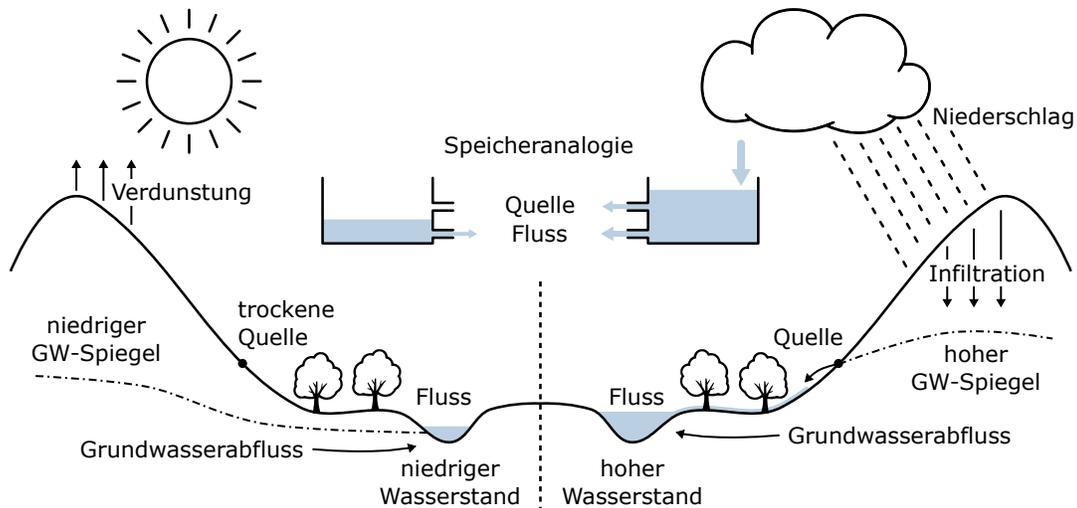


Abbildung 3.11: Speicherung und Schwankung des Wasserdargebots

3.5.4 Wassergewinnung

Die nutzbaren Wasservorkommen für die Wasserversorgung lassen sich in Niederschlag, oberflächige Wasservorkommen und unterirdische Wasservorkommen einteilen. Ausschlaggebend dafür, welche Vorkommen sich am besten für eine Wasserversorgung eignen, sind die geologischen, hydrogeologischen und klimatischen Voraussetzungen in den jeweiligen Einzugsgebieten (Fritsch u. a., 2014).

Niederschlag, insbesondere in Form von Regen, kann in Zisternen aufgefangen und gespeichert werden. Aufgrund der Variabilität des Niederschlags sind jedoch große Speichervolumina notwendig, um eine zuverlässige Versorgung sicherzustellen. Zudem müssen aufwendige Aufbereitungsverfahren angewandt werden, um aus der Luft gelöste Schmutz- und Schadstoffe zu entfernen. Aus diesen Gründen hat Niederschlag als Wasserressource für die Wasserversorgung in Deutschland keine bedeutsame Relevanz (Fritsch u. a., 2014). In vielen Entwicklungs- und Schwellenländern ist Niederschlag als Wasserressource jedoch von essenzieller Bedeutung. Insbesondere in ländlichen Gegenden wird Wasser von den Dächern der Häuser in Zisternen geleitet und gespeichert. In Gebieten mit saisonalen Schwankungen des Niederschlags werden oft große öffentliche Speicherbecken errichtet, die Wasser aus den niederschlagsreichen Monaten für die trocknen Monate zwischenspeichern. Eine Aufbereitung des Niederschlagswassers findet hier in der Regel jedoch nicht oder nur sehr geringfügig statt.

Geeignetes Oberflächenwasser für die Wasserversorgung sind Fluss-, See- und Talsperrenwasser. Das Wasser kann hierbei direkt oder als Uferfiltrat entnommen werden. Bei der Entnahme als Uferfiltrat wird das Wasser durch Brunnen in direkter Nähe des Oberflächenwassers entnommen, sodass eine Filterung des Wassers durch die dazwischenliegende Bodenmatrix stattfindet. Die Qualität des Wassers wird so zwar verbessert, hängt aber dennoch maßgeblich von der Eingangsqualität des Oberflächenwassers ab. Generell sind für Oberflächenwasser aufgrund der natürlichen Qualitätsschwankungen und anthropogener Einträge aus z.B. Landwirtschaft und Industrie, relativ aufwendige Aufbereitungsverfahren notwendig. In Gebieten mit knappen Oberflächenabflüssen, wie z.B. im Mittleren Osten und in Nordafrika, wird auch Meerwasser für die Wasserversorgung genutzt. Die

Aufbereitung in Meerwasserentsalzungsanlagen ist jedoch sehr energie- und kostenintensiv. In Deutschland hat diese Wasserressource aufgrund des hohen verfügbaren Süßwasserdargebots keine Bedeutung für die Wasserversorgung (Karger und Hoffmann, 2012).

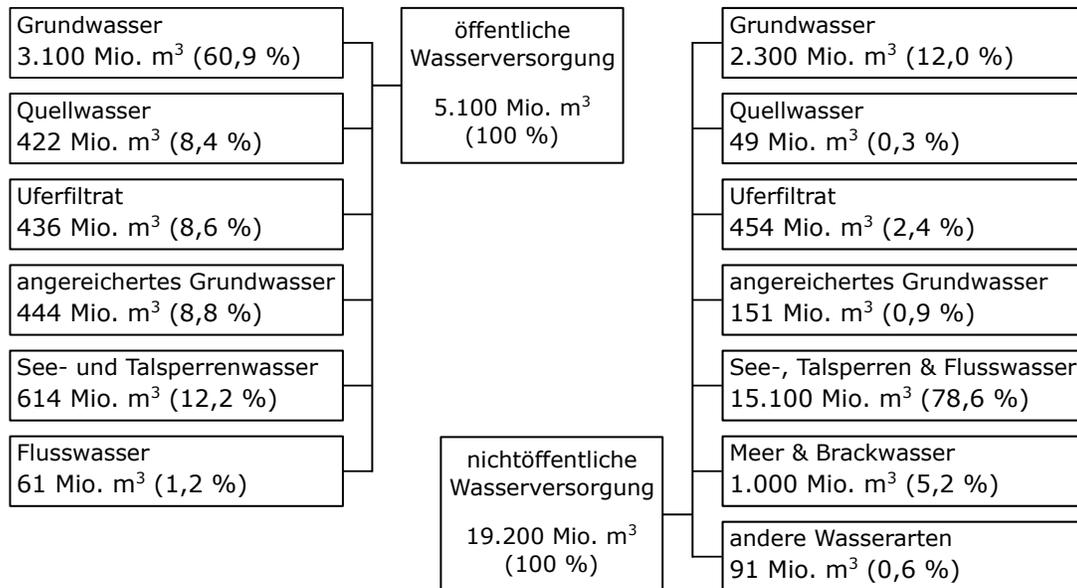


Abbildung 3.12: Wassergewinnung in öffentlicher und nichtöffentlicher Wasserversorgung nach StBA (2015) und StBA (2018)

Geeignete unterirdische Wasservorkommen sind Grundwasser, angereichertes Grundwasser und Quellwasser. Für die Wasserversorgung ist Grundwasser aus qualitativen und hygienischen Gründen in der Regel am besten geeignet. Die überlagernden Gesteinsschichten und die vorhandene Bodenaufgabe schützen das Grundwasser auf natürliche Art und Weise weitgehend vor dem Eindringen von Schadstoffen. Die teils hohen Verweilzeiten und langen Sickerwege sorgen zudem für eine gute Filterung und die hohe Qualität des Wassers. Als Grundwasser bezeichnet man unterirdisches Wasser, das die Hohlräume der Erdrinde, wie z.B. Poren, Klüfte und Höhlen ausfüllt und dessen Bewegung durch die Schwerkraft bestimmt wird. Entsprechend der Bodenstruktur werden drei Grundwasserleiter unterschieden, in denen sich das Wasser in unterschiedlichen Geschwindigkeiten und mit unterschiedlicher Filterwirkung fortbewegt. Porengrundwasserleiter sind gekennzeichnet durch geringe Fließgeschwindigkeiten und hohes Speichervermögen. Sie eignen sich bestens für die Erschließung hinsichtlich einer Wasserversorgung. Kluft- und Karstgrundwasserleiter haben eine sehr viel höhere Durchlässigkeit und sind daher sensibler gegen Verunreinigungen. Wenn ober- und unterirdische Wasserressourcen zur Verfügung stehen, sollte bei ausreichender Qualität und Quantität immer das Grundwasser als Ressource präferiert werden. Erschlossen werden Grundwasservorkommen durch den Bau von Brunnen. Eine knappe Grundwasserressource kann auch künstlich angereichert werden. Hierfür wird Oberflächenwasser über Versickerungsbecken oder -gräben in das Grundwasser geleitet. Das Oberflächenwasser vermischt sich dann mit dem vorhandenen Grundwasser und wird über die Filtrationswirkung des Bodens qualitativ verbessert. Als Quellwasser wird Grundwasser bezeichnet, das durch einen natürlichen Austritt an die Erdoberfläche gelangt. Meist handelt es sich hierbei um Grundwasser nahe der Erdoberfläche, sodass die

Abflussmenge und die Wasserqualität durch Niederschläge beeinträchtigt werden. Abbildung 3.12 gibt einen Überblick über die Anteile der einzelnen Wasservorkommen an der Wassergewinnung für die öffentliche und nichtöffentliche Wasserversorgung in Deutschland.

3.6 Wasserbedarf und Wasserverbrauch

3.6.1 Zusammensetzung des Wasserbedarfs

Um ein Wasserversorgungssystem entsprechend seiner technischen Konzeption zu betreiben, muss den an ein Verteilsystem angeschlossenen Haushalten bzw. Abnehmern zu jeder Zeit und an jedem Ort ausreichend Wasser zur Verfügung gestellt werden. Entsprechend dem Prinzip der Massenerhaltung muss dem Verteilsystem in einem bestimmten Zeitraum also die Wassermenge zugeführt werden, die durch die Abnehmer im selben Zeitraum entnommen wird. Eine Unterversorgung würde z.B. zu einem sukzessiven Leerlaufen von Wasserspeichern und Rohrleitungssystem führen, was letztlich einen Kollaps der Wasserversorgung inkl. Kontamination des Leitungsnetzes durch Schmutzeintrag zur Folge hätte. Eine essenzielle Aufgabe der Betreiber von Wasserversorgungssystemen ist daher die Prognose des Wasserbedarfs und eine entsprechende Anpassung der Wassergewinnung und -förderung. Neben den betrieblichen Aspekten ist der Wasserbedarf auch eine zentrale Eingangsgröße für die Bemessung der Anlagenkomponenten eines Wasserversorgungssystems, also der Gewinnung, Förderung und Speicherung sowie den Verteilinfrastrukturen. Je nach Anlagenkomponente wird der Wasserbedarf hierbei in unterschiedlichen Bezugszeiten und Bedarfssituationen betrachtet (Klingel, 2018; Karger und Hoffmann, 2012). Nach DIN 4046 (1983) und DVGW W 410 (2008) ist der Wasserbedarf als prognostizierter Planungswert definiert, der das voraussichtlich benötigte Wasservolumen in einem bestimmten Zeitraum beschreibt. Der Wasserverbrauch hingegen, ist als tatsächlich verbrauchtes Wasser während eines Abrechnungszeitraums definiert und wird meist durch eine Wassermengenmessung bestimmt. Der zukünftige Wasserbedarf kann somit auf Grundlage des gegenwärtigen Wasserverbrauchs und unter Berücksichtigung demografischer und technischer Veränderungen prognostiziert werden.

Wie in Abbildung 3.13 dargestellt, setzt sich der Wasserbedarf aus dem Eigenverbrauch des Versorgungsunternehmens, den Wasserverlusten und der nutzbaren Wasserabgabe zusammen. Den jeweiligen Komponenten sind zudem die statistischen Verbrauchswerte aus Deutschland nach StBA (2015) zugeordnet. Der Eigenverbrauch des Versorgungsunternehmens entsteht z.B. bei der Filterspülung, der Rohrnetzspülung oder der Behälterreinigung und beträgt in Deutschland ca. 3 % der Fördermenge. Die Wasserverluste lassen sich in scheinbare Verluste, also nicht oder nicht korrekt erfasste Wasserabgaben und in reale Verluste, also tatsächliche Wasserverluste durch Rohrbrüche, Undichtigkeiten und Leckagen einteilen. Die realen Wasserverluste betragen in Deutschland durchschnittlich ca. 9 % und haben somit eine große wirtschaftliche und ökologische Bedeutung. Die nutzbare Wasserabgabe entspricht der durch die Bevölkerung und Industrie tatsächlich verbrauchten Wassermenge. Nach DVGW W 410 (2008) wird diese Menge den drei Verbrauchergruppen häuslicher und kleingewerblicher Wasserbedarf, öffentlicher und gewerblicher Wasserbedarf sowie besonderer Wasserbedarf zugeordnet. Der häusliche und kleingewerbliche

Wasserbedarf umfasst ca. 79 % der nutzbaren Wasserabgabe und ist abhängig vom einwohnerbezogenen Verbrauch, der Einwohnerzahl und der Größe der Kleingewerbe. Typische Kleingewerbe sind z.B. Arztpraxen oder Bäckereien, deren gewerblicher Wasserverbrauch sich durch die gemeinsame Abrechnung über einen Hauswasserzähler nur schwer vom häuslichen Wasserverbrauch unterscheiden lässt. Weitere Einflüsse ergeben sich durch Klima, Jahreszeit, Lebensstandard, Wasserpreis und die technische Ausstattung der Gebäude. Der öffentliche und gewerbliche Wasserbedarf umfasst den Verbrauch in z.B. Krankenhäusern, Schulen, Verwaltungsgebäuden, Hotels oder der Landwirtschaft. Der besondere Wasserbedarf umfasst den Verbrauch von z.B. Sporthallen, Schwimmbädern, Stadien, Messe- und Kongresshallen oder Einkaufszentren. Spezifische Kennwerte für die verschiedenen Verbraucher des öffentlichen, gewerblichen und besonderen Wasserbedarfs wurden in einem DVGW-Forschungsprogramm eingehend untersucht und in DVGW W 410 (2008) veröffentlicht. Beide Verbrauchergruppen zusammen umfassen ca. 21 % der nutzbaren Wasserabgabe (StBA, 2015; Fritsch u. a., 2014; Karger und Hoffmann, 2012).

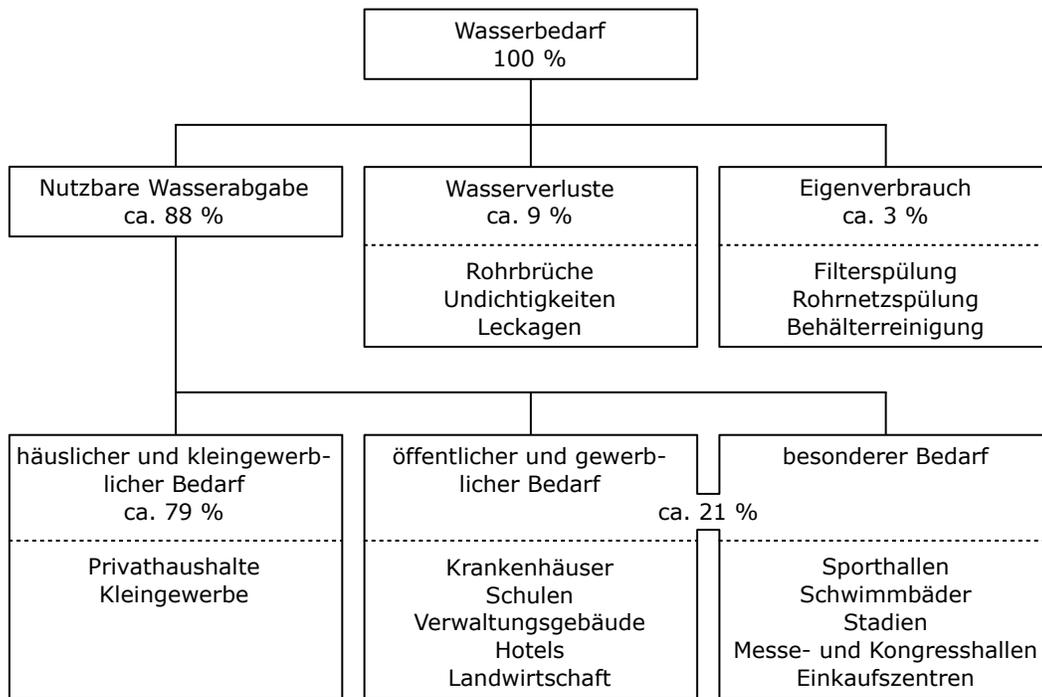


Abbildung 3.13: Zusammensetzung des Wasserbedarfs mit statistischen Verbrauchswerten aus Deutschland nach StBA (2015)

3.6.2 Mittlerer Wasserverbrauch

Der mittlere Wasserverbrauch Q_m ist eine wichtige Planungsgröße für die Bemessung und den Betrieb von Wasserversorgungssystemen. Er kann für verschiedene Versorgungsgebiete oder Verbrauchergruppen und in verschiedenen Bezugszeiten betrachtet werden. Gängig nach DVGW W 410 (2008) sind eine jährliche, tägliche und stündliche Betrachtung des mittleren Wasserbedarfs. Der jährliche Wasserbedarf Q_a ist definiert als die gesamte, in einem Abrechnungsjahr verbrauchte Wassermenge und wird in m^3/a angegeben. Der mittlere Tagesbedarf Q_{dm} ist der durchschnittliche tägliche Verbrauch im Abrechnungs-

jahr und ergibt sich zu:

$$Q_{dm} = \frac{Q_a}{365} \text{ in m}^3/\text{d} \quad (3.1)$$

Der mittlere Stundenbedarf Q_{hm} ist der durchschnittliche stündliche Verbrauch bezogen auf den mittleren Tagesbedarf und ergibt sich zu:

$$Q_{hm} = \frac{Q_{dm}}{24} = \frac{Q_a}{365 \cdot 24} \text{ in m}^3/\text{h} \quad (3.2)$$

Bei Betrachtung eines bestimmten Versorgungsgebiets mit bekannter Einwohnerzahl E , kann der mittlere Tagesbedarf auch als einwohnerbezogener mittlerer Tagesbedarf q_{dm} angegeben werden:

$$q_{dm} = \frac{Q_{dm}}{E} = \frac{Q_a}{365 \cdot E} \text{ in l}/(\text{E} \cdot \text{d}) \quad (3.3)$$

Der einwohnerbezogene mittlere Tagesbedarf q_{dm} wird auch als Pro-Kopf-Bedarf bezeichnet. Die einwohnerbezogene Darstellung des Wasserbedarfs ermöglicht u.a. eine einfache Kommunikation mit den Verbrauchern hinsichtlich Maßnahmen zur Wassereinsparung. Durch den technischen Fortschritt der Haushaltsgeräte, den vermehrten Einsatz wassersparender Armaturen und das gesteigerte Kosten- und Energiebewusstsein der Verbraucher, ist der Pro-Kopf-Bedarf im häuslichen und kleingewerblichen Bereich in den letzten Jahrzehnten deutlich zurück gegangen. Nach DVGW W 410 (2008) liegt der Jahresdurchschnitt des einwohnerbezogenen mittleren Tagesbedarfs deutschlandweit im Normalfall zwischen 90 und 140 l/(E·d). Im Extremfall können jedoch, je nach Randbedingungen in den Versorgungsgebieten, Minimal- und Maximalverbräuche zwischen 60 und 500 l/(E·d) erreicht werden. Nach BDEW (2017) hat sich der einwohnerbezogene mittlere Tagesverbrauch während der Jahre 2007 bis 2016 zwischen 121 und 123 l/(E·d) stabilisiert. Mittelfristig wird nach DVGW W 410 (2008) ein mittlerer Tagesbedarf von ca. 120 l/(E·d) prognostiziert. Abbildung 3.14 zeigt die Entwicklung des einwohnerbezogenen mittleren Tagesbedarfs q_{dm} ab dem Jahr 1990.

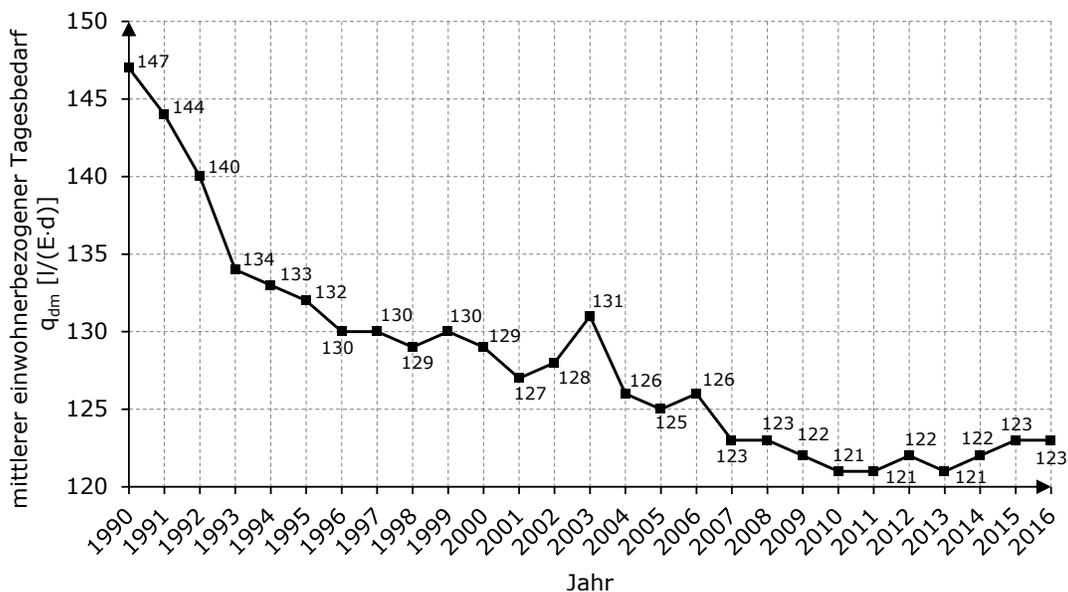


Abbildung 3.14: Entwicklung des einwohnerbezogenen mittleren Tagesbedarfs in Deutschland nach BDEW (2017)

In Deutschland setzt sich der einwohnerbezogene mittlere Tagesbedarf im häuslichen und kleingewerblichen Bereich aus den in Tabelle 3.2 gelisteten Komponenten zusammen. Während z.B. nur 4 % des Tagesverbrauchs für Essen und Trinken genutzt werden, beansprucht die Körperpflege ca. ein Drittel des Tagesverbrauchs. Die Kleingewerbe haben mit nur 9 % einen relativ geringen Anteil am Gesamtverbrauch der Verbrauchergruppe. Daher konnte wie in Abbildung 3.14 ersichtlich, die größte Wasserverbrauchsreduktion durch die stetige Sensibilisierung der Verbraucher erlangt werden.

Tabelle 3.2: Zusammensetzung des durchschnittlichen Tagesverbrauchs in Deutschland nach DVGW W 410 (2008)

Wasserverbrauchskomponente	Verbrauch [l/(E·d)]	Anteil [%]
Baden, Duschen, Körperpflege	43	36
Toilettenspülung	32	27
Wäschewaschen	15	12
Geschirrwaschen	7	6
Raumreinigung, Autopflege, Garten	7	6
Essen und Trinken	5	4
Kleingewerbe	11	9
Summe	120	100

Trotz der flächendeckend gewährleisteten Wasserversorgung in Deutschland, variiert der einwohnerbezogene Wasserverbrauch regional teils erheblich. Im Jahr 2013 zeigte sich in Hamburg und Sachsen, mit 138 l/(E·d) und 86 l/(E·d), der größte Unterschied. Nordrhein-Westfalen war mit 133 l/(E·d) der zweitgrößte Verbraucher (StBA, 2015). Trotz der dauerhaften Verfügbarkeit von Wasser, ergibt sich offensichtlich aufgrund von z.B. sozioökonomischen oder technischen Randbedingungen, ein gewisses Spektrum für einen adäquaten Wasserverbrauch.

Im internationalen Vergleich ergeben sich hingegen sehr viel extremere Unterschiede im einwohnerbezogenen Wasserverbrauch. Im Allgemeinen richten sich die Verbrauchsgewohnheiten der Menschen nach der Wasserverfügbarkeit und dem Zustand der Versorgungsinfrastrukturen. Ist nur wenig Wasser vorhanden und die Wasserbeschaffung sehr aufwendig, wird in der Regel auch weniger Wasser verbraucht. Insbesondere in entwicklungschwachen Regionen, die mit akuter Wasserknappheit und defizitären Wasserversorgungssystemen zu kämpfen haben, müssen die Verbraucher z.T. mit minimalen Wassermengen auskommen. Besonders stark betroffene Regionen sind hier z.B. Nordafrika oder Zentralasien. Im Gegensatz dazu ist der häusliche Wasserverbrauch in einigen entwicklungsstarken Regionen extrem hoch. Grund hierfür ist oft die fehlende Sensibilisierung der Verbraucher in Bezug auf die Kostbarkeit der Ressource Wasser und die damit einhergehende Wasserverschwendung. Typische Regionen mit hohem Wasserverbrauch sind z.B. Nordamerika und, trotz der eigentlichen Wasserknappheit, Teile der Arabischen Halbinsel.

Um eine quantitative Einschätzung des Entwicklungsstands der globalen Wasserversorgung zu ermöglichen, haben die Weltgesundheitsorganisation (WHO) und das UN-Kinderhilfswerk (UNICEF) im "Global Water Supply and Sanitation Assessment Report" aus dem Jahre 2000 den Mindestwasserbedarf für die Existenzsicherung eines Menschen auf

20 l/(E·d) festgelegt (WHO und UNIFEC, 2000). Eine genauere Betrachtung und Definition des Mindestwasserbedarfs wurde im Auftrag der WHO von Howard und Bartram (2003) durchgeführt. Hier wurden bestimmte Wasserverfügbarkeiten und Wasserzugänglichkeiten, den Auswirkungen auf die menschliche Gesundheit gegenübergestellt. Der Untersuchung zufolge kann bei einer Wasserverfügbarkeit von 5 l/(E·d) nicht einmal der Bedarf für den persönlichen Verzehr in Form von Trinken und der Zubereitung von Lebensmitteln sichergestellt werden. Bei 20 l/(E·d) ist der persönliche Verzehr gesichert und Grundnahrungsmittel können gewaschen werden. Zudem ist eine einfache Hygiene in Form von z.B. Händewaschen möglich. Mit 50 l/(E·d) sind persönlicher Verzehr und grundlegende Hygiene sichergestellt. Ebenfalls ist das Waschen von Kleidung und Textilien möglich. Ab 100 l/(E·d) sind alle Belange des persönlichen Verzehrs und der Hygiene ausreichend sichergestellt. Tabelle 3.3 fasst die grundlegenden Ergebnisse der Studie zusammen.

Tabelle 3.3: Wasserverfügbarkeit und Auswirkung auf die Gesundheit nach Howard und Bartram (2003)

Wasserverfügbarkeit	Verzehr und Hygiene	Gesundheitsrisiko
5 l/(E·d)	Verzehr: nicht sichergestellt Hygiene: keine	sehr hoch
20 l/(E·d)	Verzehr: sichergestellt Hygiene: sehr einfach	hoch
50 l/(E·d)	Verzehr: sichergestellt Hygiene: grundlegend sichergestellt	gering
100 l/(E·d)	Verzehr: sichergestellt Hygiene: sichergestellt	sehr gering

Zur Veranschaulichung der internationalen Unterschiede, ist in Abbildung 3.15 der einwohnerbezogene Tagesverbrauch in Städten verschiedener Regionen der Welt mit unterschiedlichen sozioökonomischen und naturräumlichen Randbedingungen dargestellt. Die Auswahl der Städte mit sehr geringen bis extrem hohen Tagesverbräuchen, soll hierbei repräsentativ einen Überblick der globalen Wasserversorgungssituation darstellen. Zusätzlich ist der nach der WHO beschriebene Mindestwasserbedarf von 20 und 50 l/(E·d) dargestellt. Die in Abbildung 3.15 aufgezeigten Verbrauchskennwerte stammen von Versorgungsunternehmen, die ihre Verbraucher durch vorhandene Versorgungsinfrastrukturen mit Wasser beliefern. Die Kennwerte repräsentieren daher die Versorgungssituation im urbanen Raum der jeweiligen Länder. Gerade in den Entwicklungsländern ist daher im ländlichen Raum, wo meist keine oder nur sehr mangelhafte Versorgungsinfrastrukturen existieren, mit einer deutlich schlechteren Versorgung zu rechnen.

In Afrika verbraucht die Bevölkerung selbst im urbanen Raum z.T. nur sehr wenig Wasser. In vielen Städten wird sogar der Mindestwasserbedarf von 20 l/(E·d) kaum erreicht. Ursache hierfür ist neben den oft sehr defizitären Versorgungsinfrastrukturen, die natürliche Wasserknappheit und die damit einhergehenden vergleichsweise hohen Wasserpreise (Siemens, 2011a). In Asien unterscheidet sich der Wasserverbrauch in den Städten z.T. extrem. Nach Siemens (2011b) steht der Wasserverbrauch in direktem Zusammenhang mit dem Bruttoinlandsprodukt (BIP) resp. dem Einkommen der Bevölkerung. Bei einem sehr geringen Einkommen stellt sich auch ein geringer Wasserverbrauch ein, wie

z.B. in Hanoi mit nur 53 l/(E·d). Mit steigendem Einkommen steigt zunächst auch der Wasserverbrauch. So werden in Bangkok, bei dem 5-fachen BIP von Hanoi, durchschnittlich 340 l/(E·d) verbraucht. Dieser Trend erreicht mit Kuala Lumpur ein Maximum bei dem 7-fachen BIP von Hanoi. Hier ergibt sich ein Verbrauch von 497 l/(E·d). Mit weiter zunehmendem Einkommen sinkt der Wasserverbrauch wieder, da Nutzer zunehmend sensibilisiert werden und die Verteilinfrastrukturen höheren Qualitätsstandards genügen. In Tokyo werden z.B. bei dem 40-fachen BIP von Hanoi nur 218 l/(E·d) verbraucht. In Europa liegen die Verbrauchskennwerte im mittleren Bereich. In Regionen wo der Wasserbedarf dauerhaft gedeckt wird, verbraucht Belgien durchschnittlich am wenigsten Wasser. In Brüssel sind es z.B. nur 93 l/(E·d). Die Schweiz verbraucht im Schnitt am meisten Wasser, so sind es in Genf z.B. 171 l/(E·d). Dennoch gibt es auch in Europa, insbesondere in Osteuropa, einige Regionen mit defizitärer Wasserversorgung. In Rumänien liegt der Wasserverbrauch in einigen Städten z.B. nur knapp über dem WHO Mindestwasserverbrauch von 50 l/(E·d). Am meisten Wasser wird in Nordamerika und in den ölreichen Regionen der Arabischen Halbinsel verbraucht. Ursache für den enormen Wasserverbrauch sind die zum Einkommen der Bevölkerung relativ geringen Wasserpreise, die fehlende Sensibilisierung der Verbraucher und die große Wasserverschwendung. In einigen arabischen Regionen wird den Verbrauchern das Wasser sogar kostenfrei von der Regierung zur Verfügung gestellt. Im Hinblick auf die eigentliche Wasserknappheit in diesen Regionen und die enormen Energiekosten der Wassergewinnung durch Meerwasserentsalzungsanlagen, stellt sich diese Situation als besonders prekär dar (IWA, 2016; Karger und Hoffmann, 2012).

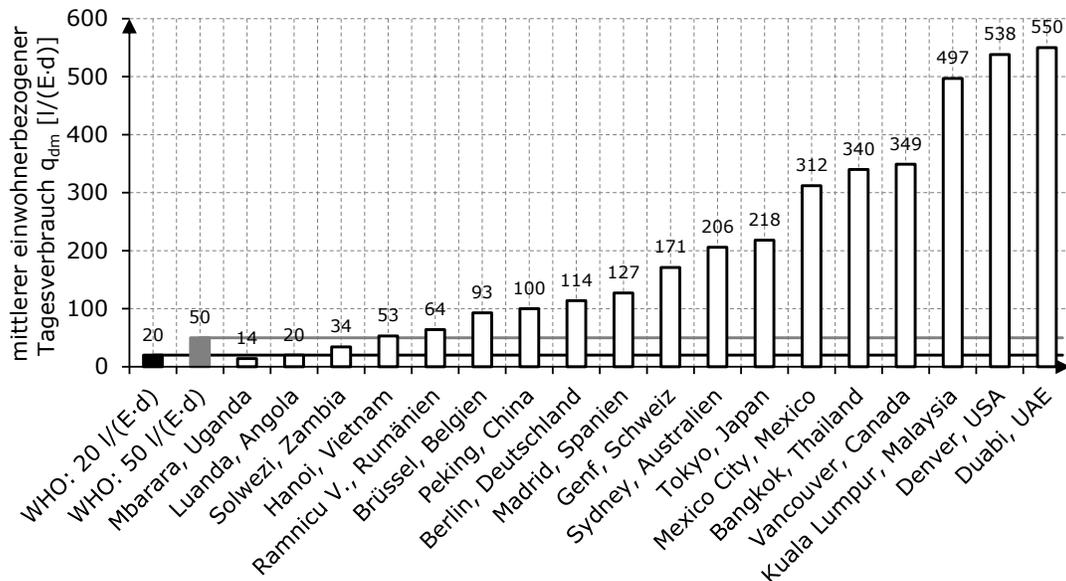


Abbildung 3.15: Internationaler Vergleich des einwohnerbezogenen Wasserverbrauchs in verschiedenen Städten nach IWA (2016), Siemens (2011a) und Siemens (2011b)

3.6.3 Schwankung des Wasserverbrauchs

Der Wasserverbrauch ist keine konstante Größe sondern unterliegt zeitlichen Schwankungen. Je nach Tageszeit und Jahreszeit benötigen die Verbraucher, also Bevölkerung, Klein-

gewerbe und Industrie, unterschiedlich große Wassermengen. So wird mittags an einem heißen Sommertag z.B. mehr Wasser verbraucht als nachts an einem kalten Wintertag. Im Folgenden sollen daher die zeitlichen Schwankungen des Jahres-, Monats-, Tages- und Stundenverbrauchs erläutert werden. Der Fokus liegt hierbei auf den für Deutschland typischen Schwankungen und Verbrauchskennwerten. Ursachen und Auswirkungen der Verbrauchsschwankungen können jedoch auch auf andere Länder oder Regionen übertragen werden.

Bei Betrachtung der Entwicklung des einwohnerbezogenen Tagesverbrauchs aus Abbildung 3.14 wird ersichtlich, dass der Jahresverbrauch in Deutschland nicht konstant ist. Da der häusliche und kleingewerbliche Wasserverbrauch den größten Anteil am Gesamtwasserverbrauch hat, kann dessen Entwicklung hier stellvertretend betrachtet werden. Der technische Fortschritt sowie das zunehmende Bewusstsein der Bevölkerung bzgl. der Einsparung von Wasser, haben zu einer Abnahme des Jahresverbrauchs in den letzten drei Jahrzehnten geführt. In diesem Jahrzehnt scheint sich der Wasserverbrauch jedoch auf einen relativ konstanten Wert zu stabilisieren. In Schwellenländern, die aktuell noch einen hohen Wasserverbrauch haben, wird sich mit zunehmendem Entwicklungsstand voraussichtlich ebenfalls ein Rückgang des Verbrauchs einstellen. Unabhängig davon üben die klimatischen Randbedingungen jedoch einen mitunter signifikanten Einfluss auf den Jahresverbrauch aus. In heißen Jahren mit langanhaltenden und trockenen Sommern, nimmt der Wasserbedarf in der Bevölkerung zu. So ist der Jahrhundertssommer 2003, mit Temperaturen von über 40 °C, z.B. eindeutig durch einen Anstieg des einwohnerbezogenen Tagesverbrauchs in Abbildung 3.14 zu erkennen. Auch der Sommer 2006, mit dem wärmsten Monat seit Beginn der Wetteraufzeichnung, ist durch einen Anstieg der Kennwerte verzeichnet (Fritsch u. a., 2014).

Die Schwankungen des Monatsverbrauchs sind im Wesentlichen ebenfalls auf das Klima zurückzuführen. In den gemäßigten Breiten folgen die Verbrauchskennwerte den Jahreszeiten, in den Tropen den Regen- und Trockenzeiten. In Deutschland findet der größte Wasserverbrauch in der Regel im Sommermonat Juli statt. Neben dem aufgrund der Hitze generell höheren persönlichen Wasserverbrauch, ergibt sich der größte Verbrauchsanstieg durch die Bewässerung von privaten Grünflächen. Der kleinste Wasserverbrauch findet im Wintermonat Februar statt. Die Verbrauchsschwankungen zwischen Sommer- und Winterzeit sind in Kleinstädten und im ländlichen Bereich ausgeprägter als in den Städten. Während im ländlichen Bereich mehr private Grünflächen vorhanden sind, die im Sommer für einen Verbrauchsanstieg sorgen, sind in den Städten mehr Kleingewerbe ansässig, deren Verbrauch weniger von den Jahreszeiten beeinflusst wird (Klingel, 2018; Fritsch u. a., 2014).

Die Schwankungen des Tagesverbrauchs sind bei gleichbleibenden klimatischen Verhältnissen größtenteils von der Siedlungsstruktur des Versorgungsgebiets abhängig. Generell geht der Wasserverbrauch an den Wochenenden, Feiertagen und Schulferien infolge der Arbeitsruhe, der Heimfahrt von Pendlern oder dem Wegfall von Urlaubern zurück. Der Rückgang ist dabei umso ausgeprägter, je mehr Kleingewerbe und Industrie im Versorgungsgebiet angesiedelt sind. Abbildung 3.16 zeigt beispielhaft den Tagesverbrauch in einer Stadt über die Dauer von sechs Wochen. Der Tagesverbrauch $Q(d)$ ist dabei als prozentualer Anteil des mittleren Tagesverbrauchs Q_{dm} aufgetragen. Die Verbrauchsschwankungen zwischen Arbeitstag und Wochenende lassen sich eindeutig erkennen. Während an den Arbeitstagen bis zu 120 % des mittleren Tagesverbrauchs bezogen werden, sind es an den Wochenen-

den nur ca. 75 %. Weiter lässt sich auch ein Verbrauchsrückgang während der Ferienzeit erkennen. Einen weiteren Einfluss auf die Verbrauchsschwankungen hat die Größe des Versorgungsgebiets. Je kleiner ein Gebiet, desto ausgeprägter sind die Schwankungen des Tagesverbrauchs, da die Wahrscheinlichkeit einer zeit- bzw. tagesgleichen Wasserentnahme (z.B. Bewässerung privater Grünflächen) zunimmt. Je größer ein Versorgungsgebiet, desto gleichmäßiger sind die Entnahmen verteilt. Der höchste Tagesverbrauch im Jahr nimmt, bezogen auf die Anzahl der Einwohner, mit der Größe des Versorgungsgebiets also ab. Der maximale Tagesbedarf Q_{dmax} im Jahr ist dabei auch eine wichtige Grundlage zur Bemessung der Anlagenkomponenten Wassergewinnung, Wasseraufbereitung und Zuleitung zur Wasserspeicherung. Der mittlere Tagesbedarf Q_{dm} im Jahr ist hingegen Grundlage zur Bemessung des Verteilungssystems (Fritsch u. a., 2014). Auf die Wasserbedarfsermittlung für die hydraulische Bemessung eines Wasserversorgungssystems wird weiter in Abschnitt 4.6 eingegangen.

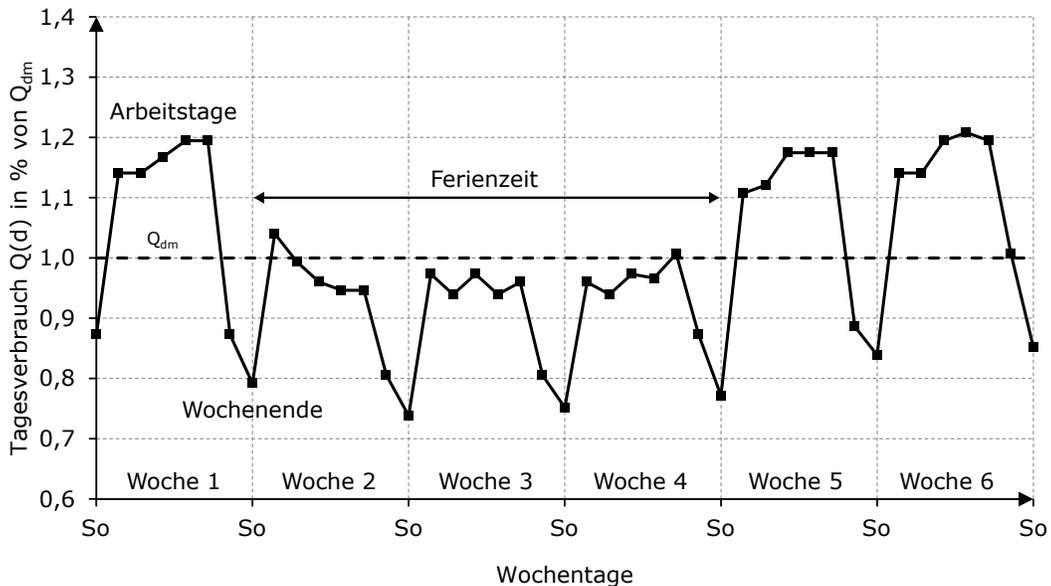


Abbildung 3.16: Charakteristische Schwankung des Tagesverbrauchs über mehrere Wochen nach Karger und Hoffmann (2012)

Da die Bevölkerung den größten Anteil am Gesamtwasserverbrauch hat, folgen die Schwankungen des Stundenverbrauchs in der Regel den Charakteristika des häuslichen Wasserverbrauchs. Während der Nacht ist der Verbrauch der Bevölkerung relativ gering. Wasser wird hier größtenteils von Gewerbe und Industrie entnommen. In den Morgenstunden nimmt der Verbrauch dann signifikant zu und es kommt zu einer ersten Verbrauchsspitze. Diese ergibt sich durch die gleichzeitige Wasserentnahme vieler Haushalte bei z.B. Dusche, Toilettengang und Essenszubereitung. In der Mittagszeit sinkt der Verbrauch meist wieder, da sich ein Großteil der Bevölkerung an der Arbeitsstätte befindet. Am Abend kommt es zu einer zweiten Verbrauchsspitze durch die Rückkehr der Bevölkerung in die Haushalte. Diese nimmt mit dem Zubettgehen langsam ab, bis der nächtliche Verbrauchswert erreicht ist. Ein charakteristischer Verlauf des Stundenverbrauchs über einen Tag ist in Abbildung 3.17 dargestellt. Der Stundenverbrauch $Q(h)$ ist hier als prozentualer Anteil des mittleren Stundenverbrauchs Q_{hm} über die Dauer von einem Tag aufgetragen.

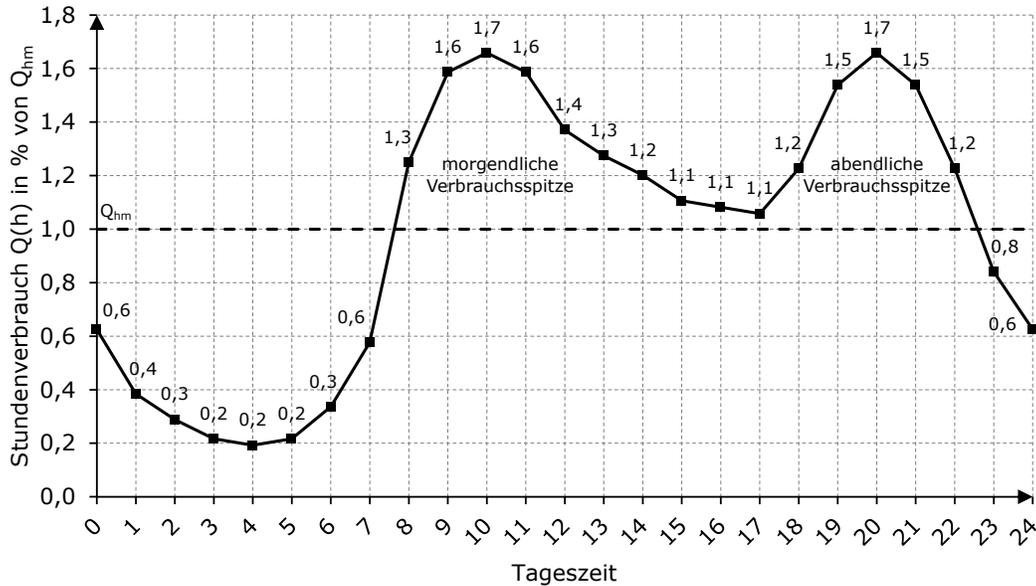


Abbildung 3.17: Charakteristische Schwankung des Stundenverbrauchs über einen Tag nach DVGW W 410 (2008)

Die Ausprägung der stündlichen Verbrauchsschwankung wird ebenfalls von der Größe und Struktur des Versorgungsgebiets beeinflusst. Je kleiner das Gebiet und je geringer der kleingewerbliche Anteil, desto ausgeprägter sind die Schwankungen. Aufgrund der Wahrscheinlichkeit einer gleichzeitigen bzw. einer gleich verteilten Entnahme, hat die Anzahl der Einwohner eines Versorgungsgebiets einen besonders signifikanten Einfluss auf die Verbrauchsspitzen. Ein einzelner Einwohner würde seinen durchschnittlichen Tagesverbrauch mit nur wenigen Wasserentnahmen am Tag beziehen und somit für extreme Verbrauchsspitzen sorgen. Je mehr Einwohner vorhanden sind, desto verteilter und weniger ausschlaggebend sind diese Einzelentnahmen. Nach DVGW W 410 (2008) werden daher generell Versorgungsgebiete mit über bzw. unter 1000 Einwohnern unterschieden.

3.6.4 Wasserbedarfsermittlung

Für die Planung von neuen bzw. die Erweiterung von bestehenden Wasserversorgungssystemen muss der aktuelle und künftige Wasserbedarf in der zu versorgenden Einheit ermittelt werden. Auf Basis des Wasserbedarfs können dann die verschiedenen Anlagenkomponenten wie Wassergewinnung, Wasserförderung, Wasserspeicherung und Wasserverteilung bemessen werden. Grundlegende Eingangsgröße ist der mittlere Wasserbedarf Q_m , der entsprechend den Gleichungen 3.1 und 3.2 auf Jahr, Tag oder Stunde bezogen werden kann. Abhängig von den zu bemessenden Komponenten, wird der mittlere Wasserbedarf mit dem Ansatz der Spitzenfaktoren nach DVGW W 410 (2008), auf den jeweiligen Bemessungsbedarf umgerechnet. So ergibt sich z.B. in Abhängigkeit der Einwohnerzahl, ein bestimmter Tages- oder Stundenspitzenfaktor resp. ein für die Bemessung relevanter maximaler Tagesbedarf Q_{dmax} oder Stundenbedarf Q_{hmax} . Die Bemessung richtet sich dann nach den Anforderungen der einzelnen Komponenten. So kann die Wassergewinnung bei 24-stündigem Betrieb oder die Wasserspeicherung z.B. auf den maximalen Tagesbedarf bemessen werden, während für die Auslegung der Verteilungen der maximale Stunden-

bedarf berücksichtigt werden muss (Fritsch u. a., 2014).

Wie in Abbildung 3.13 dargestellt, setzt sich der Wasserbedarf aus der nutzbaren Wasserabgabe, den Wasserverlusten und dem Eigenverbrauch des Versorgungsunternehmens zusammen. Die nutzbare Wasserabgabe lässt sich weiter in den häuslichen und kleingewerblichen Bedarf, den öffentlichen und gewerblichen Bedarf und den besonderen Bedarf einteilen. Zur Ermittlung des Wasserbedarfs können diese Komponenten auf Basis von Kennwerten abgeschätzt oder aus vorhandenen Messwerten abgeleitet werden.

Zur Abschätzung des häuslichen und kleingewerblichen Bedarfs nach Kennwerten, muss zunächst die Anzahl der Einwohner ermittelt werden. In den meisten entwickelten Ländern kann hierfür auf demografische Bevölkerungsdaten zurückgegriffen werden. Falls diese nicht vorhanden sind, kann z.B. durch eine stichprobenhafte Hausbefragung die durchschnittliche Personenanzahl pro Haushalt ermittelt werden. Die Anzahl der Haushalte kann durch eine Analyse von Satellitenbildern erfolgen, sodass sich eine Einwohnerzahl abschätzen lässt. Der einwohnerbezogene Wasserbedarf kann gemäß Abschnitt 3.6.2 durch Kennwerte abgeschätzt werden, wobei hier Verbrauchsverhalten, Lebensstandard, Wasserverfügbarkeit, Wasserpreis etc. berücksichtigt werden sollten. Alternativ kann der einwohnerbezogene Wasserbedarf ebenfalls durch eine Hausbefragung erhoben werden. Mit der Anzahl der Einwohner und dem einwohnerbezogenen Wasserbedarf kann dann der häusliche und kleingewerbliche Wasserbedarf ermittelt werden. Zur Ermittlung des öffentlichen und gewerblichen sowie des besonderen Wasserbedarfs, müssen die vorhandenen Strukturen im Versorgungsgebiet analysiert werden. Anschließend kann unter Berücksichtigung der technischen und sozioökonomischen Randbedingungen eine Abschätzung mittels spezifischer Verbrauchskennwerte z.B. nach DVGW W 410 (2008) erfolgen. Abbildung 3.18 fasst die Ermittlung des Wasserbedarfs nach Kennwerten zusammen.

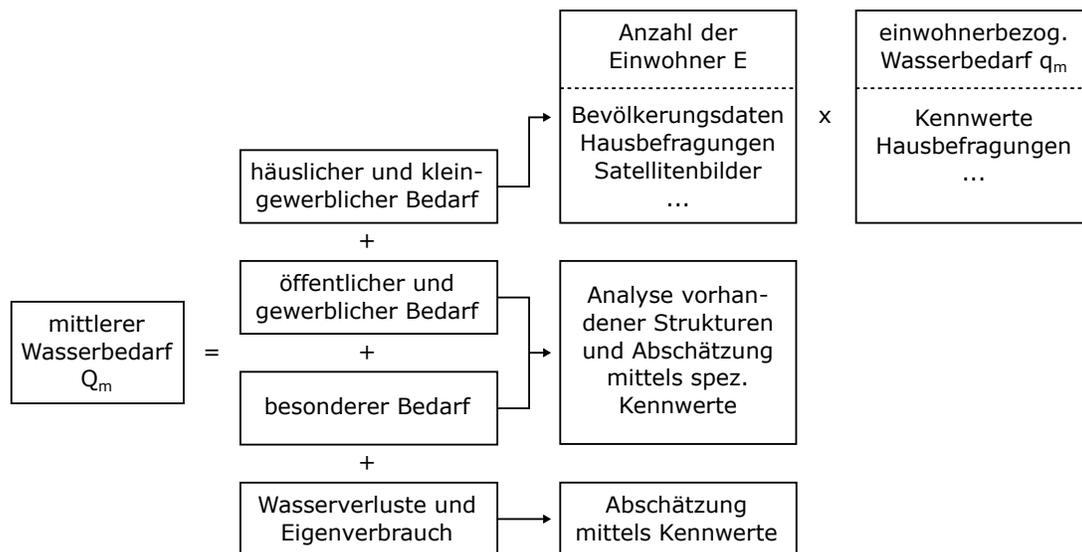


Abbildung 3.18: Ermittlung des mittleren Wasserbedarfs nach Kennwerten

Wird ein bestehendes Versorgungssystem erweitert, kann der gegenwärtige Wasserbedarf auch aus Messwerten abgeleitet und auf das neue Versorgungsgebiet extrapoliert werden. Hierfür eignet sich eine Messung der Netzeinspeisung oder der Netzabgabe.

Die Netzeinspeisung kann durch eine direkte Mengenmessung oder die Integration der

Durchflussmessung am Punkt der Wassereingabe in das Netz bestimmt werden. Sie entspricht direkt dem Wasserbedarf während der Messung. Bei Ermittlung des mittleren Wasserbedarfs muss die Messdauer bzw. der Betrachtungszeitraum berücksichtigt werden. Bei Ermittlung des Wasserbedarfs über die Netzabgabe müssen zusätzlich Wasserverluste und Eigenverbrauch berücksichtigt werden, da die Netzabgabe der nutzbaren Wasserabgabe entspricht. Die Netzabgabe wird mit Wasserzählern gemessen, die in der Regel mit jährlichem Turnus abgelesen werden. Über die Auswertung der Zählerdaten kann somit der mittlere Wasserbedarf, bezogen auf das Abrechnungsjahr ermittelt werden. Abbildung 3.19 fasst die Ermittlung des Wasserbedarfs nach Kennwerten zusammen.

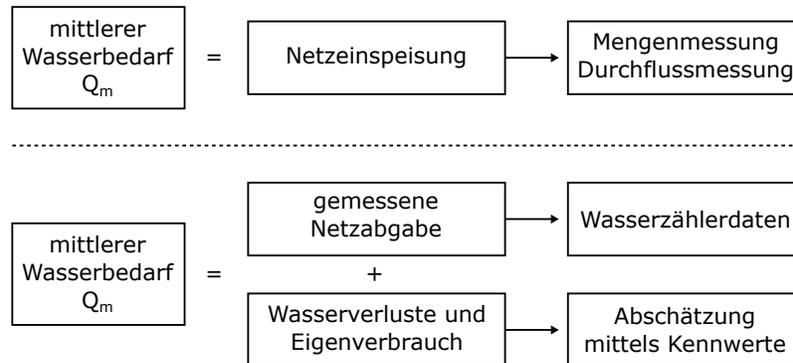


Abbildung 3.19: Ermittlung des mittleren Wasserbedarfs nach Messwerten

Systeme und Anlagen der Wasserversorgung müssen auf bestimmte Planungszeiträume bzw. Mindestnutzungsdauern ausgelegt werden. Nach DVGW W 400-1 (2015) wird z.B. ein Planungszeitraum von zehn bis 15 Jahren für leicht austauschbare Anlagen wie Mess- und Steuerungstechnik, 15 bis 20 Jahre für leicht erweiterbare Anlagen wie Druckerhöhungsanlagen und mindestens 50 Jahre für langfristige Anlagen wie Rohrnetz oder Behälter gefordert. Da der Wasserbedarf eine grundlegende Eingangsgröße zur Bemessung dieser Systeme und Anlagen darstellt, sollte der Bedarfsermittlung eine Bedarfsprognose für die jeweiligen Planungszeiträume folgen. Bei der Bedarfsprognose wird die künftige Entwicklung des Wasserbedarfs z.B. in Abhängigkeit der demografischen und strukturellen Veränderung sowie technischer, sozioökonomischer und klimatischer Einflüsse prognostiziert. Früher wurden vorzugsweise mathematisch-statistische Ansätze für die Bedarfsprognose verwendet. Heute kommen jedoch sehr viel differenziertere Prognosemodelle für unterschiedliche Verwendungsbereiche des Wassers zum Einsatz (Klingel, 2018; DVGW W 410, 2008). Eine umfassende Beschreibung verschiedener Prognosemodelle kann Billings und Jones (2011) entnommen werden.

3.7 Wasserknappheit

3.7.1 Physische und ökonomische Wasserknappheit

Eine Wasserknappheit entsteht, wenn einer Region nicht genügend Wasser in ausreichender Menge und Qualität zur Verfügung steht, um den vorhandenen Wasserbedarf zu decken. Global betrachtet steht dem jährlich erneuerbaren Süßwasserabfluss von ca.

45.000 km³/a eine allgemeine Süßwassernutzung von lediglich ca. 4.000 km³/a gegenüber. Theoretisch ist demnach genug Wasser zur Versorgung der Weltbevölkerung vorhanden. Aufgrund der ungleichen geographischen Verteilung der Wasservorkommen, wie z.B. in tropischen Regionen mit Feuchtgebieten und Regenwäldern oder in ariden Gebieten mit Wüsten und Savannen, kommt es in einigen Regionen der Welt jedoch zu anhaltenden Wasserknappheiten. Hinzu kommt, insbesondere in den Tropen und Subtropen, ein saisonal stark variierendes Wasserdargebot infolgedessen in einigen Regionen periodische Wasserknappheiten entstehen. Bereits heute leben ca. 3,6 Mrd. Menschen, also etwa die Hälfte der Weltbevölkerung, in Regionen die für mindestens einen Monat im Jahr unter potentieller Wasserknappheit leiden. Eine halbe Mrd. Menschen sind sogar ganzjährig davon betroffen. Durch Effekte wie den Klimawandel, die anhaltende Zerstörung natürlicher Lebensräume, die zunehmende Wasserverschmutzung, die wachsende Weltbevölkerung und das steigende Konsumverhalten ist künftig mit einer weiteren Verschärfung der Wasserknappheit weltweit zu rechnen (UNESCO, 2018; FAO, 2016; VDI, 2008).

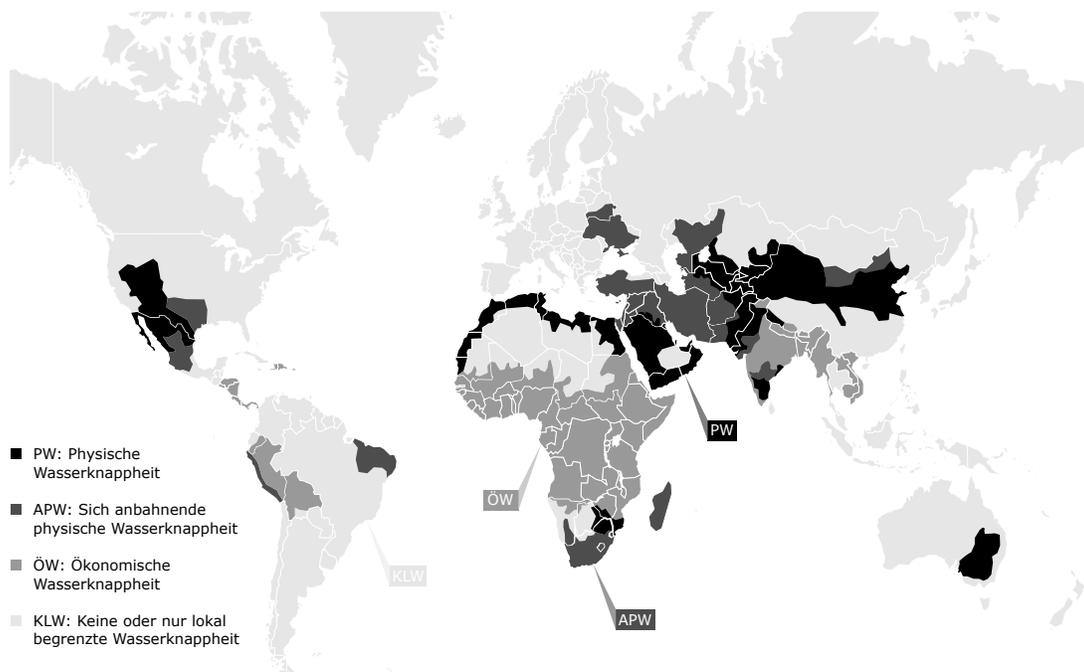


Abbildung 3.20: Globale Ausbreitung von physischer und ökonomischer Wasserknappheit nach IWMI (2007)

Im Allgemeinen entsteht eine Wasserknappheit aufgrund von physischen oder ökonomischen Randbedingungen. Bei der physischen Wasserknappheit sind die natürlichen Wasserressourcen zu gering, um den Wasserbedarf der Bevölkerung zu decken. Selbst mit optimalen Förder- und Verteilstrukturen kann in diesem Fall eine Knappheit nicht abgewandt werden. Der Wasserbedarf kann dann nur durch eine Überbewirtschaftung der natürlichen Ressourcen oder durch Zufuhr von externem Wasser außerhalb der Region gedeckt werden. Typische Regionen mit physischer Wasserknappheit sind stark bevölkerte und heiß-trockene Regionen wie Nordafrika, die arabische Halbinsel, Zentralasien und südwestliche Gebiete von Nordamerika. Bei der ökonomischen Wasserknappheit sind genügend Wasserressourcen zur Deckung des Wasserbedarfs vorhanden, es existieren jedoch

keine oder nur mangelhafte Infrastrukturen zur Gewinnung, Förderung und Verteilung des Wassers. Somit kann der Bevölkerung das vorhandene Wasser nicht ausreichend zur Verfügung gestellt werden. Betroffen sind meist wirtschaftlich schwache Regionen, in denen nur geringe Investitionen im Bereich Fördertechnologien und Verteilinfrastrukturen getätigt werden. Typische Regionen mit ökonomischer Wasserknappheit sind z.B. große Teile Afrikas südlich der Sahara und Teile von Mittelamerika und Südostasien. Laut den Vereinten Nationen (UN) sind mehr Menschen von ökonomischer als von physischer Wasserknappheit betroffen. Durch einen technisch-wirtschaftlichen Fortschritt in den betroffenen Ländern könnte die dortige Wasserknappheit potentiell verhindert werden (IWMI, 2007; UNDP, 2006).

Aufgrund den global sehr unterschiedlich ausgeprägten kulturellen, technischen, ökonomischen und naturräumlichen Bedingungen, ist es schwer eine Wasserknappheit nach quantitativen Gesichtspunkten zu definieren. Ein verbreiteter Ansatz zur Bestimmung von physischer Wasserknappheit stammt aus der Hydrologie und orientiert sich an der Relation von Bevölkerungszahl zu erneuerbarem Süßwasserabfluss in einer Region. Abhängig von der jährlich verfügbaren Süßwassermenge pro Person, kann eine Einschätzung der Wasserknappheit erfolgen. Nach Falkenmark u. a. (1989) liegt ab einer verfügbaren Wassermenge von 1.700 m^3 pro Person und Jahr keine oder nur eine lokal begrenzte Wasserknappheit vor. Eine Wasserknappheit entsteht bei einer verfügbaren Wassermenge von 1.700 bis 1.000 m^3 pro Person und Jahr. Diese kann je nach Region auch periodisch oder nur räumlich begrenzt auftreten. Stehen 1.000 bis 500 m^3 Wasser pro Person und Jahr zur Verfügung, wird von einem Wassermangel gesprochen, der bereits erhebliche Einflüsse auf die Gesundheit der Bevölkerung und die Wirtschaftsfähigkeit der Region mit sich bringt. Sind weniger als 500 m^3 Wasser pro Person und Jahr vorhanden, entsteht ein extremer Wassermangel bzw. ein Wassernotstand mit lebensbedrohlichem Ausmaß (VDI, 2008). Nach dieser Definition herrscht aktuell in 21 Ländern Wasserknappheit, in zwölf Ländern Wassermangel und in 19 Ländern ein extremer Wassermangel. Die sich erneuernde personenbezogene Süßwassermenge unterscheidet sich weltweit sehr stark und liegt zwischen über 500.000 m^3 pro Person und Jahr in Island und 5 m^3 pro Person und Jahr in Kuwait (FAO, 2017a). Abbildung 3.20 zeigt die weltweite Verbreitung von bestehender und sich anbahnender physischer Wasserknappheit sowie von ökonomischer Wasserknappheit.

3.7.2 Wassernutzungs-Index

Einen mehr verbrauchsorientierten Ansatz zur Ermittlung von Wasserknappheit, bietet der von der UN-Kommission für nachhaltige Entwicklung verwendete Wassernutzungs-Index. Dieser Indikator ergibt sich aus der Relation von Wasserverbrauch zu erneuerbarem Süßwasserabfluss in einem Land. Er gibt somit an welcher Anteil der erneuerbaren Wasserressourcen tatsächlich genutzt wird. Im internationalen Vergleich gilt ein Land als von Wasserstress betroffen, wenn jährlich mehr als 20 % der erneuerbaren Wasserressourcen verbraucht werden. Bei mehr als 40 % wird von hohem Wasserstress gesprochen. Die Folgen einer zu starken Wassernutzung können zu Umweltproblemen und einer Behinderung der ökonomischen Entwicklung führen. So können z.B. küstennahe Grundwasservorkommen versalzen oder ganze Naturräume wie Moore, Flussauen und Feuchtgebiete verloren gehen, worunter u.a. auch die örtliche Landwirtschaft zu leiden hat (VDI, 2008; Klaphake und Scheumann, 2001).

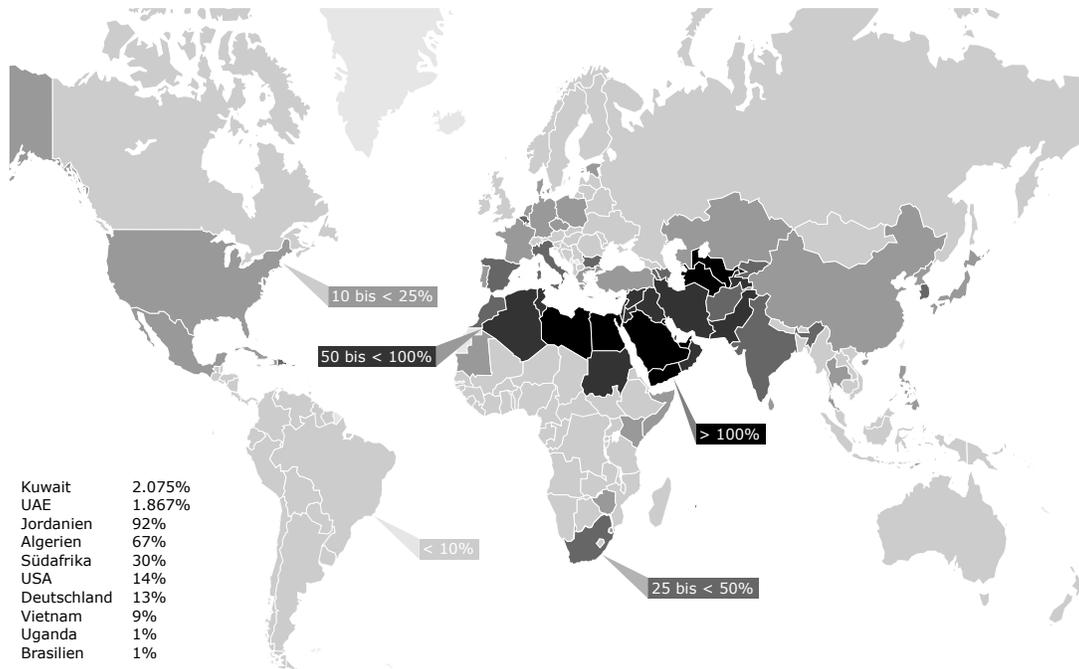


Abbildung 3.21: Globale Verteilung des Wassernutzungs-Indexes nach BPB (2017), FAO (2017a) und FAO (2017b)

In Deutschland liegt der Wassernutzungs-Index bei 13,3 %. Ein Großteil des deutschen Wasserverbrauchs wird allerdings, wie in Abschnitt 3.5.4 erläutert, durch Kühlkreisläufe von Kraftwerken verursacht, bei denen das genutzte Wasser den Flüssen direkt zurückgeführt wird. Würde der sich auf das Ökosystem wenig bemerkbar machende Kühlwasseranteil bei der Ermittlung des Wassernutzungs-Index vernachlässigt werden, läge Deutschland bei einem Wert von weit unter 10 %. Deutschland selbst ist demnach nicht von Wasserstress betroffen. An dieser Stelle sei jedoch erwähnt, dass der Wasserverbrauch zur Herstellung von landwirtschaftlichen und industriellen Konsumgütern, aufgrund der Globalisierung von Produktionsketten, vermehrt von Industrienationen in Schwellen- und Entwicklungsländern verlagert wird. Während der direkte Wasserverbrauch in Industrienationen infolgedessen sinkt, haben entwicklungsschwächere Regionen zusätzlich mit einem Anstieg des Wasserverbrauchs zu kämpfen (Umweltbundesamt, 2017).

Abbildung 3.21 zeigt die globale Verteilung des Wassernutzungs-Index. Es zeigt sich ein sehr hoher Wasserstress in Nordafrika, der Arabischen Halbinsel und Teilen von Zentralasien. Bei zehn Ländern liegt der Wassernutzungs-Index bei über 100 %, d.h. es findet eine Überbewirtschaftung der natürlichen Wasserressourcen statt und es wird mehr Wasser verbraucht als sich durch natürliche Prozesse neu bildet. Diese Situation ist besonders ausgeprägt auf der Arabischen Halbinsel, wo aufgrund der ökonomischen Entwicklung, trotz geringer Wasserressourcen, ein sehr hoher Wasserverbrauch herrscht (siehe auch Abschnitt 3.6.2 und Abbildung 3.15). Kuwait besitzt mit über 2.000 % den weltweit größten Wassernutzungs-Index, was neben unverhältnismäßig hohen Wasserentnahmen allerdings auch auf die weltweit geringste personenbezogene Süßwasserneubildung von nur 5 m³ pro Person und Jahr zurückzuführen ist. In Uganda hingegen wird nur etwa 1 % der erneuerbaren Wassermenge verbraucht, sodass sich hier ein sehr geringer Wasserstress ergibt. Nach Abbildung 3.20 herrscht in Uganda dennoch eine ökonomische Wasserknappheit, da

trotz der hohen Wasserverfügbarkeit größtenteils keine ausreichenden Infrastrukturen zur Förderung und Verteilung des Wassers vorhanden sind. Global betrachtet sind insgesamt 21 Länder von Wasserstress und 26 Länder von hohem Wasserstress betroffen. Analog zur physischen und ökonomischen Wasserknappheit, ist aufgrund der demografischen, klimatischen und sozioökonomischen Entwicklung künftig mit einer prägnanten Ausbreitung des Wasserstresses weltweit zu rechnen (FAO, 2018, 2017a,b).

3.7.3 Klimatische und naturräumliche Einflüsse

Das Entstehen einer Wasserknappheit ist nicht nur auf den bloßen Mangel an Wasserressourcen oder technischen Infrastrukturen zurückzuführen. So existiert eine Vielzahl weiterer Faktoren, die eine Wasserknappheit mitverantworten können. Zwei der einflussreichsten Faktoren sind hier das saisonal z.T. sehr stark variierende Wasserdargebot aufgrund von Regen- und Trockenzeiten sowie die fehlende Wasserspeicherkapazität des Bodens in Karstregionen. Besonders prägnant ist die Situation in entwicklungsschwachen Gebieten, wo beide Faktoren gemeinsam auftreten.

Vereinfacht dargestellt, entstehen die Regen- und Trockenzeiten durch die starke Sonneneinstrahlung am Äquator, die für den Aufstieg und die Kondensation feuchter Luftmassen sorgt. In Äquatornähe regnet es daher täglich und sehr intensiv. Mit zunehmender Entfernung vom Äquator nimmt die Intensität und Dauer des Regens ab, sodass es zunehmend trockener wird. Das Klima wechselt also von einer humiden Zone am Äquator zu einer ariden Zone in den Wüstenregionen. Der maximale Luftaufstieg resp. Niederschlag findet vorwiegend in der Innertropischen Konvergenzzone (ITC) statt, in der die Sonne senkrecht auf die Erde scheint und die Nordost- und Südost-Passatwinde aufeinander treffen. Aufgrund der Rotationsachse der Erde von $23,5^\circ$, oszilliert diese Zone über das Jahr hinweg zwischen dem nördlichen und südlichen Wendekreis der Erde. Somit bewegen sich auch die humide Zone mit maximalem Niederschlag bzw. die südlich und nördlich der humiden Zone gelegenen ariden Zonen mit sehr geringem Niederschlag auf einer Nord-Süd-Achse. Wie in Abbildung 3.22 dargestellt, findet die Regenzeit im Juli z.B. nördlich des Äquators in Zentral-China statt, während sie sich im Januar südlich des Äquators über den indonesischen Inseln befindet. Da die ITC zwischen den Wendekreisen oszilliert, verkürzt sich die Regenzeit mit zunehmender Entfernung vom Äquator. Die Trockenzeit hingegen hält dementsprechend länger an (Diercke und Michael, 2015).

Regionen nahe der Wendekreise sehen sich demnach mit einem saisonal stark schwankenden Wasserdargebot konfrontiert. In der Regenzeit besteht meist ein Überangebot an Wasser, in der Trockenzeit hingegen steht oft nur ein sehr limitiertes Wasserdargebot zur Verfügung. Ohne vorhandene technische oder natürliche Strukturen zur Speicherung der überschüssigen Wassermenge während der Regenzeit, kann es in den betroffenen Regionen während der Trockenzeit dann zu einer Wasserknappheit kommen.

Ein natürlicher Speicher für das überschüssige Niederschlagswasser aus der Regenzeit wären z.B. Oberflächengewässer wie Flüsse und Seen oder bodennahe unterirdische Gewässer wie der Porengrundwasserleiter. Diese natürlichen Wasserspeicher sind in Karstgebieten aufgrund der geochemischen Zusammensetzung des Untergrunds und der hohen Versickerungsraten jedoch nur sehr begrenzt oder nicht vorhanden (Oberle u. a., 2017).

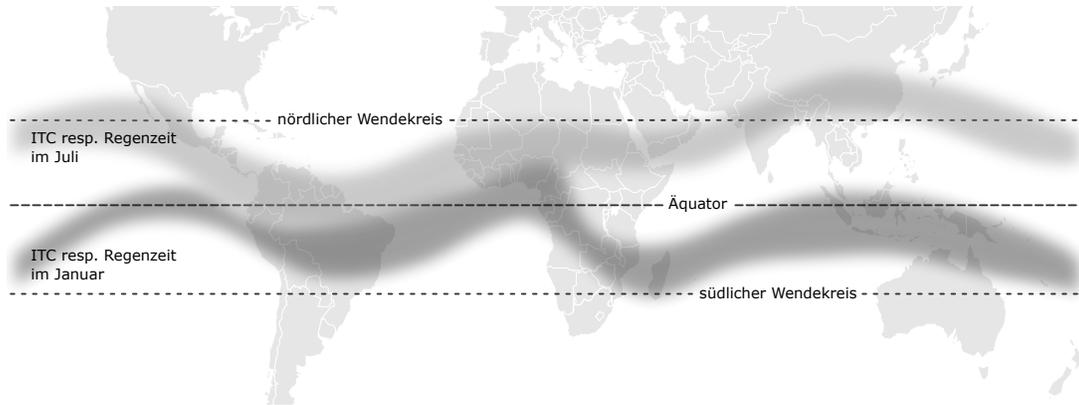


Abbildung 3.22: Innertropische Konvergenzzone (ITC) resp. Regenzeit im Juli und Januar nach Diercke und Michael (2015)

Die Geologie in Karstgebieten ist geprägt durch geklüftete Karbonatgesteine, wie Kalkstein oder Dolomit. Durch die kalklösende Wirkung von kohlendioxidhaltigem (CO_2) Niederschlagswasser, wird ein Teil der Klüfte durch geochemische Lösungsprozesse zu einem Netzwerk aus Spalten, Röhren und Höhlen erweitert. Hierdurch entsteht eine poröse Untergrundstruktur mit hoher Infiltrationswirkung. Durch die dynamische Wasser-Gesteins-Wechselwirkung entwickelt sich das Karstsystem stets weiter. Die Vergrößerung von Spalten sorgt z.B. für eine Erhöhung des Durchflusses, was wiederum eine Zunahme des Lösungsprozesses zur Folge hat. Durch diese Interaktion entstehen in Karstgebieten teils gigantische Höhlensysteme. An der Oberfläche hingegen entstehen durch die Kalkauflösung und die anschließende Erosion, die für Karstgebiete typischen Geländeformen mit verschiedensten Ausprägungen von Karsthügeln und Dolinen (Pfeffer, 2010).

Selbst in Karstgebieten mit reichhaltigem Niederschlag, kann es daher zu einer Wasserknappheit kommen. Oberflächengewässer verlagern sich durch die hohen Versickerungsraten in den Untergrund. Doch auch das Untergrundwasser bleibt nicht als Porengrundwasser in der oberflächennahen Bodenmatrix gespeichert, sondern fließt durch die Kluften und Spalten bis in großräumige, z.T. mehrere hundert Meter tiefe Höhlensysteme. Aufgrund der hohen Fließgeschwindigkeiten in den Kluften, Spalten und Höhlen tritt das Niederschlagswasser dann relativ schnell am Rande der Karstgebiete aus und steht der örtlichen Bevölkerung nicht mehr zur Verfügung. Die Nutzbarmachung des Karstgrundwassers ist hinsichtlich der meist sehr großen Förderhöhen und der geringen Filterwirkung des Karstgesteins, mit erheblichen technischen und finanziellen Aufwendungen verbunden. Diese Situation wird gerade in ländlichen Regionen verschärft, da sich durch die typische Karstlandschaft oft eine sehr heterogene Siedlungsstruktur ergibt. Global betrachtet leben ca. 25 % der Weltbevölkerung in Karstregionen bzw. sind auf die Wasserversorgung aus Karstgrundwasser angewiesen. Abbildung 3.23 gibt einen Überblick der weltweiten Verteilung der Karstgebiete, wobei in etwa 15 % der kontinentalen Erdoberfläche aus Karbonatgestein bestehen. Gerade entwicklungsschwache Regionen wie Südostasien oder Afrika, sehen sich in diesen Gebieten mit Wasserknappheit und einer defizitären Wasserversorgung konfrontiert. Doch auch für Industrienationen stellt sich die Wasserversorgung in Karstregionen als sehr aufwendig dar. So werden z.B. im größten Karstgebiet Deutschlands, der Schwäbischen Alb, sowie in umliegenden Gemeinden und Städten ca. vier Mio. Menschen über eine Fernwasserversorgung mit Wasser aus dem Bodensee versorgt (Oberle

u. a., 2017; Pfeffer, 2010).

Dennoch gehören Karstgebiete weltweit auch zu den wichtigsten nutzbaren Süßwasserressourcen. Durch die Höhlensysteme sind oft viele hydrologische Einzugsgebiete unterirdisch verbunden, sodass am Rande der Karstgebiete teils Süßwasserquellen mit sehr hohen Schüttungsraten entstehen. Aufgrund der Rückhaltewirkung des Karstleiters und der verzweigten Höhlensysteme, schütten diese Quellen z.T. sogar ganzjährig auch während der Trockenperiode. Ist die Nutzbarmachung einer Karstquelle ökonomisch vertretbar, kann daher oft ein hohes Nutzungspotential dieser Wasserressource abgeleitet werden. Österreich, Slowenien oder Kroatien gewinnen z.B. ca. 50 % ihres Trinkwassers aus Karstleitern. Ebenso werden Städte wie Rom oder Wien, aber auch weite Gebiete Chinas und Südostasiens überwiegend mit Karstwasser versorgt (Hartmann u. a., 2014; Pfeffer, 2010).

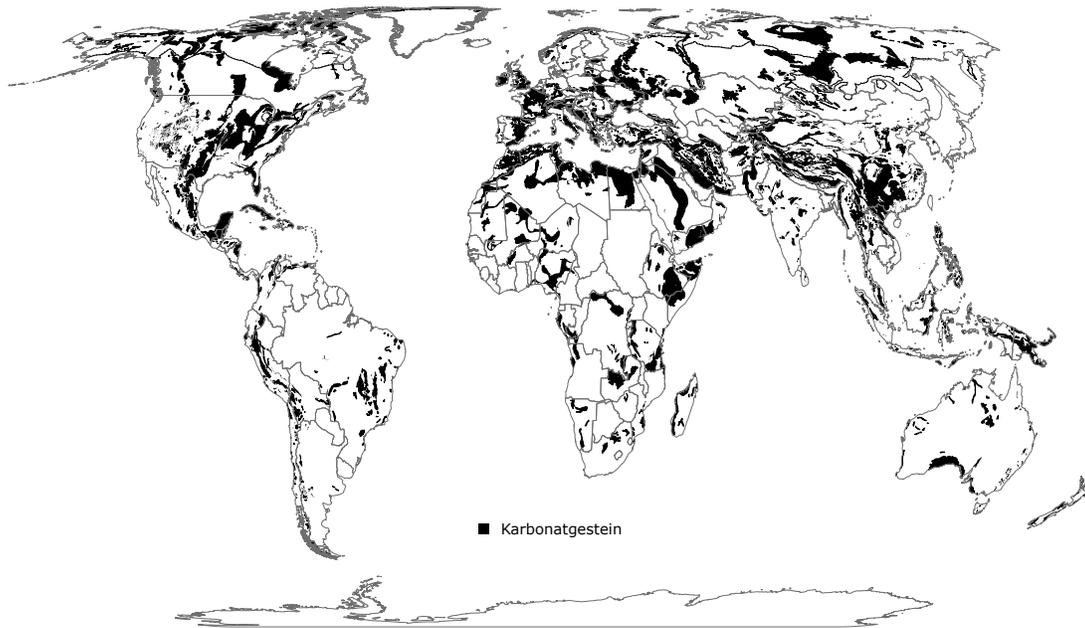


Abbildung 3.23: Globale Verteilung von Karbonatgestein resp. der Karstgebiete (Chen und Goldscheider, 2018)

3.8 Technologietransfer in Entwicklungs- und Schwellenländer

Wie aus Abschnitt 3.7 ersichtlich wird, ist die Wasserknappheit und die damit verbundene defizitäre Wasserversorgung der Bevölkerung, vorwiegend ein Problem in Entwicklungs- und Schwellenländern. In Industrienationen findet sich aufgrund der hohen ökonomischen und technischen Entwicklung in der Regel keine ökonomische Wasserknappheit. Sind also ausreichend Wasserressourcen vorhanden, so können diese auch adäquat an die Bevölkerung verteilt werden. Bei einer physischen Wasserknappheit stehen den Industrienationen ebenfalls hochentwickelte Technologien zur Erschließung und Verteilung neuer Wasserressourcen zur Verfügung. So kann z.B. in den ariden Wüstenregionen der Arabischen Halbinsel auf Meerwasserentsalzungsanlagen oder in den Karstregionen Mitteleuropas ohne ausreichende Grundwasserspeicher auf Fernwasserversorgungssysteme zurückgegriffen

werden. In den meisten Entwicklungs- und Schwellenländern können diese Technologien aufgrund der hohen finanziellen, technischen und organisatorischen Aufwendung allerdings nicht nachhaltig genutzt werden. Zudem finden sich oft soziokulturelle Unterschiede, die einen Technologietransfer von Industrienationen in Entwicklungs- und Schwellenländer erschweren. Um in diesen Ländern, Technologien nachhaltig zu implementieren, ist also eine gesamtheitliche Betrachtungsweise notwendig, wobei neben den naturräumlichen und technischen Randbedingungen insbesondere auch ökonomische, ökologische und soziokulturelle Aspekte berücksichtigt werden müssen. Dies hat zur Folge, dass einer erfolgreichen Technologieimplementierung in den meisten Fällen, eine spezifische Technologieanpassung an die vorherrschenden Gegebenheiten voranzugehen hat. Hierbei muss allerdings beachtet werden, dass sich der Technologietransfer nicht nur auf materielle Produkte wie z.B. Maschinen, Werkzeuge oder Infrastrukturen beschränkt, sondern auch immaterielle Aspekte wie z.B. technisches Wissen, Erfahrungen oder organisatorische Methoden mit berücksichtigt (Gresse, 2010).

Diesen Zusammenhang erkannte Schumacher (1973) bereits zu Beginn der 1970er Jahre, als die Entwicklungszusammenarbeit als Teil der Entwicklungspolitik noch in ihren Anfängen stand. Nach Schumacher (1973) weisen typische Entwicklungsländer meist eine zweigeteilte Wirtschaft auf. Hierbei wohnt ein kleiner Teil der Bevölkerung in industrialisierten Großstädten, wo die Lebens- und Arbeitsmuster denen der Industrienationen ähneln. Der Großteil der Bevölkerung lebt jedoch in nicht industrialisierten, ländlichen Gebieten oder Kleinstädten mit vergleichsweise stark unterentwickelten Strukturen. Um die aus dieser Ungleichheit entstehenden, gesellschaftlichen und politischen Spannungen abzubauen sowie die Landflucht der Bevölkerung, den Zuwachs der informellen Siedlungen in den Großstädten und damit die Armut im Allgemeinen zu verringern, ist insbesondere ein Technologietransfer in die ländlichen Bereiche der Entwicklungs- und Schwellenländer notwendig.

Die zu transferierenden Technologien selbst, bezogen auf den Bereich der Wasserversorgung also z.B. Anlagen der Wasserförderung, Wasserverteilung oder Wasseraufbereitung sowie die Anwendung deren Planungs- und Betriebskonzepte, müssen dabei allerdings in die Umwelt passen, in der sie auch anzuwenden sind. Eine hochentwickelte komplexe Technologie, die nur von Spezialisten geplant, umgesetzt und betrieben werden kann, würde in einer unterentwickelten Region immer ein Fremdkörper bleiben, der sich durch einen normalen Wachstumsprozess nicht weiter ausbreiten kann. Somit ließe sich kein erfolgreicher Demonstrationseffekt aufzeigen, der eine Multiplikation der Technologie auf andere Regionen ermöglicht. Zielführender ist daher, wie oben beschrieben, die Technologie entsprechend der naturräumlichen, technischen, ökonomischen, ökologischen und soziokulturellen Randbedingungen anzupassen. Dies bedeutet im Konkreten meist eine Vereinfachung der Technologie. Hierdurch nimmt die Effizienz der Technologie zwar in der Regel ab, die Umsetzung, der Betrieb und die Instandsetzung werden jedoch einfacher und kostengünstiger. Weiter wird der Bevölkerung durch die Vereinfachung ein fachlicher Technologiezugang ermöglicht, sodass Umsetzung, Betrieb und Instandsetzung erlernt und mit den vorhandenen Materialien und Werkzeugen eigenständig angewandt werden können. Durch die Entstehung neuer Tätigkeiten und Produkte, kann sich die erfolgreiche Implementierung einer angepassten Technologie zudem positiv auf die gesamte Wertschöpfungskette auswirken und so eine wirtschaftliche und gesellschaftliche Entwicklung über die eigentliche Implementierungsmaßnahme hinaus mit sich bringen (Schumacher, 1973).

Der Wissenstransfer, der mit dem Technologietransfer einhergeht, darf hierbei jedoch nicht als unidirektionaler Prozess betrachtet werden. Um einen an die vorherrschenden Gegebenheiten angepassten Transfer zu ermöglichen und Vorbereitung, Ablauf und Nachbereitung des Transfers entsprechend planen zu können, ist immer ein bidirektionaler Prozess zwischen den Transferbeteiligten notwendig. Bei einem Wissenstransfer von hochentwickelten Regionen zu stark unterentwickelten Regionen, ist zudem eine Berücksichtigung der Mehrdeutigkeit resp. der unterschiedlichen Interpretationsmöglichkeit von Wissen erforderlich. Insbesondere bei sehr unterschiedlichen sozialen und kulturellen Strukturen sowie bei verschiedenen Wertesystemen der Transferbeteiligten, kann ein technisch-objektives Wissen andernfalls sehr unterschiedlich interpretiert und entgegen dem eigentlichen Zwecke angewandt werden (Gresse, 2010; Gerybadze, 2003).

Ein aussagekräftiges Beispiel für die Anpassung von Planung, Bau und Betrieb von Wasserversorgungssystemen für kleinere Siedlungen in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern kann stellvertretend Jordan (1984) entnommen werden. Hier werden, in Form eines praxisnahen Handbuchs, eine Vielzahl an stark vereinfachten aber zielführenden Methoden für die Umsetzung einer funktionierenden Wasserversorgung detailliert erläutert und an einfachen Beispielen aufgezeigt.

Kapitel 4

Wasserverteilungssysteme

4.1 Kapitelübersicht

Die technische Konzeption eines herkömmlichen Wasserverteilungssystems basiert grundsätzlich auf einer kontinuierlichen Deckung des Wasserbedarfs, wobei das Leitungsnetz stets gefüllt und unter ausreichendem Druck zu halten ist. Können diese Anforderungen, z.B. durch ein limitiertes oder schwankendes Wasserdargebot nicht erfüllt werden, folgt zwangsläufig ein Versagen des grundlegenden Versorgungsprinzips, wobei sich die allgemeine Versorgungssituation in der Regel erheblich verschlechtert. Um in diesem Fall dennoch eine adäquate Wasserverteilung zu ermöglichen, bedarf es also einer Anpassung der technischen Konzeption sowie einiger Planungsprinzipien. Da einige Bestandteile des herkömmlichen Systemkonzepts jedoch auch bei der angepassten Wasserverteilung Verwendung finden, wird in Abschnitt 4.2 zunächst der grundlegende Aufbau und die technische Konzeption eines herkömmlichen Wasserverteilungssystems beschrieben. Anschließend werden in den Abschnitten 4.3, 4.4 und 4.5 die jeweiligen Aufgaben sowie die grundsätzlichen Ausführungs- und Betriebskonzepte der einzelnen Anlagenkomponenten eines Wasserverteilungssystems erläutert. In Abschnitt 4.6 wird dann die hydraulische Bemessung eines Wasserverteilungssystems, auf Basis der in Deutschland gültigen anerkannten Regeln der Technik dargestellt.

Wird ein herkömmliches Wasserverteilungssystem, wie oben beschrieben, entgegen der technischen Konzeption betrieben, so ergeben sich zwangsläufig eine Vielzahl negativer Auswirkungen. Die aufgrund unzureichender Wasserressourcen oder planerischer und betrieblicher Mängel nur phasenweise Deckung des Wasserbedarfs, wird hierbei als intermittierende Wasserversorgung bezeichnet. Die Ursachen und Auswirkungen einer solchen intermittierenden Wasserversorgung auf die Systemhydraulik, die Systeminfrastruktur und die Versorgung der Bevölkerung sowie deren kausaler Zusammenhang sind daher detailliert in Abschnitt 4.7 beschrieben.

4.2 Anlagenteile und technische Konzeption

4.2.1 Anlagenteile der Wasserversorgung und -verteilung

Ein Wasserversorgungssystem lässt sich in die Anlagenteile Wassergewinnung, Wasseraufbereitung, Wasserförderung, Wasserspeicherung und Wasserverteilung untergliedern. Abbildung 4.1 stellt schematisch ein Wasserversorgungssystem mit den o.g. Anlagenteilen dar. Das Wasserversorgungssystem beinhaltet alle Anlagenteile von der Wassergewinnung bis hin zur Übergabe an den Verbraucher. Das Wasserverteilungssystem ist definiert, als der Teil des Wasserversorgungssystems, der mit Leitungen, Speichern, Förderanlagen und sonstigen Einrichtungen dem Zweck der Verteilung von Wasser dient. Das Wasserverteilungssystem beginnt somit nach der Wasseraufbereitung und erstreckt sich bis zum Hausanschluss der Verbraucher (DIN EN 805, 2000).

Um ein Wasserversorgungssystem betreiben zu können, muss zunächst eine Wasserressource vorhanden sein. Typische in Deutschland genutzte Wasserressourcen sind Grundwasser, Oberflächenwasser aus z.B. Trinkwassertalsperren, Seen und Flüssen sowie Quellwasser. Niederschlagswasser oder Meerwasser spielen in der hiesigen Wasserversorgung keine Rolle. Die Aufgabe der Wassergewinnung ist die Nutzbarmachung einer oder mehrerer Wasserressourcen durch z.B. Quelfassungen oder Grundwasserfassungen, wie Schacht- oder Bohrbrunnen und die Förderung des gewonnen Rohwassers zur Wasseraufbereitung.

Bei der Wasseraufbereitung wird die Wasserqualität des Rohwassers entsprechend den Anforderungen der Trinkwasserverordnung (TrinkwV) verbessert. Je nach Wasserressource kann sich der Aufwand der Aufbereitung stark unterscheiden. In der Regel hat Grundwasser wegen der natürlichen Filterwirkung des Bodens eine vergleichsweise hohe Qualität, während Oberflächenwasser stärkere Verschmutzungen und Verunreinigungen aufweisen kann. Die angewandten Verfahren zur Wasseraufbereitung lassen sich in physikalische Verfahren wie z.B. Siebung, Filtration und Sedimentation, chemische Verfahren wie z.B. Oxidation und Desinfektion sowie biologische Verfahren wie z.B. Denitrifikation einteilen (Fritsch u. a., 2014; Karger und Hoffmann, 2012).

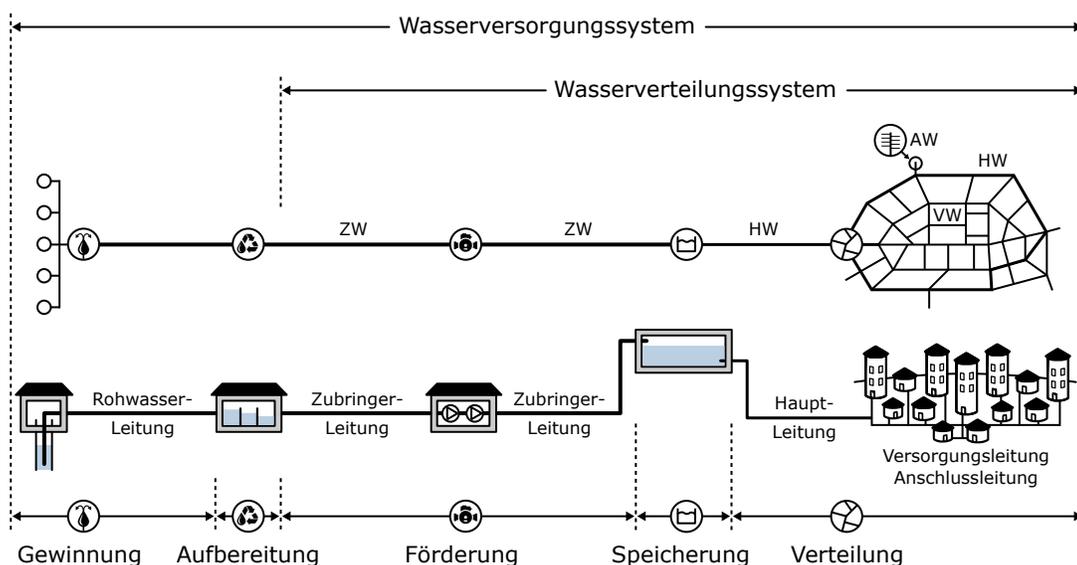


Abbildung 4.1: Anlagenteile eines Wasserversorgungssystems

Die Wasserförderung hat die Aufgabe einen ausreichenden Druck und Durchfluss innerhalb des Wasserverteilungssystems sicherzustellen. Üblicherweise befindet sich nach der Wasseraufbereitung ein Hauptpumpwerk, das je nach Systemkonzept, Wasser zur Drucksicherung in einen Hochbehälter oder direkt ins Verteilungsnetz einspeist. Abhängig von hydraulischen und topografischen Randbedingungen, können sich innerhalb des Verteilungssystem weitere Förderanlagen wie z.B. Zwischenpumpwerke oder Druckerhöhungsanlagen befinden (DIN EN 805, 2000). Bei günstiger Lage einer Wasserressource werden Wassergewinnung, -aufbereitung und -förderung meist an einem Standpunkt betrieben.

Die Wasserspeicherung sorgt in erster Linie für Betriebsreserven und ist wichtiger Bestandteil der Versorgungssicherheit. Weiter entkoppelt sie die Gewinnung und Aufbereitung von der Verteilung des Wassers an die Verbraucher. So können Gewinnung und Aufbereitung auf einen ganztägigen, kontinuierlichen Betrieb ausgelegt werden, während nur das Verteilungsnetz und ggf. die Förderanlagen auf Verbrauchsspitzen ausgelegt werden müssen. Die Speicherung kann dabei in Hochbehältern oder Tiefbehältern stattfinden. Hochbehälter haben den Vorteil, dass auch die Förderanlagen auf einen kontinuierlichen Betrieb bemessen werden können, da das Verteilungssystem gravitär unter Druck steht. Weiter ergibt sich hierdurch eine Stabilisierung des Versorgungsdrucks. Bei Tiefbehältern wird das Wasser über die Förderanlagen direkt in das Verteilungssystem eingespeist, sodass die Förderanlagen ebenfalls auf Verbrauchsspitzen ausgelegt werden müssen (Karger und Hoffmann, 2012).

Die Hauptbestandteile eines Wasserverteilungssystems sind Rohrleitungen, die wie in Abbildung 4.1 dargestellt, je nach ihrer Funktion in unterschiedliche Hauptgruppen unterteilt werden. Zubringerleitungen (ZW) bilden das Transportsystem. Sie transportieren Wasser von der Aufbereitung zu den Speichern bzw. direkt zum Versorgungssystem. Zubringerleitungen, die Wasser über große Entfernungen transportieren, werden auch als Fernleitungen bezeichnet. Das Versorgungssystem selbst besteht aus Hauptleitungen (HW), Versorgungsleitungen (VW) und Anschlussleitungen (AW). Hauptleitungen verteilen das Wasser innerhalb des Versorgungsnetzes und haben keine Verbindung zu Anschlussleitungen resp. zum Verbraucher. Versorgungsleitungen verbinden wiederum die Anschlussleitungen mit den Hauptleitungen (DVGW W 400-1, 2015; Fritsch u. a., 2014)

4.2.2 Technische Konzeption der Wasserverteilung

Die grundlegende Aufgabe der Wasserverteilung ist die Bereitstellung von Trinkwasser in ausreichender Qualität und Quantität an jeder Abnahmestelle des Wasserverteilungssystems. Das System muss demnach zu jeder Zeit und an jeder Abnahmestelle, Wasser in ausreichender Menge und mit ausreichendem Druck zur Verfügung stellen. Weiter darf die in der Wasseraufbereitung erlangte Wasserqualität nicht negativ beeinträchtigt werden (DIN 2000, 2017).

Gemäß der technischen Konzeption ist das Verteilungssystem stets mit Wasser gefüllt und somit unter Druck zu halten. Die Verbraucher werden folglich kontinuierlich mit Wasser versorgt. Hierfür muss der Wasserbedarf im Versorgungsgebiet prognostiziert und die erforderliche Wassermenge bereitgestellt werden. Dies setzt ein adäquates und somit prognostizierbares Nutzerverhalten voraus. Da jeder Nutzer über das Verteilungssystem mit der zentralen Wasserspeicherung verbunden ist, würde einer inadäquat hohen Wasserentnahme der Nutzer, ein Kollaps des Versorgungskonzeptes folgen. Behälter und Lei-

tungssystem würden sich entleeren und die Versorgung damit zusammenbrechen.

Das Rohrleitungsnetz ist so zu bemessen, dass unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit, bestimmte Grenzen für den Leitungsdruck und die Fließgeschwindigkeit nicht unter bzw. überschritten werden. Ein zu geringer Leitungsdruck beeinträchtigt die Wasserentnahme, insbesondere in mehrstöckigen Gebäuden, und kann u.U. sogar eine Kontamination des Leitungssystems durch den Eintrag von Fremd- und Schmutzpartikeln ermöglichen. Ein zu hoher Leitungsdruck wirkt sich negativ auf die Materialfestigkeit und den Lebenszyklus der Verteilinfrastrukturen aus. Aus einer zu geringen Fließgeschwindigkeit resultiert eine zu lange Verweilzeit des Wassers im Rohrnetz, wodurch die Wasserqualität beeinträchtigt wird. Eine zu hohe Fließgeschwindigkeit sorgt für einen zu hohen Energieverlust der Strömung und damit zu einem Druckverlust resp. zu einem zu geringen Leitungsdruck (DIN 2000, 2017).

Werden Wasserverteilungssysteme nicht entsprechend ihrer technischen Konzeption betrieben, können die Anforderungen an Qualität und Quantität der Wasserversorgung in der Regel nicht erfüllt werden. Ein Betrieb entgegen der technischen Konzeption wird oft in Entwicklungsländern praktiziert, wo meist ein Mangel an Fachwissen und qualifizierten Fachkräften herrscht. Wird der Wasserbedarf durch Fehlplanung z.B. nicht dauerhaft gedeckt, versuchen die Nutzer ihren individuellen Bedarf durch eine private Zwischenspeicherung des Wassers zu gewährleisten. Die veränderte Hydraulik und insbesondere die Entleerungs- und Befüllungsprozesse, führen dann zu einem kontinuierlichen Verfall der Verteilinfrastrukturen. Die Folge sind eine Verschlechterung der Wasserversorgung im Allgemeinen sowie letztlich das Eintreten von ökonomischer Wasserknappheit. Das Rückführen zu einer kontinuierlichen Versorgung ist aufgrund des oft sehr maroden Systemzustands nicht ohne erhebliche technische und finanzielle Aufwendungen möglich (Klingel, 2013).

4.3 Wasserförderung

4.3.1 Aufgabe und Systemkomponenten

Die Aufgabe der Wasserförderung ist der Transport des Wassers von der Gewinnung über die Aufbereitung und Speicherung bis hin zu den Abnahmestellen im Verteilungssystem. Hierfür müssen Wasserförderanlagen dem Wasser genügend Energie zuführen, um die Verlusthöhen in allen Anlagenteilen des Wasserversorgungssystems zu überwinden. Weiter muss das Wasser entsprechend der technischen Konzeption, an jeder Stelle im Verteilungssystem mit ausreichend Druck und in ausreichender Menge zur Verfügung stehen. Die Energiezuführung wird durch den Einsatz von Antriebsaggregaten und Pumpen umgesetzt. Die durch das Antriebsaggregat bereitgestellte mechanische Energie wird durch die Pumpe zu Druck- und Geschwindigkeitsenergie umgewandelt. Diese Energiezuführung resultiert dann in einer Fließbewegung des Wassers (DVGW W 610, 2010).

Kreiselpumpen sind die am häufigsten verwendeten Pumpen in der Trinkwasserversorgung. Hauptbestandteil ist ein auf einer Welle sitzendes mit Schaufeln besetztes Laufrad. Die der Pumpe zugeführte mechanische Energie bzw. das daraus resultierende Drehmoment, sorgt für eine Rotation des Laufrads. Das Wasser strömt dem Laufrad axial zu und erfährt durch die Rotationsbewegung resp. die Fliehkraft eine Beschleunigung von innen

nach außen. Durch die Umlenkung des Wassers und die Querschnittsänderung am Pumpengehäuse, entsteht eine Druckerhöhung. Da die erzielbare Förderhöhe eines Laufrads beschränkt ist, kann die Förderhöhe durch mehrere hintereinander angeordnete Laufräder vergrößert werden. Abhängig von der Drehzahl der Pumpe ergibt sich die Förderhöhe und der Förderstrom. Durch ihre einfache Bau- und Betriebsweise sind Kreiselpumpen sehr robust und weisen hohe Lebenszyklen auf. Alle Komponenten einer Förderanlage sind üblicherweise in einem Gebäude untergebracht. Neben dem Antriebsaggregat und der Pumpe besteht eine Förderanlage aus Rohrleitungen für die Systemanschlüsse, Armaturen zur Regelung und Wartung der Anlage, Frequenzumrichter zur Anpassung der Drehzahl sowie elektrischen Systemen zur Messung, Steuerung und Regelung der Förderanlage (Karger und Hoffmann, 2012).

Aus wirtschaftlicher Sicht sollen Förderanlagen unter Berücksichtigung der Versorgungs- und Betriebssicherheit, ein Minimum an Gesamtkosten erfordern. Da die Wasserförderung den größten Anteil an den laufenden Energiekosten der Wasserversorgung trägt, ist insbesondere die Abhängigkeit von einmaligen Investitions- und kontinuierlichen Betriebskosten zu untersuchen. Die Anlagen sollen so bemessen werden, dass sich ein Betriebsoptimum für die am häufigsten zu liefernde Wassermenge ergibt. Bemessungsgrundlage ist hier der in 30 Jahren zu erwartende Wasserbedarf (DVGW W 610, 2010).

4.3.2 Förderkonzepte

Nach DVGW W 610 (2010) werden drei verschiedene Konzepte zur Wasserförderung in das Verteilungssystem unterschieden. Eine schematische Darstellung dieser Konzepte findet sich in Abbildung 4.2.

Bei der Wasserförderung mit Hochbehälter sind Fördersystem und Verteilungssystem hydraulisch getrennt. Die Förderanlage transportiert das Wasser zum Hochbehälter, die Speisung in das Verteilungssystem findet hingegen gravitär statt. Dieses Förderkonzept hat den Vorteil, dass die Förderanlage auf einen ganztägigen Betrieb mit gleichbleibendem Förderstrom und konstanter Förderhöhe ausgelegt werden kann. Über den Tag auftretende Bedarfsschwankungen können durch die Wasserspeicherung im Hochbehälter ausgeglichen werden. Da die Förderanlage keine Bedarfsspitzen abdecken muss, ergeben sich kleinere Rohrdurchmesser für das Zubringersystem, eine gleichmäßigere Belastung der Wassergewinnung und Wasseraufbereitung sowie geringere Energiekosten für den Pumpenbetrieb. Weiter ergibt sich durch den Hochbehälter eine höhere Versorgungssicherheit, da die gespeicherte Wassermenge die Einspeisung in das Verteilungssystem auch bei kurzzeitigem Ausfall der Förderanlage aufrechterhält. Der Bau von Hochbehältern kann u.U. allerdings zu hohen Investitionskosten führen (DVGW W 610, 2010).

Bei der Wasserförderung ohne Behälter speist die Förderanlage direkt in das Verteilungssystem. Die Förderung muss daher immer dem jeweiligen Wasserverbrauch entsprechen, sodass eine Auslegung der Förderanlage auf die Bedarfsspitzen erfolgen muss. Da die Pumpen, abhängig vom anstehenden Wasserbedarf, ein weites Spektrum an Förderenergie bereitstellen müssen, kommen meist mehrere Pumpen in einem gestaffelten Betrieb zum Einsatz. Zudem werden frequenzgesteuerte Pumpen mit möglicher Anpassung der Drehzahl verwendet. Um einen langen Lebenszyklus der Pumpen zu gewährleisten, sollte die Schalthäufigkeit der Pumpen nicht zu groß sein. Da keine Hochbehälter vorhanden sind, ergeben sich geringere Investitionskosten. Durch die ständige Variation der Förder-

menge ergeben sich jedoch höhere Betriebskosten. Zudem bietet dieses Förderkonzept nur eine geringe Versorgungssicherheit, da bei einem Ausfall der Pumpen auch gleichzeitig die Netzeinspeisung zum Erliegen kommt (DVGW W 610, 2010).

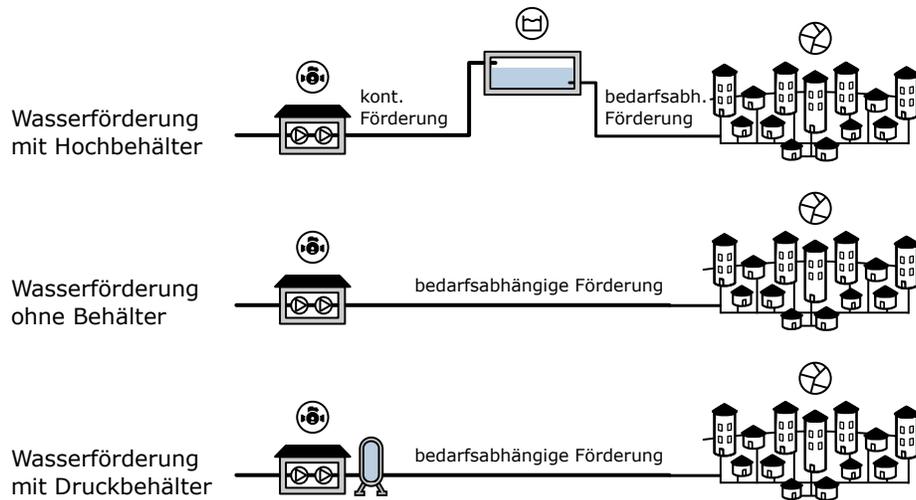


Abbildung 4.2: Verschiedene Konzepte der Wasserförderung

Bei der Wasserförderung mit Druckbehälter speist die Förderanlage ebenfalls direkt in das Verteilungssystem. Das Wasser wird jedoch zuvor in einen Druckbehälter gefördert, der ein gewisses Volumen unter Druck vorhalten kann. Hierdurch können kurzzeitige Bedarfsschwankungen aus dem Druckbehälter ausgeglichen werden und es ergibt sich eine geringere Schalthäufigkeit der Pumpen. Die Förderanlage muss jedoch ebenfalls auf die Bedarfsspitzen ausgelegt werden (DVGW W 610, 2010).

4.4 Wasserspeicherung

4.4.1 Aufgabe und Speichertypen

Die primäre Aufgabe der Wasserspeicherung ist die Zwischenspeicherung der für die Wasserversorgung in einem Versorgungsgebiet notwendigen Wassermenge. Durch die Zwischenspeicherung wird der Wasserzufluss in den Behälter von der Wasserentnahme entkoppelt, was, wie in Abschnitt 4.3.2 beschrieben, Vorteile für die Auslegung des Zubringersystems, der Wassergewinnung, der Wasseraufbereitung sowie ggf. der Förderanlagen zur Folge hat. Durch die Vorhaltung einer bestimmten Wassermenge können zudem Bedarfsspitzen abgedeckt und Verbrauchsschwankungen ausgeglichen werden. Weiter kann bei kurzzeitigem Ausfall der Wassergewinnung oder Wasseraufbereitung eine Versorgungssicherheit gewährleistet werden. Je nach Lage der Wasserspeicher, ergeben sich zusätzlich eine Versorgungssicherheit bei Ausfall der Wasserförderung sowie eine energetisch günstige Aufrechterhaltung des erforderlichen Versorgungsdrucks. Wasserspeicher können ebenfalls zur Einteilung des Verteilungssystems in verschiedene Druckzonen oder zum Mischen von Wasser unterschiedlicher Herkunft genutzt werden. Grundsätzlich besitzt jeder Wasserspeicher einen Zulauf, eine Entnahme und ein bestimmtes Speichervolumen. Je nach

Zulauf- und Entnahmesituation schwankt der Wasserspiegel im Behälter. Das fluktuierende Volumen zwischen maximal und minimal zulässigem Wasserspiegel wird als Nutzvolumen bezeichnet. Es werden die drei Speichertypen Hochbehälter, Wasserturm und Tiefbehälter unterschieden (DVGW W 300-1, 2014; Karger und Hoffmann, 2012).

Hochbehälter sind Wasserspeicher, die geodätisch über dem Versorgungsgebiet liegen und das Verteilungssystem unter Einhaltung des maximalen und minimalen Versorgungsdrucks gravitär mit Wasser versorgen. Sie werden in der Regel auf einem natürlichen Geländehochpunkt errichtet. Bei Hochbehältern entspricht der Wasserspiegel im Behälter der verfügbaren Gesamtenergie der Wasserverteilung resp. dem Ruhedruck des Systems. Durch die auf wenige Meter beschränkte Schwankung des Wasserspiegels, ergibt sich ein relativ konstanter Versorgungsdruck. Weitere Vorteile sind die hohe Versorgungssicherheit, die wirtschaftliche Auslegung und Auslastung der Förderanlagen sowie die mögliche Erweiterung der Speicherkapazität. Insgesamt ist der Hochbehälter die wirtschaftlichste Form der Wasserspeicherung (DVGW W 400-1, 2015; DVGW W 300-1, 2014).

Ein Wasserturm entspricht aus hydraulischer Sicht einem Hochbehälter und weist daher auch dessen betriebliche Vorteile auf. Die Speisung des Verteilungssystems findet hier ebenfalls gravitär statt. Das Wasservolumen wird allerdings nicht auf Geländehöhe gespeichert, sondern durch ein Bauwerk auf die erforderliche Höhe angehoben. Aufgrund der höheren Investitions- und Wartungskosten kommen Wassertürme nur zum Einsatz, wenn keine geeignete natürliche Geländeerhöhung in der Nähe des Versorgungsgebiets zur Verfügung steht (DVGW W 300-1, 2014).

Tiefbehälter sind auf einer geodätischen Höhe angeordnet, die nicht ausreicht um das Verteilungssystem gravitär mit Wasser zu versorgen. Die Förderenergie muss daher über eine Förderanlage direkt in das Verteilungssystem eingeleitet werden. Gegenüber Hochbehältern ergeben sich daher Nachteile hinsichtlich der Versorgungssicherheit und der Wirtschaftlichkeit von Förderanlagen (Karger und Hoffmann, 2012).

4.4.2 Speicherkonzepte

Generell sollten Wasserspeicher möglichst nahe am Versorgungsschwerpunkt des Versorgungsgebiets errichtet werden, da so die Druckverluste resp. die Unterschiede zwischen Versorgungsdruck und Ruhedruck im Verteilungssystem gering gehalten werden können. Bei geringen Druckverlusten, ergibt sich ein geringerer erforderlicher Ruhedruck bzw. ein niedrigerer Standort des Wasserspeichers, bei Verwendung als Hochbehälter. Je nach Anordnung und Lage der Wasserspeicher, ergeben sich unterschiedliche Speicherkonzepte mit spezifischen Vor- und Nachteilen.

Tiefbehälter befinden sich vor der Wasserförderung, sodass sich hier das in Abbildung 4.3 dargestellte Speicherkonzept ergibt. Der Tiefbehälter dient der Vorhaltung von Wasser zum Ausgleich von Verbrauchsschwankungen im Verteilungssystem. Wassergewinnung und Wasseraufbereitung können daher auf einen kontinuierlichen Betrieb ausgelegt werden. Bedarfsspitzen müssen allerdings durch die Förderanlage abgedeckt werden. Wie in Abschnitt 4.3.2 beschrieben, können kurzzeitige Bedarfsspitzen durch eine optionale Verwendung von Druckbehältern gemindert werden, wodurch sich eine geringere Schalthäufigkeit und ein kontinuierlicher Betrieb der Pumpen ergibt.

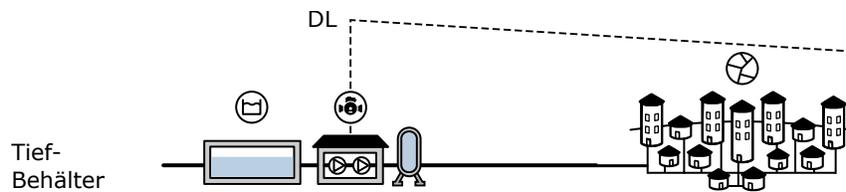


Abbildung 4.3: Konzept der Wasserspeicherung mit Tiefbehälter

Unterschiedliche Speicherkonzepte mit signifikanter Auswirkung auf die Hydraulik und den Versorgungsdruck im Verteilungssystem, ergeben sich insbesondere bei der Nutzung von Hochbehältern und Wassertürmen. Die drei gängigsten Speicherkonzepte für Hochbehälter und Wassertürme sind Durchlaufbehälter, Gegendruckbehälter und Zentralbehälter. Die Anordnung dieser Behälter sowie die sich daraus ergebenden Druckverhältnisse sind in Abbildung 4.4 dargestellt.

Durchlaufbehälter sind zwischen der Wasserförderung und dem Verteilungssystem angeordnet und sorgen so für eine hydraulische Trennung beider Systemkomponenten. Der Versorgungsdruck ist daher unabhängig von der Wasserförderung, sodass diese auf eine konstante Förderhöhe und eine über den Tag gleichbleibende Fördermenge ausgelegt werden kann. Weiter ergibt sich durch die Anordnung eine eindeutige Fließrichtung und eine sehr gute Wassererneuerung im Behälter. Wird nur ein einzelner Durchlaufbehälter genutzt, ist die Versorgungssicherheit bei Ausfall der Wasserspeicherung oder der Hauptleitung ins Versorgungsgebiet jedoch gefährdet (DVGW W 300-1, 2014).

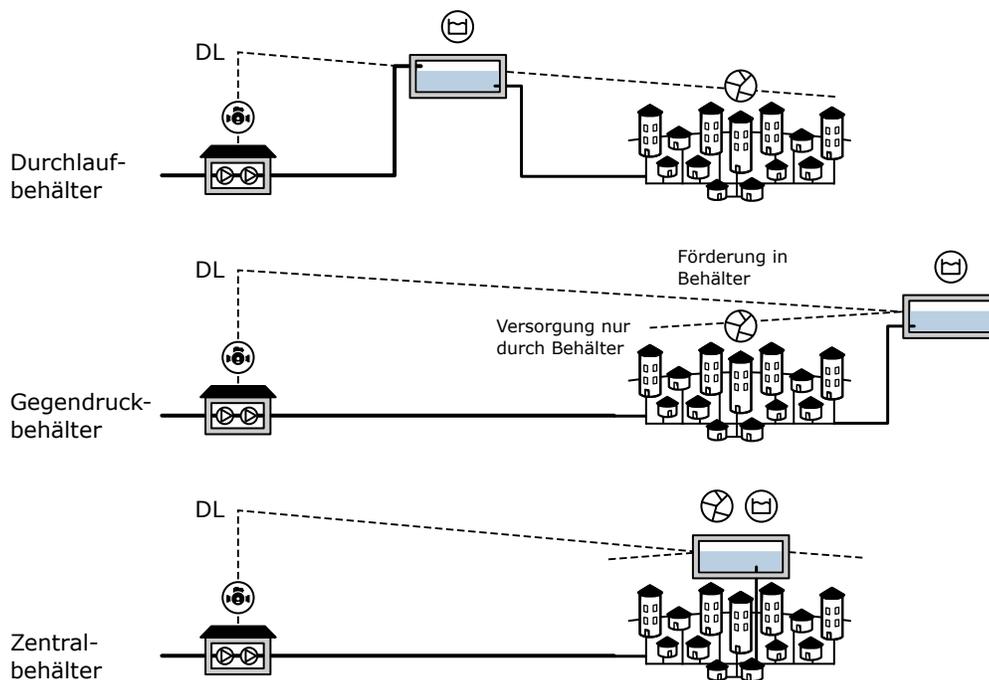


Abbildung 4.4: Verschiedene Konzepte der Wasserspeicherung mit Hochbehälter

Bei Gegendruckbehältern liegt das Versorgungsgebiet zwischen der Wasserförderung und der Wasserspeicherung. Der Behälter wird also durch das Verteilungssystem mit Wasser gefüllt. Bei geringem Wasserbedarf findet demnach eine Versorgung durch die Förderanlage und eine Befüllung des Behälters statt. Bei hohem Wasserbedarf ergibt sich eine

Versorgung durch die Förderanlage und den Behälter selbst. Durch die Versorgung von zwei sich gegenüberliegenden Standorten ergeben sich geringere Druckverluste und eine höhere Versorgungssicherheit. Zudem kann eine relativ konstante Wasserförderung stattfinden, da der Gegenbehälter ebenfalls Bedarfsspitzen abdeckt. Je nach Wasserbedarf und Betriebsfall, finden jedoch auch Fließrichtungswechsel und Druckschwankungen im Verteilungssystem statt. Zudem ergibt sich eine schlechtere Wassererneuerung im Behälter (DVGW W 300-1, 2014).

Zentralbehälter sind innerhalb des Versorgungsgebiets angeordnete Hochbehälter, die je nach Lage die Vor- und Nachteile von Durchlauf- oder Gegendruckbehältern aufweisen. Durch die enge Einbindung in das Verteilungssystem und die Nähe zum Versorgungsschwerpunkt, ergeben sich besonders geringe Druckverluste. Oftmals sind die topografischen Randbedingungen innerhalb des Versorgungsgebiets für die Verwendung eines Zentralbehälters jedoch nicht gegeben (DVGW W 300-1, 2014).

4.4.3 Speicherbemessung

Die Bemessung des erforderlichen Speichervolumens ergibt sich aus der Betriebsweise der Wasserförderung, der Größe des Versorgungsgebiets und der charakteristischen Ausprägung des Wasserbedarfs. Ist der Zufluss in den Behälter größer als die Wasserentnahme, entsteht ein Anstieg des Wasserspiegels. Im umgekehrten Fall ergibt sich ein Absinken des Wasserspiegels. Die Wasserspiegellage ist also, abhängig von Zufluss und Entnahme, einer ständigen Fluktuation unterworfen. Während der Zufluss in den Behälter aus energetischen Gründen meist konstant stattfindet, schwankt die Entnahme entsprechend den Bedarfsfluktuationen, wie in Abbildung 3.16 und 3.17 dargestellt. Das Speichervolumen und die Behälterabmessungen müssen also so gewählt werden, dass die zulässigen Wasserspiegellagen nicht über- bzw. unterschritten werden. Das erforderliche fluktuierende Wasservolumen wird dabei auf Grundlage des höchsten Tagesbedarfs Q_{dmax} im Jahr bemessen. Dem fluktuierenden Speichervolumen ist weiter eine Betriebsreserve und, je nach Größe des Versorgungsgebiets, eine Löschwasserreserve hinzuzufügen (Karger und Hoffmann, 2012). Diese Reserven sollen im Weiteren jedoch nicht thematisiert werden.

Für die Bemessung des Speichervolumens werden kleine, mittelgroße und große Wasserversorgungssysteme unterschieden. Kleine Wasserversorgungssysteme haben einen höchsten Tagesbedarf von bis zu 2.000 m³/d. Hier sollte das Speichervolumen dem höchsten Tagesbedarf entsprechen. Mittelgroße Anlagen haben einen höchsten Tagesbedarf von bis zu 4.000 m³/d. Hier sollte das Speichervolumen ebenfalls dem höchsten Tagesbedarf entsprechen. Abhängig von der Auslegung des Gesamtsystems ist jedoch eine geringfügige Abminderung des Volumens zulässig. Große Anlagen haben einen höchsten Tagesbedarf von über 4.000 m³/d. Je nach Auslegung der Wasserförderung, kann das Speichervolumen hier 30 % bis 80 % des höchsten Tagesbedarfs entsprechen. Da zu große Behälter unwirtschaftlich sind und eine zu geringe Wassererneuerungsrate aufweisen, wird bei großen Anlagen das fluktuierende Speichervolumen im Detail bestimmt. Tabelle 4.1 fasst die Richtwerte zur Speicherbemessung nach Karger und Hoffmann (2012) zusammen.

Das fluktuierende Speichervolumen kann über die Differenz des Zulaufs und der Entnahme bestimmt werden. Hierbei werden Zulauf und Entnahme je betrachtetem Zeitschritt als prozentualer Anteil des maximalen Tagesbedarfs ermittelt. Pro Zeitschritt ergibt sich so eine Volumenzunahme oder -abnahme resp. ein dem Zeitschritt zugehöriges Speicher-

volumen. Die Differenz zwischen maximalem und minimalem Speichervolumen entspricht dann dem fluktuierendem Volumen bzw. dem erforderlichen Speichervolumen. Findet die Wasserförderung z.B. nur tagsüber bei hohem Wasserbedarf statt, ergibt sich ein recht geringes fluktuierendes Volumen, da sich Zufluss und Entnahme größtenteils ausgleichen. Findet die Wasserförderung nur nachts bei geringem Wasserbedarf statt, ergibt sich hingegen ein großes fluktuierendes Volumen, da das gesamte Wasser für den täglichen Verbrauch zwischengespeichert werden muss. Abhängig von der Charakteristik des Wasserbedarfs, kann demnach eine optimale Wasserförderung bestimmt werden. Das fluktuierende Volumen kann rechnerisch über die Bestimmung von Zulauf und Entnahme pro Zeitschritt oder grafisch über die Differenz der Summenlinien für Zulauf und Entnahme bestimmt werden (Fritsch u. a., 2014).

Tabelle 4.1: Richtwerte zur Bestimmung des Speichervolumens von Wasserbehältern

Systemgröße	klein	mittelgroß	groß
Q_{dmax}	$< 2.000 \text{ m}^3/\text{d}$	$2.000 - 4.000 \text{ m}^3/\text{d}$	$> 4.000 \text{ m}^3/\text{d}$
Speichervolumen	$1,0 \cdot Q_{dmax}$	$1,0 \cdot Q_{dmax}$	$0,3 - 0,8 \cdot Q_{dmax}$
Kommentar	-	Abminderung zulässig	i.d.R. Bestimmung des fluktuierenden Speichervolumens

4.5 Rohrleitungsnetze

4.5.1 Rohrleitungen, Formstücke und Armaturen

Rohrleitungen, Formstücke und Armaturen bilden das Rohrleitungsnetz. Aufgabe des Rohrleitungsnetzes ist der Transport von Wasser bei absoluter Dichtheit und Aufnahme von äußeren und inneren Lasten. Je nach Lagerungs- und Dehnungskonzept, muss das Rohrleitungsnetz zusätzlich eine Längskraftschlüssigkeit oder eine Dehnbarkeit aufweisen. Wie in Abschnitt 4.2.1 beschrieben, können die Rohrleitungen entsprechend ihrer Funktion in Zubringerleitungen (ZW), Hauptleitungen (HW), Versorgungsleitungen (VW) und Anschlussleitungen (AW) unterteilt werden. Die wesentlichen Merkmale von Rohrleitung sind der Durchmesser, der Werkstoff und die Druckfestigkeit. Beim Durchmesser werden Innendurchmesser (ID), Außendurchmesser (OD) und die Nennweite (DN) unterschieden. Der Innendurchmesser ist maßgebend für die Durchfluss- und Druckverhältnisse in der Rohrleitung. Die Wandstärke und der resultierende Außendurchmesser sorgen in Abhängigkeit der Werkstoffparameter für die Druckfestigkeit. Die Nennweite entspricht ungefähr dem Innen- oder Außendurchmesser in Millimetern und dient der Referenzierung verschiedener Rohrleitungen. Die gängigsten Werkstoffe für Rohrleitungen sind Metalle wie Grauguss (GG), Duktiguss (GGG) und Stahl (St) sowie Kunststoffe wie Polyvinylchlorid (PVC) und Polyethylen (PE). Die Wahl des Werkstoffes ergibt sich meist aufgrund umwelttechnischer, hydraulischer und ökonomischer Randbedingungen. Die normierte Druckfestigkeit einer Rohrleitung wird als Nenndruck (PN) bezeichnet und beschreibt den maximal zulässigen Druck in bar bei einer Fluidtemperatur von $20 \text{ }^\circ\text{C}$. Höhere Nenndrücke werden durch eine Erhöhung der Wandstärke resp. des Außendurchmessers gegenüber dem Innendurchmesser erlangt (DVGW W 400-1, 2015; Fritsch u. a.,

2014).

Richtungsänderungen, Abzweigungen und Durchmesserwechsel können durch den Einsatz von Formstücken umgesetzt werden. Formstücke werden unter genormten Bedingungen vertrieben und sind analog zu Rohrleitungen in unterschiedlichen Durchmessern, Werkstoffen und Druckfestigkeiten erhältlich. Verbindungen zwischen Rohrleitungen oder Formstücken können über lösbare Systeme wie Flansch-, Muffen- oder Schraubverbindungen sowie über nicht lösbare Systeme wie Schweiß- oder Klebeverbindungen erlangt werden (Klingel, 2018; Fritsch u. a., 2014).

Armaturen sind Bauteile mit beweglichen Komponenten, die durch Öffnen und Schließen den Druck und Durchfluss im Rohrleitungsnetz beeinflussen. Es können Armaturen für den Betrieb und Armaturen für die Sicherheit des Rohrleitungsnetzes unterschieden werden. Betriebsarmaturen sind Armaturen zur Absperrung von Rohrleitungsabschnitten, zur Regelung von Druck, Durchfluss und Wasserspiegellagen oder zur Entleerung von Rohrleitungen. Hier kommen u.a. Absperrschieber, Absperrklappen oder Drosselventile zum Einsatz. Sicherheitsarmaturen sind Armaturen zur Verhinderung des Durchflusses in eine bestimmte Richtung, zur Be- und Entlüftung von Rohrleitungen oder zur Vermeidung eines zu hohen Drucks im Rohrleitungsnetz. Hier kommen u.a. Rückschlagventile, Be- und Entlüftungsventile oder Überdruckventile zum Einsatz (Fritsch u. a., 2014).

4.5.2 Netzformen

Rohrleitungsnetze bestehen aus der Verknüpfung mehrerer Rohrleitungsstränge und können unterschiedliche Formen mit spezifischen Vor- und Nachteilen aufweisen. Die gängigsten Formen sind verästelte Netze, Ringnetze und vermaschte Netze. Eine schematische Darstellung dieser Netzformen ist in Abbildung 4.5 gegeben.

Verästelte Netze bestehen aus verzweigten Rohrleitungssträngen, die außer der Abzweigung keine Verbindungen untereinander aufweisen. Die Rohrdurchmesser werden mit den Abzweigungen in der Regel kleiner. Die Fließrichtung ist daher vorgegeben und Wasser wird immer über einen definierten Pfad zum Verbraucher transportiert. Dies hat zur Folge, dass bei einer Unterbrechung des Durchflusses an einem Punkt, der gesamte nachfolgende Leitungsabschnitt nicht mehr versorgt wird. Weiter ergibt sich oft eine Stagnation in den Endsträngen, die zu häufigen Spülungen und zu einem potentiellen Einfrieren im Winter führen kann. Die eigentlichen Verteilungssysteme, die Wasser in Haupt-, Verteil- und Anschlussleitungen zu den Verbrauchern führen, werden daher meist nicht als verästeltes Netz ausgeführt. Für Fernwasserversorgungen und Zubringersysteme werden aus wirtschaftlichen Gründen hingegen oft verästelte Netze genutzt. Die Nachteile bzgl. der Betriebssicherheit, werden hier durch eine aufwendigere Wartung und Instandhaltung kompensiert (Karger und Hoffmann, 2012).

Ringnetze bestehen aus einer ringförmigen Hauptleitung, von der verästelte oder leicht vermaschte Netze abgehen. Durch die zweiseitige Fließrichtung in der Ringleitung, ist eine höhere Versorgungssicherheit und bessere Druckverteilung gegeben. Allerdings ergeben sich höhere Investitionskosten gegenüber dem verästelten Netz (DIN 4046, 1983).

Vermaschte Netze bestehen aus Rohrleitungssträngen, die mehrere Verbindungen untereinander aufweisen. Wasser kann daher immer aus mindestens zwei Richtungen zum Verbraucher transportiert werden. Hierdurch ergibt sich eine hohe Versorgungssicherheit und eine gute Druckverteilung. Die Fließrichtung ist allerdings nicht vorgegeben und kann

sich, je nach Versorgungssituation, verändern. Eine zu starke Vermaschung kann zudem zu Stagnationszonen führen. Die Investitionskosten sind gegenüber verästelten Netzen und Ringnetzen am höchsten. Aufgrund der überwiegenden Vorteile sind jedoch die meisten Verteilungssysteme als vermaschte Netze ausgeführt (DVGW W 400-1, 2015; Karger und Hoffmann, 2012).

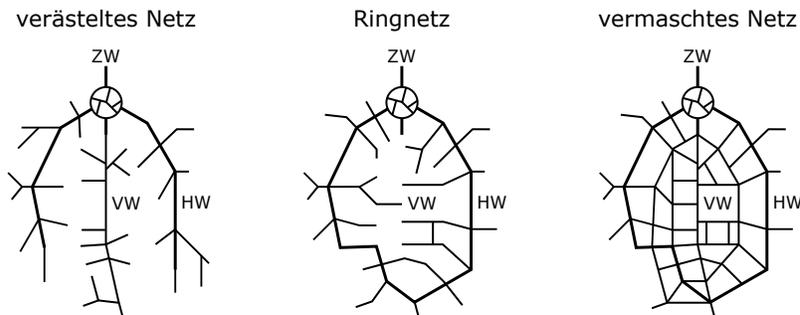


Abbildung 4.5: Verschiedene Formen von Rohrleitungsnetzen

4.6 Hydraulische Bemessung

4.6.1 Bezugszeit

Aufgabe der hydraulischen Bemessung ist die Ermittlung der erforderlichen Nennweiten und Nenndrücke im Rohrleitungsnetz, die Bestimmung der Lage von Wasserspeichern sowie die Auslegung von Förderanlagen zur Deckung des Wasserbedarfs unter Einhaltung der geforderten Fließ- und Druckverhältnisse im Verteilungssystem. Da der Wasserbedarf resp. der daraus resultierende Durchfluss einer starken zeitlichen Schwankung unterliegt, würde eine Bemessung der Systemkomponenten auf Grundlage des maximal auftretenden Durchflusses, zu einer Überdimensionierung des Systems mit zu großen Leitungsdurchmessern führen. Die Folge wäre eine unwirtschaftliche Wasserverteilung sowie hygienische Probleme aufgrund von Stagnation zu Zeiten geringen Wasserbedarfs. Stattdessen werden die einzelnen Systemkomponenten auf einen Spitzendurchfluss bemessen, der in einer bestimmten, über den Tag kumulierten Zeitspanne überschritten werden darf. Diese Zeitspanne wird Bezugszeit genannt. Liegt der Bemessung z.B. eine Bezugszeit von einer Stunde zugrunde, darf der geforderte Spitzendurchfluss über den Tag kumuliert, insgesamt für eine Stunde überschritten werden. Gemäß DVGW W 410 (2008) gilt eine Bezugszeit für Anschlussleitungen von zehn Sekunden, für Zubringer-, Haupt- und Verteilungsleitungen innerhalb des Versorgungssystems von einer Stunde und für Behälter und ggf. Zubringerleitungen, je nach Systemauslegung, von einem Tag. Die Werte sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst.

Wird der tägliche Wasserbedarf $Q(d)$, wie z.B. in Abbildung 3.16 für mehrere Wochen dargestellt als Tagesintervall aufgezeichnet, so entspricht der maximale tägliche Bedarf Q_{dmax} dem Spitzenbedarf mit einer Bezugszeit von einem Tag. Wird der stündliche Wasserbedarf $Q(h)$, wie z.B. in Abbildung 3.17 für einen Tag dargestellt als Stundenintervall aufgezeichnet, so entspricht der maximale stündliche Bedarf Q_{hmax} dem Spitzenbedarf mit einer Bezugszeit von einer Stunde. Um den Bemessungsanforderungen jeder Stunde bzw.

jedem Tag im Jahr zu genügen, entsprechen Q_{hmax} und Q_{dmax} dem höchsten stündlichen und dem höchsten täglichen Wasserbedarf im Betrachtungsjahr.

Tabelle 4.2: Bezugszeiten verschiedener Anlagenkomponenten

Systemkomponente	Bezugszeit
Anschlussleitung (AW)	10 Sekunden
Versorgungsleitung (VW)	1 Stunde
Hauptleitung (HW)	1 Stunde
Zubringerleitungen (ZW)	1 Stunde bzw. 1 Tag
Wasserspeicher	1 Tag

4.6.2 Spitzenbedarf und Spitzenfaktoren

Die Schwankung des Wasserbedarfs kann über einen Lastfaktor $f(t)$ beschrieben werden, der sich aus dem Verhältnis von Wasserbedarf $Q(t)$ zu mittlerem Wasserbedarf Q_m ergibt:

$$f(t) = \frac{Q(t)}{Q_m} \quad (4.1)$$

Die maximale Ausprägung des Lastfaktors in einem bestimmten Zeitintervall, wird dann als Spitzenfaktor bezeichnet und kann für die Berechnung des Spitzenbedarfs resp. für die Bemessung des betrachteten Systems herangezogen werden. Wie in Abschnitt 3.6.3 beschrieben, ist die Schwankung des Wasserbedarfs aufgrund der Gleichzeitigkeit von Einzelnahmen, in hohem Maße von der Größe des Versorgungsgebiets abhängig. Daher wird bei der Ermittlung des Spitzenbedarfs nach DVGW W 410 (2008) grundsätzlich zwischen Versorgungseinheiten mit mehr bzw. weniger als 1.000 Einwohnern unterschieden. Die im Folgenden beschriebene Ermittlung des Spitzenbedarfs gilt nur für den häuslichen und kleingewerblichen Wasserbedarf. Wie in Abbildung 3.13 dargestellt, hat dieser den größten Anteil am Gesamtbedarf. Der Anteil des öffentlichen, gewerblichen und besonderen Wasserbedarfs hängt stark von der Struktur des Versorgungsgebiets ab und muss daher gesondert betrachtet werden. Die Spitzenkennwerte einzelner Strukturen können z.B. den Tabellenwerken in DVGW W 410 (2008) entnommen werden.

Für häusliche und kleingewerbliche Versorgungseinheiten mit mehr als 1.000 Einwohnern wird der tägliche und stündliche Spitzenbedarf mit Hilfe von Spitzenfaktoren bestimmt. Hierfür muss der Jahresbedarf Q_a und somit auch der mittlere Tagesbedarf Q_{dm} resp. der mittlere Stundenbedarf Q_{hm} bekannt sein oder anhand von Kennzahlen abgeschätzt werden. Die Berechnung der mittleren Wasserbedarfskennwerte kann Abschnitt 3.6.2 entnommen werden.

Der Tagesspitzenfaktor f_d ergibt sich aus dem Verhältnis von täglichem Spitzenbedarf Q_{dmax} zu mittlerem Tagesbedarf Q_{dm} . Er beschreibt somit, um welchen Faktor der Spitzenbedarf den mittleren Tagesbedarf überschreitet. Es gilt:

$$Q_{dmax} = Q_{dm} \cdot f_d \quad (4.2)$$

Übliche Werte des Tagesspitzenfaktors f_d liegen zwischen 2,3 und 1,4. Er kann nach DVGW W 410 (2008) in Abhängigkeit der Einwohneranzahl E über einen empirischen Ansatz bestimmt werden:

$$f_d = 3,9 \cdot E^{-0,0752} \quad (4.3)$$

Der Stundenspitzenfaktor f_h ergibt sich aus dem Verhältnis von stündlichem Spitzenbedarf Q_{hmax} zu mittlerem Stundenbedarf Q_{hm} . Er beschreibt somit, um welchen Faktor der Spitzenbedarf den mittleren Stundenbedarf überschreitet. Es gilt:

$$Q_{hmax} = Q_{hm} \cdot f_h \quad (4.4)$$

Übliche Werte des Stundenspitzenfaktors f_h liegen zwischen 5,7 und 1,8. Er kann nach DVGW W 410 (2008) in Abhängigkeit der Einwohneranzahl E ebenfalls über einen empirischen Ansatz bestimmt werden:

$$f_h = 18,1 \cdot E^{-0,1682} \quad (4.5)$$

Abbildung 4.6 zeigt den Tagesspitzenfaktor f_d und den Stundenspitzenfaktor f_h für Versorgungsgebiete mit bis zu einer Mio. Einwohnern. Beide Faktoren nehmen mit ansteigender Einwohnerzahl ab, da sich die meist kurzzeitigen und stoßweisen Einzelentnahmen zunehmend ausgleichen und für eine Reduktion der Spitzenfaktoren sorgen.

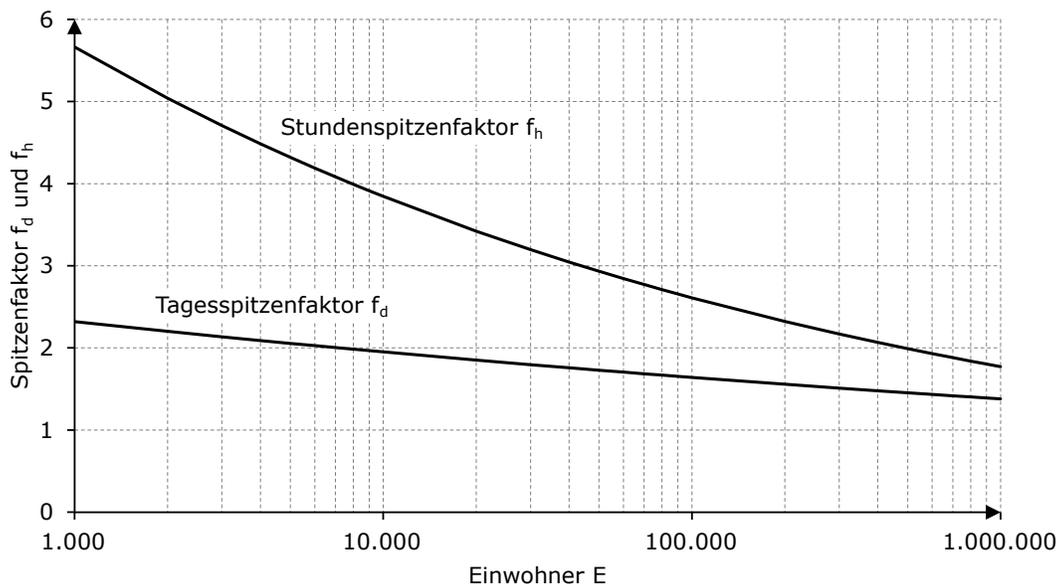


Abbildung 4.6: Tagesspitzenfaktor f_d und Stundenspitzenfaktor f_h für Versorgungsgebiete mit über 1.000 Einwohnern nach DVGW W 410 (2008)

Für häusliche und kleingewerbliche Versorgungseinheiten mit weniger als 1.000 Einwohnern muss der maximale Stundenbedarf Q_{hmax} gemäß DVGW W 410 (2008) gesondert ermittelt werden. Während der maximale Tagesbedarf weniger von der Einwohneranzahl abhängt, entsteht ein signifikanter Anstieg des maximalen Stundenbedarfs bei Versorgungseinheiten mit wenigen Einwohnern. Besteht eine Versorgungseinheiten im Extremfall z.B. aus nur einem Einwohner, so würde der mittlere Tagesverbrauch von ca. 120 l/(E·d) durch wenige Einzelentnahmen, wie Duschen, Toilettengang oder Händewaschen entnommen. Während dieser Entnahmezeiten entsteht dann ein sehr hoher einwohnerbezogener Spitzenbedarf. Der einwohnerbezogene Spitzenbedarf q_{hmax} kann in Abhängigkeit der Einwohnerzahl E direkt über einen empirischen Ansatz bestimmt werden:

$$\log q_{hmax} = 0,1099 \cdot (\log E)^2 - 0,9729 \cdot (\log E) - 0,1624 \quad (4.6)$$

Aus Gleichung 4.6 ergeben sich die in Tabelle 4.3 zusammengefassten Werte für den einwohnerbezogenen Spitzenbedarf q_{hmax} sowie für den maximalen Stundenbedarf Q_{hmax} der Versorgungseinheit. Zusätzlich ist der Stundenspitzenfaktor f_h auf Basis eines mittleren einwohnerbezogenen Tagesverbrauchs von 120 l/(E·d) aufgezeigt.

Tabelle 4.3: Stundenspitzenbedarf für Versorgungsgebiete mit unter 1.000 Einwohnern nach DVGW W 410 (2008) mit Stundenspitzenfaktor f_h

Einwohner E	q_{hmax} l/(E·s)	Q_{hmax} l/s	f_h -
1	0,688	0,688	495,4
2	0,359	0,717	258,1
4	0,196	0,783	140,9
10	0,094	0,943	67,9
20	0,057	1,145	41,2
100	0,021	2,145	15,4
200	0,015	3,033	10,9
400	0,011	4,490	8,1
1000	0,008	8,091	5,8

Abbildung 4.7 zeigt den extremen Anstieg des Stundenspitzenfaktors f_h für Versorgungsgebiete mit weniger als 1.000 Einwohnern.

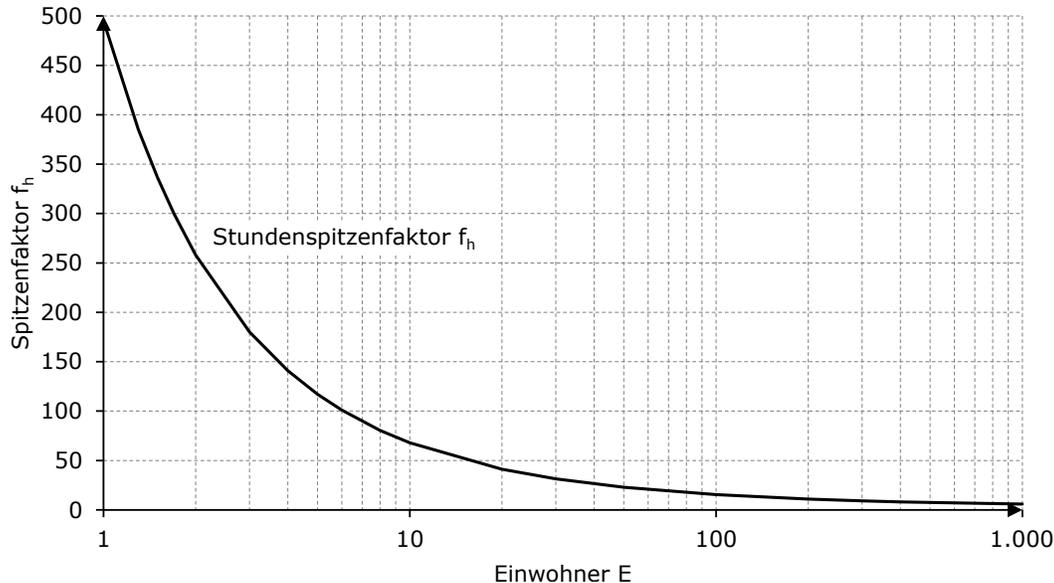


Abbildung 4.7: Stundenspitzenfaktor f_h für Versorgungsgebiete mit unter 1.000 Einwohnern

4.6.3 Versorgungsdruck und Fließgeschwindigkeit

Ziel der hydraulischen Bemessung ist das Rohrleitungsnetz so auszulegen, dass der geforderte Versorgungsdruck und bestimmte Fließgeschwindigkeiten eingehalten werden. Die

Grenzwerte für den minimalen Versorgungsdruck p_{min} , den maximalen Versorgungsdruck p_{max} , die minimale Fließgeschwindigkeit v_{min} sowie die maximale Fließgeschwindigkeit v_{max} sind in DVGW W 400-1 (2015) festgelegt und sollen im Folgenden erläutert werden. Auf die Bemessung der Löschwasserbereitstellung soll hier nicht weiter eingegangen werden.

Der geringste Versorgungsdruck tritt aufgrund der Energieverluste der Strömung, zur Zeit des höchsten Wasserbedarfs auf. In Zubringer-, Haupt- und Versorgungsleitungen sollte der minimale Versorgungsdruck p_{min} mindestens 0,5 bar betragen. Geringere Drücke oder gar negative Drücke können andernfalls zu einem Fremdstoffeintrag und somit zu einer Kontamination des Rohrleitungsnetzes führen. An Anschlussleitungen muss ein ausreichend hoher Druck zur adäquaten Versorgung der Verbraucher herrschen. Dieser Druck ist abhängig von der Geschosshöhe des angeschlossenen Gebäudes. An Anschlussleitungen muss daher grundsätzlich ein minimaler Versorgungsdruck p_{min} von 2,0 bar herrschen. Je nach Geschosshöhe können auch höhere Drücke gefordert sein.

Der höchste Versorgungsdruck tritt auf, wenn dem System kein Wasser entnommen wird. Er entspricht somit dem Ruhedruck des Systems und ergibt sich durch die Lage der Wasserspeicher oder die Auslegung der Förderanlagen. In realen Systemen ist es zwar höchst unwahrscheinlich dass keine Wasserentnahme stattfindet, die Bemessung basiert jedoch üblicherweise konservativ auf dem Ruhedruck. Der maximale Versorgungsdruck p_{max} wird durch den Nenndruck der Rohrleitungen bestimmt. Für normale Ortsnetze beträgt dieser in der Regel 10,0 bar. Zur Sicherung gegen dynamische Druckänderungen und Druckstöße, wird pauschal eine Druckreserve von 2,0 bar berücksichtigt. Es ergibt sich somit meist ein maximal zulässiger Versorgungsdruck p_{max} von 8,0 bar.

Die Einhaltung einer minimalen Fließgeschwindigkeit soll die Beeinträchtigung der Wasserqualität durch Stagnation im Rohrleitungsnetz verhindern. In Zeiten eines mittleren Wasserbedarfs soll die minimale Fließgeschwindigkeit v_{min} in allen Leitungen daher 0,005 m/s nicht unterschreiten.

Eine hohe Fließgeschwindigkeit führt zu einem hohen Energieverlust im Rohrleitungsnetz. Um ein Wasserverteilungssystem möglichst wirtschaftlich auszulegen, sollten daher bestimmte Fließgeschwindigkeiten nicht überschritten werden. Je nach Rohrleitungstyp liegt die maximale Fließgeschwindigkeit v_{max} zwischen 1,0 und 2,0 m/s. Aus wirtschaftlicher Sicht geeignete Rohrdurchmesser sind in Abhängigkeit des Bemessungsdurchflusses z.B. in Fritsch u. a. (2014) verzeichnet.

Die Anforderungen an den Versorgungsdruck und die Fließgeschwindigkeit sind für verschiedene Rohrleitungstypen innerhalb des Verteilungssystems in Tabelle 4.4 zusammengefasst. Zubringer- und Fernleitungssysteme können gesondert und unter Berücksichtigung weiterer hydraulischer Randbedingungen ausgelegt werden.

Tabelle 4.4: Versorgungsdruck und Fließgeschwindigkeit für verschiedene Rohrleitungstypen nach DVGW W 400-1 (2015)

Rohrleitungstyp	p_{min} bar	p_{max} bar	v_{min} m/s	v_{max} m/s
Hauptleitung (HW)	0,5	8,0	0,005	1,0
Versorgungsleitung (VW)	0,5	8,0	0,005	1,0
Anschlussleitungen (AW)	2,0	8,0	0,005	2,0

4.6.4 Lastfälle

Die Einhaltung der geforderten Grenzwerte für Versorgungsdruck und Fließgeschwindigkeit wird durch die Berechnung verschiedener Lastfälle untersucht. Hierbei wird jeder Grenzwert unter seinen ungünstigsten Systembedingungen geprüft. Die Kombination mehrerer ungünstiger Systembedingungen wird dann als Lastfall bezeichnet. Bis auf Anschlussleitungen und ggf. Speicherbehälter und Zubringersystem, wird das gesamte innerörtliche Verteilungssystem auf eine Bezugszeit von einer Stunde bemessen. Nach DVGW W 400-1 (2015) werden hier z.B. die Lastfälle kleinster Stundenbedarf, mittlerer Stundenbedarf und Spitzenbedarf unterschieden. Eine Zusammenfassung dieser Lastfälle, der dazugehörigen Lastfaktoren sowie der jeweils zu untersuchenden Grenzwerte findet sich in Tabelle 4.5.

Der Lastfall kleinster Stundenbedarf untersucht den maximalen Versorgungsdruck p_{max} . Da keine normative Abschätzung des minimalen Wasserbedarfs existiert, wird konservativ der Ruhedruck des Systems betrachtet. Er tritt auf, wenn kein Durchfluss herrscht und somit $Q(h) = 0$ resp. $f = 0$ gilt. Zusätzlich werden die Wasserspeicher mit maximalen Füllständen betrachtet.

Der Lastfall mittlerer Stundenbedarf untersucht die minimale Fließgeschwindigkeit v_{min} . Die minimale Fließgeschwindigkeit muss dem geforderten Grenzwert bei einem mittleren Stundenbedarf von Q_{hm} resp. bei einem Stundenlastfaktor von $f = 1,0$ genügen.

Der Lastfall Spitzenbedarf untersucht den minimalen Versorgungsdruck p_{min} und die maximale Fließgeschwindigkeit v_{max} . Er tritt zu Zeiten des höchsten Stundenbedarfs auf und somit bei Q_{hmax} resp. $f = f_h$. Hierbei müssen die unterschiedlichen Grenzwerte für die jeweiligen Rohrleitungstypen berücksichtigt werden. Die Wasserspeicher müssen in diesem Lastfall mit minimalen Füllständen betrachtet werden.

Analog können z.B. auch Speicherbehälter und Zubringersystem je nach Ausführung und Förderkonzept auf die täglichen Bedarfswerte Q_{dm} und Q_{dmax} resp. f_d bemessen werden.

Tabelle 4.5: Lastfälle zur Bemessung des innerörtlichen Verteilungssystem nach Klingel (2018)

Lastfall	Wasserbedarf	Lastfaktor	Grenzwerte
kleinster Stundenbedarf	$Q(h) = 0$	$f = 0$	p_{max}
mittlerer Stundenbedarf	Q_{hm}	$f = 1,0$	v_{min}
Spitzenbedarf	Q_{hmax}	$f = f_h$	p_{min}, v_{max}

4.7 Intermittierend betriebene Wasserverteilungssysteme

4.7.1 Merkmale und Verbreitung

Die Wasserverteilung findet weltweit größtenteils über netzgebundene Wasserverteilungssysteme statt. Dies gilt insbesondere für Industrienationen, wo der Anschlussgrad im urbanen Raum 98 % und im ländlichen Raum 89 % beträgt. In Deutschland werden z.B. über 99 % der Bevölkerung durch ein netzgebundenes System mit Wasser versorgt. Die technische Konzeption der netzgebundenen Wasserverteilung, nämlich die Bereitstellung

von Wasser in ausreichender Qualität und Quantität bei genügendem Versorgungsdruck an jeder Abnahmestelle, hat sich hier als zielführend und erfolgreich erwiesen. Grundlegende Voraussetzungen zur Erfüllung dieser Anforderungen sind jedoch ganzjährig ausreichende Wasservorkommen sowie geeignete Fördertechnologien und Verteilinfrastrukturen. Zudem sind in Industrienationen ein hoher technischer Stand und ausreichend finanzielle Mittel vorhanden. Nur so können Planung, Bau und Betrieb der Systeme entsprechend der technischen Konzeption umgesetzt werden. Entwicklungs- und Schwellenländer sehen sich im Gegensatz hierzu aufgrund naturräumlicher, klimatischer, technischer und sozioökonomischer Randbedingungen vielfach mit einer mangelnden Wasserversorgung konfrontiert. So beträgt der Anschlussgrad in Entwicklungs- und Schwellenländern im urbanen Raum 72 % und im ländlichen Raum nur 28 %. Die nicht an ein Wasserverteilungssystem angeschlossene Bevölkerung muss sich daher durch alternative Konzepte mit Wasser versorgen. Dies kann z.B. die händische Beschaffung von Oberflächenwasser, das Sammeln von Regenwasser oder der Zukauf von kommerziell produziertem Trinkwasser sein. Tabelle 4.6 zeigt den Anschlussgrad der Bevölkerung an netzgebundene Wasserverteilungssysteme im urbanen und ländlichen Raum verschiedener Regionen bzw. in verschiedenen Entwicklungsständen. Hier zeigt sich insbesondere für Afrika südlich der Sahara und für Südostasien ein sehr geringer Anschlussgrad, wo im ländlichen Bereich z.B. nur 5 % resp. 17 % der Bevölkerung an ein Verteilungssystem angeschlossen sind (WHO und UNIFEC, 2015; Klingel, 2013).

Tabelle 4.6: Anschlussgrad der Bevölkerung an netzgebundene Wasserverteilungssysteme für verschiedenen Entwicklungsstände und Regionen nach WHO und UNIFEC (2015)

Entwicklungsstand oder Region	Urban [%]	Ländlich [%]	Gesamt [%]
Industrienationen	98	89	96
Entwicklungs- und Schwellenländer	72	28	49
Nordafrika	92	78	86
Afrika - Subsahara	33	5	16
Zentralasien	91	38	61
Südostasien	51	17	33
Lateinamerika & Karibik	94	68	89

Doch gerade in den Entwicklungs- und Schwellenländern haben Gebiete mit netzgebundenen Wasserverteilungssystemen oft mit einer adäquaten Wasserversorgung zu kämpfen, da die grundlegenden technischen Anforderungen aufgrund der o.g. Randbedingungen nur schwer eingehalten werden können. Als Resultat werden die Systeme entgegen ihrer technischen Konzeption betrieben. Das zentralste und am weitesten verbreitete Problem ist hier der intermittierende Betrieb der Verteilungssysteme (Klingel, 2013).

Bei der intermittierenden Wasserverteilung steht das Wasserverteilungssystem nicht dauerhaft unter ausreichend hohem Versorgungsdruck, sodass keine kontinuierliche Versorgung der Abnehmer gewährleistet ist. Je nach Ausprägung der intermittierenden Versorgung kann sich das Rohrleitungsnetz, oder Teile davon, sogar gänzlich entleeren. Um dennoch eine kontinuierliche Versorgung auf Verbraucherebene zu ermöglichen, wird Wasser in privaten Behältern zwischengespeichert. Diese werden zu Zeiten mit ausreichendem Versorgungsdruck gefüllt und stellen den Abnehmern das Wasser zu Zeiten von geringem oder

keinem Versorgungsdruck zur Verfügung. Durch die private Zwischenspeicherung ändert sich jedoch die, der Konzeption und Planung des Verteilungssystems zugrundeliegende, Systemhydraulik. So erhöht sich z.B. der Spitzenbedarf durch die gleichzeitige Befüllung der privaten Zwischenspeicher um ein Vielfaches gegenüber der Planung auf Grundlage von Wasserbedarf und Spitzenfaktoren. Da die meisten Wasserverteilungssysteme für einen kontinuierlichen Betrieb konzipiert und geplant wurden, ist der intermittierende Betrieb mit einer unsachgemäßen periodischen Befüllung und Entleerung des Systems, zwingend mit negativen Auswirkungen verbunden. Die Folge sind z.B. eine unzureichende Versorgung der Bevölkerung mit Versorgungsengpässen, eine ungerechte Verteilung der verfügbaren Wassermenge, Druckschwankungen durch den unzulässigen Betrieb, Luft- und Schmutzeintrag in das Rohrleitungssystem, eine Verschlechterung der Wasserqualität sowie eine Degradation der Verteilinfrastrukturen. Langfristig führt der intermittierende Betrieb und damit die Missachtung der grundlegenden technischen Anforderungen an die Wasserverteilung also zu einer zunehmenden Verschlechterung der Versorgungssituation im Gesamten (Walter u. a., 2018, 2017; Oberle u. a., 2017; Klingel, 2013).



Abbildung 4.8: Intermittierend versorgter Anteil der an netzgebundene Wasserverteilungssysteme angeschlossenen Bevölkerung nach Vairavamorthy u. a. (2001) und WHO und UNIFEC (2000)

Da die intermittierende Wasserverteilung vorwiegend in Entwicklungs- und Schwellenländern auftritt, ist eine genaue Bestimmung der Verbreitung aufgrund der oft fehlenden Datengrundlage kaum möglich. Dennoch versuchen einige Studien die qualitative und quantitative Verteilung der intermittierenden Wasserverteilung zu bestimmen. So lässt sich zusammenfassen, dass weltweit über eine Mrd. Menschen auf eine Wasserversorgung durch intermittierend betriebene Verteilungssysteme angewiesen sind. Nach WHO und UNIFEC (2000) beträgt der intermittierend versorgte Anteil, der an netzgebundene Wasserverteilungssysteme angeschlossenen Bevölkerung, in Afrika ca. 30 %, in Asien ca. 50 %

und in Lateinamerika ca. 60 %. Vairavamoorthy u. a. (2001) beziffern den Anteil in Südostasien sogar auf ca. 90 % und in Indien auf fast 100 %. Hierbei sei jedoch berücksichtigt, dass der an Wasserverteilungssysteme angeschlossene Anteil der Gesamtbevölkerung z.B. in Afrika nur ca. 20 % und in Asien nur ca. 40 % beträgt (Kaminsky und Kumpel, 2018; Charalambous und Laspidou, 2017). Abbildung 4.8 fasst die globale Verbreitung der intermittierenden Wasserverteilung nach den o.g. Regionen zusammen.

Charalambous und Laspidou (2017) versuchen auf Grundlage der Datenbank des Internationalen Benchmarking Network (IBNET) sowie der Studien von WHO, UNICEF und der Weltbank, die Verbreitung der intermittierenden Wasserversorgung möglichst detailliert und differenziert zu beziffern. Entsprechend der Definition der Weltbank, werden hierbei die in Tabelle 4.7 gelisteten Regionen unterschieden. Da die intermittierende Versorgung hauptsächlich in Entwicklungs- und Schwellenländern stattfindet, werden lediglich die nach der Weltbank als solche definierten Länder in den jeweiligen Regionen berücksichtigt. Nach Charalambous und Laspidou (2017) besitzen in den Entwicklungs- und Schwellenländern insgesamt 2,9 Mrd. Menschen einen Anschluss an ein netzgebundenes Wasserverteilungssystem. Davon sind etwa 1,3 Mrd. Menschen von einer intermittierenden Versorgung betroffen. Dies entspricht ca. 45 % der Bevölkerung mit Netzanschluss in Entwicklungs- und Schwellenländern.

Tabelle 4.7: Bevölkerung in Entwicklungs- und Schwellenländern mit Netzanschluss sowie intermittierend versorgter Anteil nach Charalambous und Laspidou (2017)

Entwicklungs- und Schwellenländer in u.s. Regionen	Bevölkerung in Mio. mit		Anteil
	Netzanschluss	intermitt. Versorgung	
Afrika	176	84	48 %
Ostasien & Pazifik	1.252	169	13 %
Europa & Zentralasien	72	72	100 %
Mittlerer Osten & Nordafrika	383	249	65 %
Lateinamerika & Karibik	555	266	48 %
Südasien	472	472	100 %
Gesamt	2.910	1.313	45 %

4.7.2 Ursachen und Auswirkungen

Die Ursachen und Auswirkungen einer intermittierenden Wasserverteilung sind schwer zu differenzieren, da sie sich zum größten Teil kausal beeinflussen. Die Ursachen lassen sich jedoch prinzipiell in naturräumliche, planerische und betriebliche Aspekte untergliedern, welche im Folgenden mit den dazugehörigen Auswirkungen kurz erläutert werden.

Aus naturräumlicher Sicht wird häufig eine limitierte Wasserverfügbarkeit bzw. eine Wasserknappheit als Hauptursache für den intermittierenden Betrieb der Wasserverteilung betrachtet. Das Wasserverteilungssystem kann dann, aufgrund einer limitierten Wassergewinnung, nur periodisch mit Wasser beschickt werden. Folglich muss das System gezwungenermaßen intermittierend betrieben werden. Hierbei muss jedoch zwischen physischer und ökonomischer Wasserknappheit unterschieden werden. Bei physischer Wasserknappheit ist die Wasserressource tatsächlich zu gering um den Wasserbedarf zu decken. Diese äußere Randbedingung lässt daher keine kontinuierliche und bedarfsdeckende Was-

serverteilung zu und kann als tatsächliche Ursache für die intermittierende Versorgung betrachtet werden. Bei ökonomischer Wasserknappheit ist die Wasserressource eigentlich ausreichend um den Bedarf zu decken. Die technischen Randbedingungen lassen jedoch keinen kontinuierlichen Betrieb zu. Gründe können hier z.B. hohe Wasserverluste durch ein marodes Leitungsnetz oder Wasserverschwendung seitens der Nutzer oder des Betreibers sein. Die ökonomische Wasserknappheit ist daher keine echte Ursache für den intermittierenden Betrieb, sondern eher eine Auswirkung der planerischen und betrieblichen Mängel. Eine Überführung in einen kontinuierlichen Betrieb, ist in diesem Fall also prinzipiell möglich (Klingel, 2013; Totsuka u. a., 2004). (Klingel, 2013).

Die Hauptursachen einer intermittierenden Verteilung sind im planerischen Bereich das Fehlen eines übergeordneten Systemkonzepts, eine ungenügende Systemkenntnis sowie eine mangelnde Systemplanung. Das Systemkonzept bestimmt die grundlegende Anordnung der Förderanlagen, der Speicherbehälter und des Rohrleitungsnetzes. Ein an die örtlichen Randbedingungen angepasstes Systemkonzept ist dabei essenziell für einen nachhaltig funktionierenden Betrieb. Vielen Verteilungssystemen in Entwicklungs- und Schwellenländern mangelt es jedoch an solch einem übergeordneten Systemkonzept. Oft werden die Systeme zwar anhand eines sachgemäßen Konzepts geplant, die mit dem Bevölkerungszuwachs notwendige Erweiterung und Anpassung der Systeme, findet hingegen meist unkontrolliert, improvisierend und nicht gemäß dem ursprünglichen Systemkonzept statt. Die Folge sind z.B. unnötig komplexe Systemstrukturen ohne klar differenzierte Förder-, Zubringer- und Verteilsysteme (Klingel, 2013).

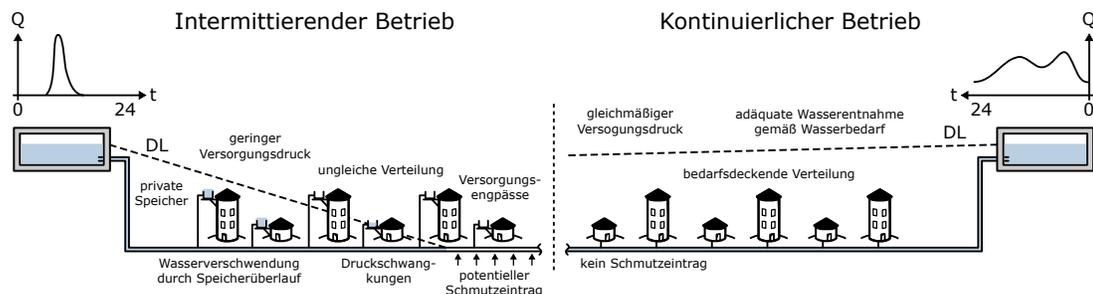


Abbildung 4.9: Exemplarisches Beispiel einiger negativer Auswirkungen bei intermittierendem Betrieb

Eine fundierte Systemkenntnis ist Grundlage für die Analyse, die Planung und den Betrieb des Wasserverteilungssystems. Oft findet in Entwicklungs- und Schwellenländern jedoch keine oder nur eine unzureichende Datenhaltung statt, da deren Wichtigkeit von den Betreibern in der Regel nicht erkannt wird. Netzpläne sind daher meist veraltet und beschreiben nicht die tatsächliche Netztopologie. Durch die ungenügende Kenntnis der Infrastrukturen, können nur sehr ungenaue Aussagen über das hydraulische Systemverhalten getroffen werden, wodurch sich insbesondere die Systemplanung und die Systeminstandhaltung erschwert (Klingel, 2013; Kumar, 1998).

Aufgabe der Systemplanung ist die Planung von Netzerweiterungen oder Netzanpassungen auf Grundlage von hydraulischen Systemanalysen. Wenn aufgrund der o.g. Ursachen keine sachgemäße Systemplanung möglich ist, wird das Verteilungssystem intuitiv und ungeplant modifiziert und Systemkomponenten u.U. falsch ausgelegt. Infolgedessen kann ein sehr komplexes und z.T. undurchschaubares Leitungsnetz entstehen, das nicht auf die vor-

herrschenden Bedarfssituationen ausgelegt ist. Typische Konsequenzen sind Druckspitzen und Druckschwankungen, die sich negativ auf den Zustand der Infrastruktur ausüben sowie zu geringe Versorgungsdrücke, die zu Stagnationszonen und nicht versorgten Leitungsabschnitten führen. Zum Ausgleich der Versorgungsengpässe sind Verbraucher gezwungen private Zwischenspeicher zu installieren, die wiederum die Komplexität des Verteilungssystems und dessen Hydraulik erhöhen. Zudem verschlechtert sich die Wasserqualität in den privaten Speichern durch Verkeimung, was neben den gesundheitlichen Risiken der Verbraucher auch zu erhöhter Wasserverschwendung führt. Die ungerechte Verteilung des Wassers innerhalb des Systems führt u.a. zu Manipulationen am Rohrleitungsnetz sowie zu unsachgemäß installierten illegalen Netzanschlüssen. Diese Modifikationen führen dann zu einer Verschlechterung der Infrastruktur und einer Zunahme der Wasserverluste. Der Betrieb des Verteilungssystems wird somit durch die Vielzahl an negativen Konsequenzen weiter erschwert (Klingel, 2013; Andey und Kelkar, 2007).

Im betrieblichen Bereich sind die mangelnde Systeminstandhaltung und die damit zunehmenden Wasserverluste Hauptursache für den intermittierenden Betrieb. Aufgabe der Instandhaltung ist die Inspektion, Wartung und Rehabilitation der verschiedenen Systemkomponenten. Mit unzureichender Systemkenntnis kann diese jedoch nicht sachgemäß ausgeführt werden. In Kombination mit den durch die veränderte Systemhydraulik entstehenden Druckspitzen und Druckschwankungen, führt die mangelnde Instandhaltung zu einer Verschlechterung der Verteilungsinfrastruktur. Die Folge sind eine eingeschränkte Funktionalität der Systemkomponenten, zunehmende Wasserverluste durch Leckagen und eine verminderte Wasserqualität durch Schmutzeintrag. Die Wasserverluste können dabei eine Größe annehmen, die einen kontinuierlichen Betrieb des Verteilungssystems nicht mehr zulässt. Die letzte Konsequenz ist dann der intermittierende Betrieb der Wasserverteilung. Kurzfristig können so zwar die Wasserverluste verringert werden, langfristig führt der intermittierende Betrieb allerdings zu einer weiteren Zunahme der Wasserverluste und somit zu einer weiteren Verschlechterung der Versorgungssituation im Gesamten (Oberle u. a., 2017; Klingel, 2013).

Zusammenfassend lässt sich also feststellen, dass Wasserverteilungssysteme entweder aufgrund naturräumlicher Randbedingungen oder aufgrund planerischer und betrieblicher Mängel intermittierend betrieben werden. Ist Letzteres der Fall, führen die Mängel zu komplexen Verteilstrukturen mit erheblichen Auswirkungen auf die Netzhydraulik. Die Folge sind eine unzureichende Versorgung der Verbraucher und eine signifikante Zunahme der Wasserverluste. Zur Reduzierung der Wasserverluste werden die Systeme notgedrungen intermittierend betrieben. Diese Betriebsweise sorgt langfristig jedoch für eine weitere Zunahme der Wasserverluste und eine Verschlechterung der Versorgungssituation. Die intermittierende Wasserverteilung und deren Auswirkungen, bilden also einen kausalen Kreislauf, in dem sich die unterschiedlichen Aspekte gegenseitig immer weiter negativ beeinflussen. Die eigentlichen Ursachen hingegen, sorgen für den initialen Eintritt in diesen Kreislauf. Als exemplarisches Beispiel sind in Abbildung 4.9 einige der oben beschriebenen negativen Auswirkungen dargestellt. Abbildung 4.10 fasst die Abhängigkeit von Ursachen und Auswirkungen der intermittierenden Wasserverteilung schematisch zusammen.

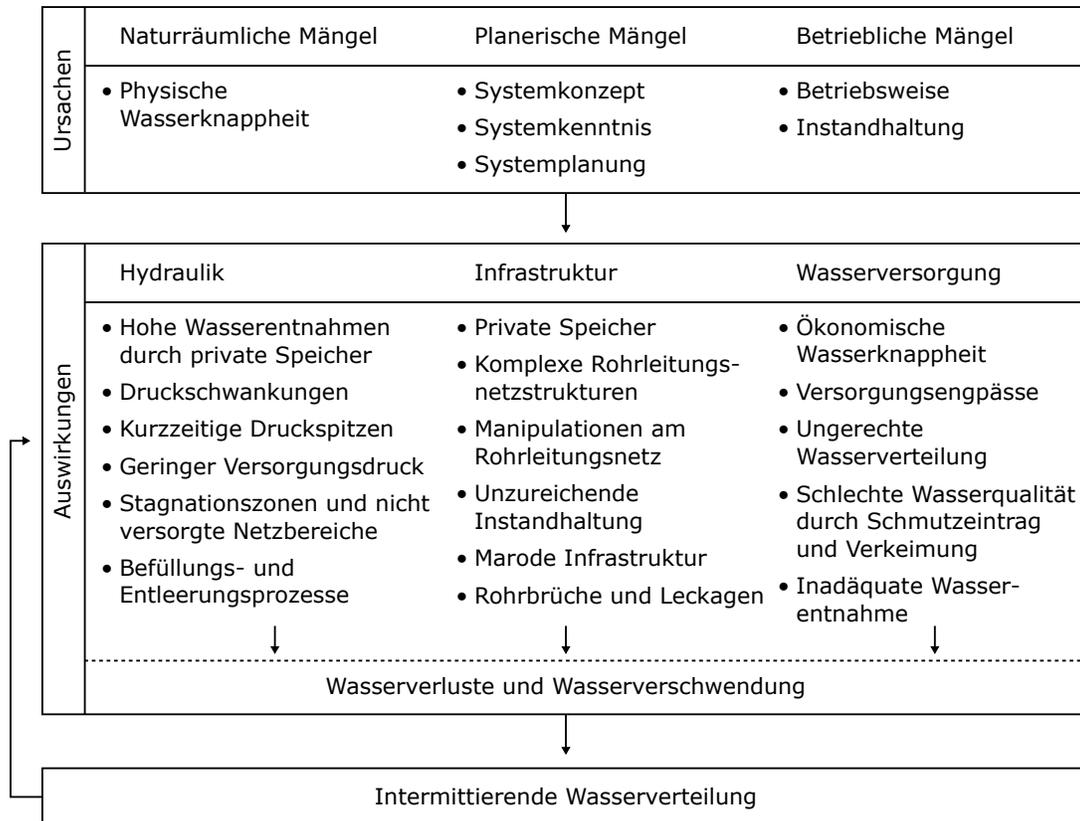


Abbildung 4.10: Ursachen und Auswirkungen der intermittierenden Wasserverteilung

4.7.3 Lösungsansätze

Aufgrund der Vielzahl sich gegenseitig beeinflussender Aspekte sowie der Abhängigkeit von Ursache und Auswirkung, ist es sehr aufwendig die Versorgungssituation in intermittierend betriebenen Wasserverteilungssystemen grundlegend und nachhaltig zu verbessern. Prinzipiell sind hierfür jedoch zwei Ansätze denkbar. So kann die intermittierende Verteilung entweder optimiert oder in eine kontinuierliche Verteilung überführt werden. Beide Ansätze sollen im Folgenden erläutert werden.

Zur Optimierung der intermittierenden Verteilung müssen die in der Regel für einen kontinuierlichen Betrieb ausgelegten Verteilinfrastrukturen sowie das Betriebskonzept angepasst werden. Hierbei wird versucht, durch geeignete Maßnahmen, den negativen Auswirkungen der intermittierenden Verteilung entgegenzuwirken. Nach Totsuka u. a. (2004) und Vairavamoorthy u. a. (2001) können z.B. Auswirkungen wie die ungerechte Verteilung, Versorgungsengpässe und zu hohe Wasserentnahmen verbessert werden. Andere Auswirkungen wie z.B. die schlechte Wasserqualität können selbst durch einen optimierten intermittierenden Betrieb nicht verhindert werden. Ihr Lösungsansatz basiert auf der Druckverteilung innerhalb des Verteilungssystems. Für kontinuierlich betriebene Systeme muss der Versorgungsdruck innerhalb bestimmter Grenzwerte liegen, wobei der Druck selbst aufgrund der dauerhaften Bedarfsdeckung keine Auswirkung auf die Entnahmemenge der Verbraucher hat. Bei periodischer Befüllung des Verteilungssystems und Zwischenspeicherung des Wassers in privaten Speichern, ergibt sich die mögliche Entnahmemenge jedoch in direkter Abhängigkeit zum Versorgungsdruck. Je mehr Druck am Hausanschluss, desto

mehr Wasser kann entnommen werden. Ziel des Lösungsansatzes ist es daher, eine möglichst gleiche Druckverteilung im gesamten Verteilungssystem zu erlangen. Hierfür müssen zunächst grundlegende Daten über das Verbraucherverhalten, den Wasserverbrauch und die Versorgungsinfrastrukturen erhoben werden. Auf Grundlage dieser Daten wird das Verteilungssystem, abhängig von der Topografie, in verschiedene Zonen mit jeweils ähnlichen, für die Druckverteilung relevanten Randbedingungen unterteilt. Wird das Rohrleitungsnetz angepasst, erweitert oder neu gebaut, werden auch die Rohrdurchmesser auf eine möglichst gleiche Druckverteilung ausgelegt. Weiter werden innerhalb der Zonen Armaturen zur Druckreduzierung und Durchflussdrosselung installiert, mit denen ebenfalls auf den Versorgungsdruck Einfluss genommen werden kann. In den jeweiligen Zonen wird dann eine Betriebsdauer bestimmt, die benötigt wird um die Haushalte mit einer adäquaten Wassermenge zu versorgen. Jede Zone erhält also ihr eigenes, an die Druckverhältnisse angepasstes Betriebskonzept. So kann letztlich eine gerechtere Verteilung des meist limitierten Wassers erlangt werden (Totsuka u. a., 2004; Vairavamoorthy u. a., 2001). Doch auch die optimierte intermittierende Wasserverteilung ist nach wie vor mit vielen Mängeln behaftet. Sie stellt daher keine echte Alternative zu einer kontinuierlichen Wasserverteilung dar. Vielmehr kann die Optimierung als eine Soforthilfemaßnahme oder eine Übergangslösung hin zur kontinuierlichen Versorgung betrachtet werden (Klingel, 2013; Kumar, 1998).

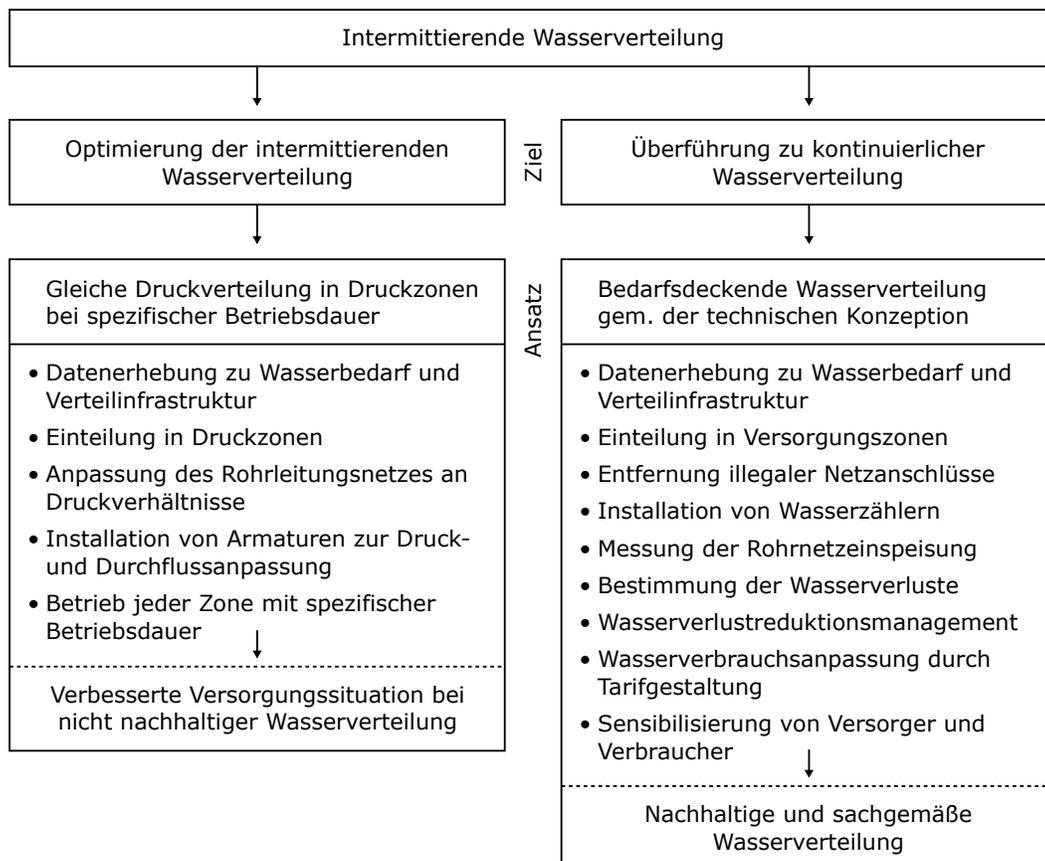


Abbildung 4.11: Lösungsansatz zur Optimierung der intermittierenden Verteilung und zur Überführung in eine kontinuierliche Verteilung

Um eine nachhaltige Wasserverteilung ohne Mängel zu etablieren, muss die intermittierende Verteilung demnach in eine kontinuierliche Verteilung übergehen. Zur Umsetzung dieses Ansatzes müssen nach Klingel (2013) oder McIntosh (2003) zunächst grundlegende Daten über das Verteilungssystem erhoben werden, mit denen ein Netzkataster erstellt und der Wasserverbrauch bestimmt werden kann. Die Überführung eines gesamten Verteilungssystems in den kontinuierlichen Betrieb wird als nicht effizient angesehen. Daher soll das System zunächst in hydraulisch getrennte Versorgungszonen eingeteilt werden. Die kontinuierliche Verteilung soll dann sukzessive in den einzelnen Zonen umgesetzt werden. So kann die Vorgehensweise erprobt und ggf. angepasst werden. Innerhalb der Zonen sollen illegale Netzanschlüsse entfernt und alle Haushalte mit Wasserzählern ausgerüstet werden. Durch die Messung der Rohrnetzeinspeisung in die Zone und die Analyse der Zählerdaten, können die Wasserverluste bestimmt und Maßnahmen zur Wasserverlustreduktion geplant und umgesetzt werden. Die Tarifgestaltung des Wasserpreises kann als Instrument genutzt werden, um den Wasserverbrauch zu beeinflussen und auf die vorherrschenden Randbedingungen anzupassen. Neben diesen technischen und ökonomischen Maßnahmen müssen im Zuge der Umstrukturierung allerdings auch die Wasserversorger und die Verbraucher miteinbezogen werden. Auf Seiten der Versorger finden sich oft unzureichende Betriebsstrukturen und Prozessabläufe sowie unzureichend geschultes Personal. Auf Seiten der Verbraucher sollte z.B. über Sensibilisierungskampagnen eine Akzeptanz des neuen Versorgungskonzepts geschaffen werden. Gerade für Verbraucher, die noch nie kontinuierlich mit Wasser versorgt wurden, ist es wichtig einen adäquaten Umgang mit der Ressource zu erlernen (Klingel, 2013; McIntosh, 2003).

Eines der bekanntesten Beispiele wo der o.g. Lösungsansatz erfolgreich umgesetzt wurde, ist die kambodschanische Hauptstadt Phnom Penh. Hier wurde eine intermittierende Wasserverteilung mit einem durchschnittlichen Versorgungsdruck von 0,2 bar, zu einer kontinuierlichen Wasserverteilung mit durchschnittlich 2,0 bar Versorgungsdruck überführt. Der versorgte Bevölkerungsanteil von ursprünglich 20 % liegt heute bei über 90 %. Im Fokus der Umstrukturierung standen der Austausch von korruptem und ungeeignetem Personal, die Entfernung illegaler Anschlüsse, die Installation von Wasserzählern, die sukzessive Ertüchtigung der Verteilinfrastruktur, die Einführung angepasster Wasserpreistarife sowie der Wechsel von einer beschränkt handlungsfähigen staatlichen Behörde zu einer autonomen öffentlichen Behörde (Chan u. a., 2012).

Die grundlegende Vorgehensweise der Lösungsansätze zur Optimierung der intermittierenden Verteilung sowie zur Überführung in eine kontinuierliche Verteilung sind in Abbildung 4.11 dargestellt.

Kapitel 5

Entwicklung der angepassten Wasserverteilung

5.1 Kapitelübersicht

Weltweit finden sich in vielen mit Wasserknappheit konfrontierten Regionen ähnliche Randbedingungen hinsichtlich der ökonomischen, technischen und soziokulturellen Entwicklung sowie der klimatischen und naturräumlichen Gegebenheiten. Werden diese Randbedingungen bei der Planung von Wasserversorgungssystemen nicht berücksichtigt, kann in der Regel kein adäquater Betrieb des Versorgungssystems gewährleistet werden und es ergibt sich zwangsläufig eine defizitäre Wasserversorgung. Diese, auch in der Region des Demonstrationsprojekts vorherrschenden Randbedingungen, sowie die Zielsetzung zur Lösung der oben beschriebenen Problematik sind in Abschnitt 5.2 beschrieben. Um unter diesen Umständen eine nachhaltig funktionierende Wasserversorgung zu etablieren, ist eine Anpassung der technischen Konzeption von herkömmlichen Wasserverteilungssystemen notwendig. Diese Anpassungen sind in Abschnitt 5.3 dargelegt.

Darauf aufbauend wird im Abschnitt 5.4 die Konzeption der angepassten Wasserverteilung erläutert. Hierfür werden neue Systemkomponenten und ein angepasstes Systemkonzept eingeführt sowie die dazugehörigen Berechnungs- und Planungsprinzipien veranschaulicht. In Abschnitt 5.5 wird die Bemessung der angepassten Wasserverteilung erläutert. Aufgrund des gravitären Wassertransports wird hierbei insbesondere die Bestimmung von geeigneten Standorten für die verschiedenen Systemkomponenten betrachtet. Weiter wird die, von den anerkannten Regeln der Technik abweichende, hydraulische Bemessung des Leitungssystems sowie der neuen Systemkomponenten beschrieben. Hinsichtlich der Berücksichtigung von Entleerungs- und Befüllungsprozessen sowie möglichen Lufteinschlüssen, werden abschließend spezielle Anforderungen an das Rohrleitungssystem definiert. Um eine zukünftige Planung und Analyse des angepassten Wasserverteilungssystems zu vereinfachen, ist in Abschnitt 5.6 die Integration der neuen Systemkomponenten und des angepassten Systemkonzepts in eine Open-Source-Software zur numerischen Rohrnetzmodellierung aufgezeigt und an einem Simulationsbeispiel verdeutlicht.

5.2 Problematik und Zielsetzung

Um eine einwandfreie Wasserversorgung zu gewährleisten, müssen Wasserverteilungssysteme entsprechend einer sinnvollen technischen Konzeption geplant, gebaut und betrieben werden. Wie in Abschnitt 4.2.2 beschrieben, gehört hierzu insbesondere die dauerhafte Deckung des Wasserbedarfs resp. das stets unter Druck zu haltende Rohrleitungsnetz, die adäquate und somit prognostizierbare Wasserentnahme seitens der Verbraucher sowie die Einhaltung bestimmter Druck- und Fließgeschwindigkeitsgrenzen. Entwicklungs- und Schwellenländer sehen sich im Gegensatz hierzu, wie in Abschnitt 3.7 und 4.7.1 dargestellt, aufgrund naturräumlicher und klimatischer Randbedingungen jedoch oft mit dauerhaft limitierten oder stark schwankenden Wasserressourcen konfrontiert. Hierdurch ist die dauerhafte Deckung des Wasserbedarfs oft nicht möglich und die ursprünglich für einen kontinuierlichen Betrieb geplanten Wasserverteilungssysteme müssen notgedrungen intermittierend betrieben werden. Die in Abschnitt 4.7.2 beschriebenen Auswirkungen der intermittierenden Wasserverteilung auf die Systemhydraulik und die Verteilinfrastruktur führen dann, sogar während Zeiten mit ausreichendem Wasserdargebot, zu einer sich dauerhaft verschlechternden Versorgungssituation.

In den urbanen Gebieten der Entwicklungs- und Schwellenländer ist ein Großteil der Bevölkerung an netzgebundene Wasserverteilungssysteme angeschlossen und wird daher mit den Auswirkungen der intermittierenden Wasserverteilung konfrontiert. Zur Verbesserung der Versorgungssituation in diesen Systemen kann die intermittierende Wasserverteilung, wie in Abschnitt 4.7.3 beschrieben, optimiert oder in eine kontinuierliche Wasserverteilung überführt werden. Eine Überführung ist jedoch nur in Systemen mit ökonomischer Wasserknappheit möglich, wo eigentlich ausreichende Wasserressourcen zur Deckung des Wasserbedarfs vorhanden sind. Die Optimierung der intermittierenden Verteilung hingegen führt zwar zu einer Verbesserung der Versorgungssituation, sie stellt allerdings keine dauerhaft nachhaltige Wasserverteilung dar. Zudem zielen beide Lösungsansätze vorwiegend auf urbane Wasserverteilungssysteme ab und beschäftigen sich weniger mit den für ländliche Regionen spezifischen Randbedingungen. Weiter sind für die Umsetzung der Ansätze enorme technische und finanzielle Aufwendungen notwendig.

Im den ländlichen Gebieten der Entwicklungs- und Schwellenländer wird nur ein geringer Anteil der Bevölkerung netzgebunden mit Wasser versorgt. Gemäß Tabelle 4.6 aus Abschnitt 4.7.1 beträgt der Anschlussgrad in den ländlichen Regionen Südostasiens z.B. nur 17 % und im südlich der Sahara gelegenen Teil Afrikas nur 5 %. Gründe für diesen sehr geringen Anschlussgrad sind neben den meist schwachen ökonomischen Voraussetzungen auch die technischen und soziokulturellen Rahmenbedingungen, die die Planung und Umsetzung von netzgebundenen Wasserverteilungssystemen weiter erschweren. Hinsichtlich der Deckung des Wasserbedarfs, stellt das limitierte und oft stark schwankende Wasserdargebot ein großes Problem dar, welches gerade in Karstregionen durch die zusätzlich erhöhte Variabilität der Wasserverfügbarkeit weiter intensiviert wird. Die heterogene Siedlungsstruktur sowie die in Südostasien z.B. oft zerklüftete Topografie erfordern langgestreckte und verästelte Verteilinfrastrukturen, die die Einhaltung von Druck- und Fließgeschwindigkeitsgrenzen zusätzlich erschweren. Komplexe Wasserverteilungssysteme mit technisch anspruchsvollen Regelprozessen und Betriebsweisen zur Berücksichtigung der o.g. Randbedingungen sind aufgrund des geringen Bildungsstands in den betroffenen Regionen meist nicht umsetzbar. Zusammenfassend finden sich in ländlichen Regionen

von Entwicklungs- und Schwellenländern also vorwiegend die unten stehenden Randbedingungen, welche eine adäquate Versorgung der Bevölkerung erschweren:

- Ökonomisch schwache Regionen
- Geringer Bildungsstand der Bevölkerung
- Limitiertes und z.T. stark schwankendes Wasserdargebot (Regen- und Trockenzeit)
- Heterogene Siedlungsstrukturen mit großen Entfernungen zu Wasserressourcen
- Zerklüftete Topografie mit großen Höhenunterschieden (Karstgebiete)

In ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern wird daher oft auf eine netzgebundene Wasserverteilung verzichtet, sodass sich die Bevölkerung durch alternative Konzepte mit Wasser versorgen muss. Hierzu gehören z.B. die händische Beschaffung von Oberflächenwasser, das Sammeln von Regenwasser, das private Fördern oder Leiten von Quellwasser oder der Zukauf von kommerziell produziertem Trinkwasser. Die größten Nachteile dieser alternativen Konzepte sind der hohe finanzielle und zeitliche Aufwand der Verbraucher sowie die starke Abhängigkeit von Naturraum und Klima.

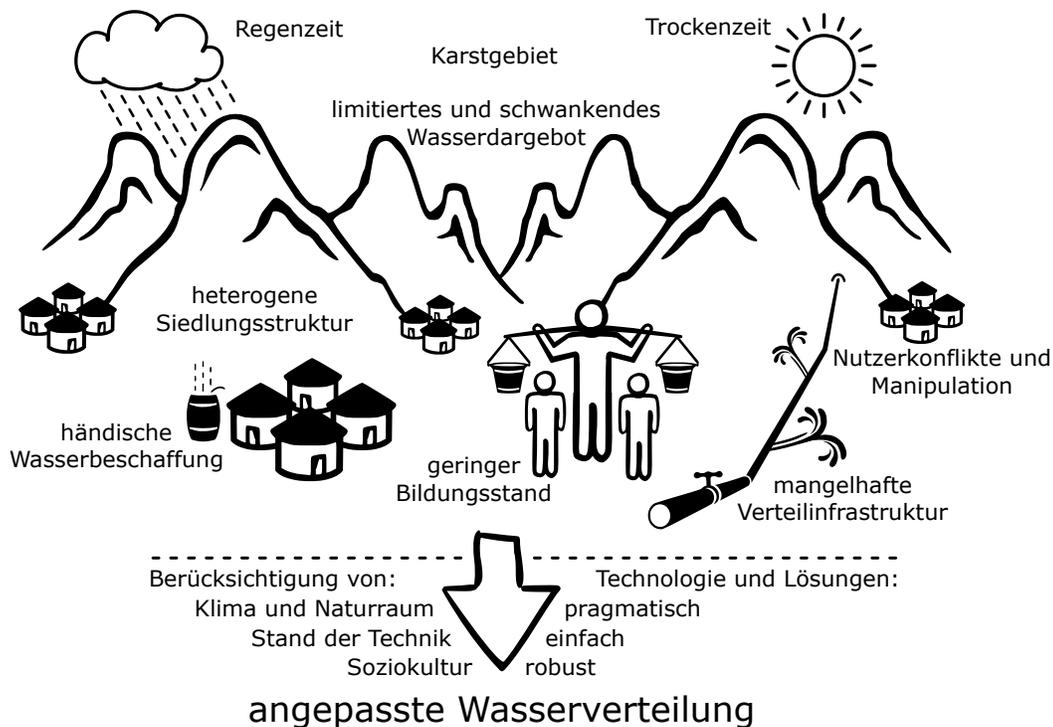


Abbildung 5.1: Probleme der herkömmlichen und Notwendigkeit der angepassten Wasserversorgung

Die vergleichsweise wenig vorhandenen netzgebundenen Wasserverteilungssysteme sind aufgrund der o.g. Randbedingungen meist mit erheblichen Mängeln behaftet. Hierbei führt der oft notwendige intermittierende Betrieb, sukzessive zur Degradation der Verteilinfrastrukturen. Zusätzlich wird die, aus dem intermittierenden Betrieb resultierende,

ungerechte Verteilung des Wassers durch die heterogene Siedlungsstruktur und die langgestreckten Verteilungssysteme weiter verschärft. Dörfer in Nähe der Einspeisung können so z.B. mit ausreichend Wasser versorgt werden, während weiter entfernt liegende Abnehmer überhaupt kein Wasser beziehen können. Diese ungleiche Verteilung des Wassers kann zu enormen Nutzerkonflikten führen, in Folge derer ganze Systeme durch Manipulation zerstört werden.

Aufgrund der o.g. Randbedingungen, führen die Planung und der Betrieb von Wasserverteilungssystemen gemäß der herkömmlichen technischen Konzeption, in der Regel zu einer defizitären Wasserversorgung der Verbraucher. Angepasste Systemkonzepte, Planungsansätze und Bemessungsgrundlagen, die die spezifischen Randbedingungen in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern berücksichtigen, sind soweit nicht bekannt. Um unter diesen Bedingungen dennoch eine funktionierende Wasserverteilung zu etablieren, werden Technologien und Lösungsansätze benötigt, die nicht nur auf die jeweiligen naturräumlichen und technischen Randbedingungen, sondern insbesondere auch auf die lokalen soziokulturellen Gegebenheiten angepasst sind. Eine Veranschaulichung der typischen Probleme einer herkömmlichen Wasserverteilung in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern sowie die der angepassten Wasserverteilung zugrundeliegenden Anforderungen, sind in Abbildung 5.1 dargestellt.

Ziel dieser Arbeit ist daher die Entwicklung eines angepassten Wasserverteilungskonzepts für ländliche Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern unter Berücksichtigung der vorherrschenden naturräumlichen, technischen und soziokulturellen Randbedingungen. Hierbei sollen einfache, pragmatische und robuste Technologien und Lösungsansätze Verwendung finden. Diese sollen insbesondere eine gerechte Verteilung des limitierten Wasserdargebots ermöglichen und gleichzeitig die Anforderungen an Planung und Betrieb des Verteilungssystems möglichst gering halten. Die gerechte Verteilung soll dabei unabhängig von den naturräumlich bedingten Dargebotsschwankungen und den nutzerbedingten Bedarfsschwankungen erfolgen. Zusammenfassend ergeben sich also die folgenden Anforderungen an das angepasste Wasserverteilungskonzept:

- Gerechte Verteilung des limitierten Wasserdargebots
- Geringer Aufwand für Planung und Betrieb des Wasserverteilungssystems
- Einfache, pragmatische und robuste Technologien und Lösungsansätze
- Berücksichtigung dynamischer Dargebots- und Bedarfsschwankungen
- Berücksichtigung naturräumlicher, technischer und soziokultureller Randbedingungen

5.3 Anpassung der technischen Konzeption

Zur Berücksichtigung der in Abschnitt 5.2 definierten Anforderungen, muss die der Wasserverteilung zugrunde liegende technische Konzeption angepasst werden. Die herkömmliche und in Industrienationen üblicherweise Verwendung findende technische Konzeption der Wasserverteilung ist detailliert in Abschnitt 4.2.2 beschrieben. Die grundlegende Anforderung ist hier die dauerhafte Deckung des Wasserbedarfs. Hierfür müssen jedoch

ausreichende Wasserressourcen vorhanden sein und die Verbraucher müssen das Wasser in adäquater und somit prognostizierbarer Art und Weise entnehmen. Als Resultat ist das Rohrleitungsnetz dauerhaft gefüllt und ein Eindringen von Luft, Schmutz und Fremdstoffen wird verhindert. Weiter muss das Verteilungssystem so bemessen und umgesetzt werden, dass die Wasserqualität nicht beeinträchtigt wird und bestimmte Anforderungen an die Druck- und Fließverhältnisse erfüllt werden.

Wie in Abschnitt 4.7.2 beschrieben und in Abbildung 4.10 dargestellt, genügt die Nichteinhaltung einer einzelnen Anforderung der technischen Konzeption als Ursache für den Eintritt der Systeme in einen Kreislauf sich gegenseitig kausal beeinflussender Mängel, die zu einer sich sukzessive verschlechternden allgemeinen Versorgungssituation führen. Als Hauptursache für die schlechte netzgebundene Wasserverteilung in den ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern, kann das limitierte und schwankende Wasserdargebot resp. die daraus resultierende physische Wasserknappheit betrachtet werden. Ist das Wasserverteilungssystem entsprechend der herkömmlichen Konzeption geplant worden, beginnt hierdurch der in Abbildung 4.10 dargestellt Prozess, der letztlich zu einer defizitären Wasserversorgung führt. Wird der Wasserbedarf nicht dauerhaft gedeckt, ergibt sich eine ungerechte Verteilung des limitiert verfügbaren Wassers, wobei Verbraucher in Nähe der Einspeisung mehr Wasser beziehen können als weiter entfernt liegende Verbraucher. Um ihren Wasserbedarf bestmöglich zu decken, installieren die Verbraucher private Zwischenspeicher und entnehmen dem Verteilungssystem, wenn immer möglich, die größte beziehbare Wassermenge. Manipulationen an der Verteilinfrastruktur durch benachteiligte Verbraucher beschleunigen dann die Degradation der Verteilinfrastruktur und führen zu einer Zunahme der Wasserverluste. Ist die grundlegende technische Konzeption also nicht mit den gegebenen Randbedingungen zu vereinbaren, folgt eine sukzessive Verschärfung der Versorgungssituation, die letztlich zu einem Kollaps des gesamten Wasserverteilungssystems führen kann.

Die zentrale Randbedingung, die bei der Anpassung der technischen Konzeption berücksichtigt werden muss, ist also das limitierte und schwankende Wasserdargebot. Die Systemeinspeisung kann daher nicht abhängig vom Wasserbedarf bestimmt werden, sondern sie ergibt sich als nicht beeinflussbare Variable. Hieraus folgt zwangsläufig, dass der Wasserbedarf nicht dauerhaft gedeckt werden kann resp. dass das Rohrleitungssystem nicht dauerhaft gefüllt und unter Druck stehen kann. Je nach Dargebots- und Bedarfssituation, muss also eine Entleerung, Befüllung oder Teilfüllung des Rohrleitungsnetzes in Kauf genommen werden. Da insbesondere während des Entleerungsprozesses, Schmutz und Fremdstoffe in das System eindringen können, muss weiter von einer Beeinträchtigung der Wasserqualität innerhalb des Rohrleitungsnetzes ausgegangen werden. Primäre Aufgabe des Wasserverteilungskonzepts ist jedoch die gerechte Verteilung des Wassers, wobei die Wasserqualität der Systemeinspeisung sowie der Entnahme eine untergeordnete Rolle einnehmen. Zudem findet in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern oft ohnehin eine dezentrale Wasseraufbereitung, wie z.B. durch einfaches Filtern und Abkochen, Verwendung.

Um eine gerechte Verteilung des verfügbaren Wassers zu etablieren, muss der Verbraucher in seiner Wahl hinsichtlich der Höhe der Entnahmemenge entmündigt werden. Die Entnahme eines nahezu beliebig großen Anteils der Einspeisemenge, um z.B. private Zwischenspeicher zum Leittragen weiter entfernt liegender Verbraucher zu füllen, muss technisch verhindert werden. Anstelle dessen sollen die Verbraucher nur den ihnen zustehen-

den Anteil der Einspeisemenge entnehmen können. Dieser Anteil soll durch eine einfache hydraulische Regelung innerhalb der Verteilinfrastrukturen definiert werden können. Die Regelung soll dabei eine gerechte Verteilung der limitierten Wassermenge gewährleisten, wenn das Wasserdargebot den Wasserbedarf unterschreitet. Ist im umgekehrten Fall jedoch ein ausreichendes Wasserdargebot zu Deckung des Wasserbedarfs vorhanden, soll die Regelung ebenfalls eine herkömmliche und für diese Zeit kontinuierliche Wasserverteilung zulassen. Der betriebliche Aufwand dieser Regelung soll dabei auf ein Minimum reduziert werden. Um eine Aufteilung der limitierten Wassermenge umzusetzen, ist es, wie in Abschnitt 5.4.1 beschrieben, notwendig eine dezentrale Speicherung des Wassers einzuführen. Das Rohrleitungsnetz muss dabei auf den Transport einer ausreichenden Wassermenge zu den dezentralen Wasserspeichern ausgelegt werden. Aufgrund der möglichen Befüllung und Entleerung des Systems, spielen Druck- und Fließgeschwindigkeitsgrenzen eine untergeordnete Rolle. Die wesentlichen Merkmale und Unterschiede der herkömmlichen und der angepassten technischen Konzeption sind in Abbildung 5.2 zusammengefasst und gegenübergestellt.

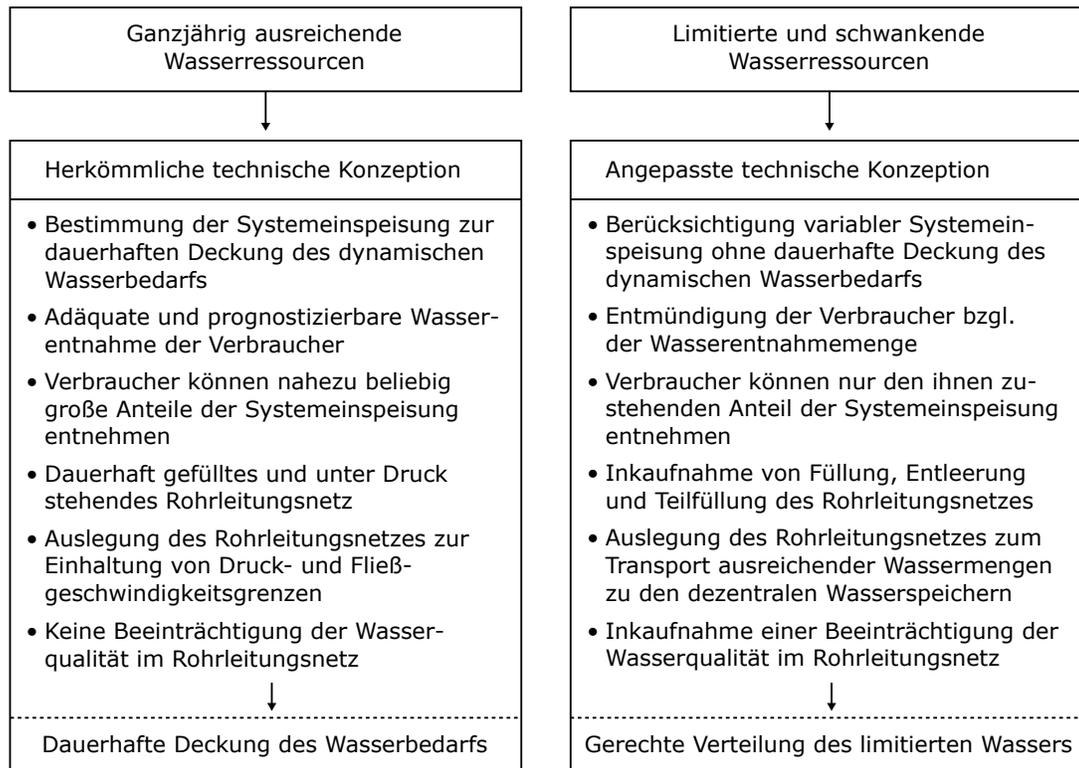


Abbildung 5.2: Wesentliche Merkmale der herkömmlichen und angepassten technischen Konzeption der Wasserverteilung

5.4 Konzeption der angepassten Wasserverteilung

5.4.1 Zentrale vs. dezentrale Wasserspeicherung

Die Aufgabe der Wasserspeicherung ist, wie in Abschnitt 4.4 beschrieben, die Zwischenspeicherung der für die Wasserversorgung in einem Versorgungsgebiet notwendigen Was-

sermenge. Durch die Vorhaltung einer bestimmten Wassermenge, ermöglicht die Zwischenspeicherung eine Abdeckung von Bedarfsspitzen und einen Ausgleich von Bedarfsschwankungen. Zudem kann bei einer Unterbrechung der Wasserförderung bzw. Wassereinspeisung eine gewisse Versorgungssicherheit gewährleistet werden. Ein weiterer Vorteil ergibt sich durch die Unterteilung des Rohrleitungsnetzes in Zubringer- und Verteilleitungen. Zubringerleitungen, die das Wasser von der Einspeisung zum Wasserspeicher transportieren, können z.B. auf einen kontinuierlichen Betrieb und somit ökonomisch sinnvoller bemessen werden. Verteilleitungen, die das Wasser vom Wasserspeicher zum Verbraucher transportieren, unterliegen hingegen hohen Bedarfs- und somit Durchflussschwankungen und müssen auf Bedarfsspitzen ausgelegt werden. Je höher der Anteil an Zubringerleitungen, desto geringer werden die Kosten für den Bau des Wasserverteilungssystems.

In kontinuierlich betriebenen Wasserverteilungssystemen findet üblicherweise eine zentrale Wasserspeicherung statt. Bei der zentralen Wasserspeicherung sind alle Verbraucher über das Rohrleitungsnetz direkt mit dem Wasserspeicher bzw. mit dessen Speicherinhalt verbunden. Ist ein Verteilungssystem in mehrere Druckzonen unterteilt, kann die zentrale Wasserspeicherung auch aus mehreren Wasserspeichern bestehen, die in der Regel jedoch hydraulisch kommunizieren. Da theoretisch jeder Verbraucher einen erheblichen Anteil des gesamten Speichervolumens entnehmen kann, ist die adäquate Wasserentnahme essenzieller Bestandteil des übergeordneten Systemkonzepts. Die Wahl des Speicherkonzepts, also die Verwendung von Tiefbehältern, Durchlaufbehältern, Gegendruckbehältern oder Zentralbehältern, hat dabei keinen Einfluss auf die zentrale Wasserspeicherung. Bei einem kontinuierlichen und bedarfsdeckenden Betrieb des Systems sowie einer adäquater Wasserentnahme, ist das Leitungssystem stets gefüllt und jedem Verbraucher steht ausreichend Wasser zur Verfügung. Die Lage des Wasserspeichers spielt bei korrekter Bemessung des Leitungssystems keine Rolle. Wird ein Verteilungssystem mit zentraler Wasserspeicherung jedoch intermittierend und nicht bedarfsdeckend betrieben, kann keine gerechte Verteilung der verfügbaren Einspeisemenge stattfinden. Die Lage des Wasserspeichers hat nun eine zentrale Bedeutung, da Verbraucher mit zunehmender Nähe zur Wasserspeicherung resp. zur Einspeisung, mehr Wasser entnehmen können. Grund hierfür ist das sich nur allmählich füllende Leitungssystem während des Befüllungsprozesses und der kontinuierliche Druckverlust entlang des mit Wasser gefüllten Abschnitts der Leitung. Um eine gerechte Wasserverteilung im Falle eines nicht bedarfsdeckenden Betriebs zu ermöglichen, muss also von einer zentralen Wasserspeicherung abgesehen werden.

Zur Überwindung der funktionalen Diskrepanz zwischen zentraler Wasserspeicherung und intermittierender Versorgung hat sich in bestehenden intermittierend betriebenen Verteilungssystemen der private Zwischenspeicher etabliert. Hierbei steht jedoch nicht die gerechte Verteilung innerhalb des Gesamtsystems, sondern die größtmögliche individuelle Wasserentnahme aus dem Gesamtsystem im Fokus. Die Verbraucher versuchen demnach, wenn immer es die hydraulischen Randbedingungen zulassen, Wasser zu beziehen und ihre privaten Zwischenspeicher zu füllen. Diese Form der Wasserspeicherung kann auch als dezentrale Wasserspeicherung bezeichnet werden. Im o.g. Fall sorgt die intuitive und ungeplante Umsetzung der dezentralen Wasserspeicherung jedoch gesamtheitlich für eine Verschlechterung der Versorgungssituation.

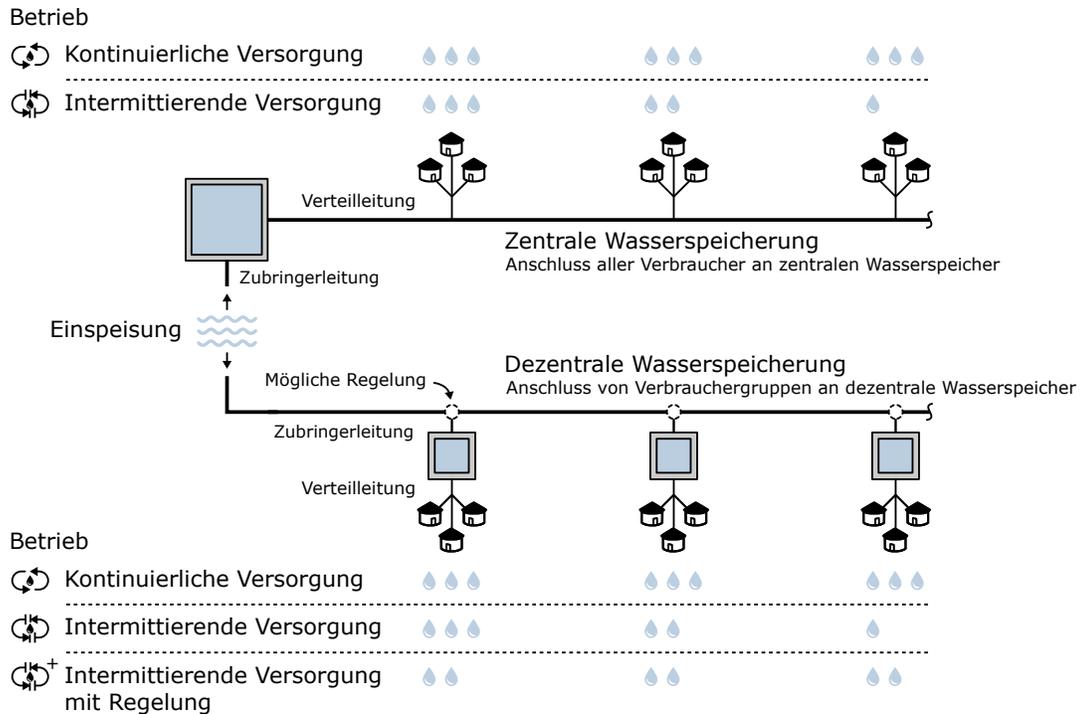


Abbildung 5.3: Zentrale und dezentrale Wasserspeicherung sowie Auswirkung der Betriebsweise auf eine gerechte Verteilung der Einspeisemenge

Wird eine dezentrale Wasserspeicherung hingegen bereits bei der Planung des Systemkonzepts berücksichtigt, bietet sich die Möglichkeit eine gerechte Wasserverteilung zu etablieren. Anstelle von privaten Zwischenspeichern und individuellen Verbrauchern, sollten jedoch Versorgungseinheiten mit übergeordneten dezentralen Wasserspeichern definiert werden. Für ländliche Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern typische Versorgungseinheiten wären z.B. einzelne Dörfer die einen gemeinsamen Dorfbehälter nutzen. Die individuellen Verbraucher aus den Versorgungseinheiten können dann, nur das Wasser aus ihrem dezentralen Wasserspeicher beziehen und haben keinen Zugriff auf das Wasser aus anderen Wasserspeichern. In einem Verteilungssystem mit dezentraler Wasserspeicherung vergrößert sich also der Anteil an Zubringerleitungen, die Wasser zu den einzelnen Wasserspeichern transportieren. Die Verteilungen hingegen befinden sich nur noch innerhalb der Versorgungseinheiten und nehmen anteilig ab. Gerade in Regionen mit heterogener Siedlungsstruktur, können die Zubringerleitungen als einfaches verästeltes Rohrleitungsnetz mit klar definierter Fließrichtung ausgebildet werden. Innerhalb der Versorgungseinheiten kann abhängig von dessen Komplexität die Verwendung von verästelten oder vermaschten Netzen abgewogen werden. Wird ein solches System kontinuierlich und bedarfsdeckend betrieben, werden ebenfalls alle Verbraucher mit ausreichend Wasser versorgt. Im Gegensatz zum System mit zentraler Wasserspeicherung verringert sich jedoch der durch individuelle Verbraucher beziehbare Anteil der Gesamtwassermenge. Bei einem intermittierenden und nicht bedarfsdeckenden Betrieb findet ohne zusätzliche Systemanpassung jedoch ebenfalls keine gerechte Verteilung des eingespeisten Wassers statt. Die dezentralen Wasserspeicher mit größerer Nähe zur Einspeisung, sind aus hydraulischer Sicht nach wie vor bevorzugt und erhalten einen größeren Anteil der Gesamtwassermenge. Durch ein Regelement innerhalb des Zubringersystems, kann jedoch die

zu den dezentralen Wasserspeichern abfließende Wassermenge beeinflusst werden. Jeder dezentrale Wasserspeicher erhält dann einen durch das Regelement definierbaren Anteil der Gesamtwassermenge. Da sich die Fließverhältnisse im Zubringersystem unabhängig von den Bedarfsschwankungen in den Versorgungseinheiten ergeben und die Fließrichtung durch die verästelte Netzform stets vorgegeben ist, kann dieses Regelement durch eine einfache hydraulische Regelung umgesetzt werden.

Zusammenfassend ermöglicht die dezentrale Wasserspeicherung also die kontrollierbare Aufteilung einer u.U. limitierten Wassereinspeisung innerhalb des Zubringersystems. Zudem kann sie verhindern, dass Versorgungseinheiten durch inadäquate Wasserentnahmen das Wasser anderer Versorgungseinheiten verbrauchen. Die wesentlichen Unterschiede einer zentralen und einer dezentralen Wasserspeicherung sowie die Auswirkung der Betriebsweise auf die gerechte Verteilung der Einspeisemenge sind in Abbildung 5.3 dargestellt.

5.4.2 Systemelemente zur Wasseraufteilung

Um die gerechte Verteilung eines limitierten Wasserdargebots zu ermöglichen, müssen die üblichen Systemelemente eines Wasserverteilungssystems durch angepasste Systemelemente ergänzt werden. Hauptaufgabe dieser Elemente ist dabei die kontrollierte Aufteilung und Weiterleitung eines variablen Zuflusses, unter Verwendung möglichst einfacher, pragmatischer und robuster Lösungsansätze. Hierbei soll die Aufteilung des Wassers, bei einem möglichst geringen Aufwand für Planung und Betrieb, unabhängig von naturräumlich bedingten Dargebotsschwankungen und nutzerbedingten Bedarfsschwankungen erfolgen. Weiter sollen sich die Systemelemente unter Berücksichtigung technischer und soziokultureller Randbedingungen, in für ländliche Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern typische Wasserverteilungssysteme integrieren lassen. Aufgrund der Unterteilung des Rohrleitungsnetzes und der damit entstehenden räumlich begrenzten Freispiegelströmung, eignen sich insbesondere Wasserspeicher zur Beeinflussung der Strömung. Durch die Integration angepasster Strukturen innerhalb eines Wasserspeichers, kann der Zufluss z.B. separiert und in mehrere Abflüsse aufgeteilt werden.

Offene Strukturen zur Aufteilung von Wasser wurden, wie in Abschnitt 3.4 beschrieben, schon in der Antike genutzt. Die meist sehr prunkvoll gestalteten Verteilerbauwerke hatten die Aufgabe, das Wasser auf unterschiedliche Verbrauchergruppen aufzuteilen. Hierfür waren jedoch separate, an das Verteilerbauwerk angeschlossene Verteilungssysteme notwendig, die z.B. Wasser zu öffentlichen Brunnen, privaten Häusern oder Badeanstalten weiterleiteten. Da geeignete Werkstoffe und Verfahren zum Bau von Druckleitungen rar waren, wurden die meisten Systeme als Freispiegel- und somit Durchlaufsysteme ausgeführt. Das im Verteilerbauwerk aufgeteilte Wasser, floss in den jeweiligen Verteilungssystemen kontinuierlich bergab zu den Verbrauchern. Überschüssiges Wasser wurde nicht genutzt und gelangte direkt in die Kanalisation. In diesen Systemen sind also erste Ansätze zur pragmatischen Aufteilung von Wasser zu finden. Allerdings ließ der hohe Aufwand für Bau und Unterhaltung, solche Systeme in der damaligen Zeit offenbar als nicht praktikabel erscheinen. Heutzutage sind zumindest nur sehr wenige Wasserverteiler bekannt, siehe hierzu auch Abschnitt 3.4.

Mit den heute zur Verfügung stehenden Systemelementen, lassen sich auf Basis der antiken Verteilungskonzepte jedoch pragmatische und nachhaltig funktionierende Wasserverteilungssysteme entwickeln. Bestehende Systemelemente von zentraler Bedeutung sind

hier Rohrleitungen, die einen Druckabfluss zulassen und Schwimmerventile, die einen Zufluss abhängig vom Füllstand eines Behälters eigenständig regeln. Neu zu entwickelnde Systemelemente sind Wasserverteiler und Wehrüberfallsysteme mit justierbarer Wehrbreite, zur kontrollierten Aufteilung von Wasser. Einen Überblick der für das angepasste Wasserverteilungssystem benötigten Systemelemente auf Basis von Wasserspeichern ist in Abbildung 5.4 gegeben.

Wasserverteiler können als Behälter mit integriertem Mehrkammersystem, bestehend aus einer Vorkammer und mehreren Unterkammern beschrieben werden. Im Gegensatz zu Wasserspeichern ist ihre Aufgabe nicht die Wasserspeicherung, sondern die Aufteilung und Weiterleitung des Zuflusses. Hierfür wird Wasser, das zunächst in die Vorkammer fließt, auf die Unterkammern aufgeteilt. Die Aufteilung wird über Wehrüberfälle mit justierbarer Wehrbreite umgesetzt. Durch eine Anpassung der Wehrbreiten kann definiert werden, welcher Anteil des Zuflusses in die jeweiligen Unterkammern fließen soll. Die so entstehenden Teilströme werden dann, in an die Unterkammern anschließende Rohrleitungssysteme weitergeleitet. Die Anzahl der Unterkammern ergibt sich in Abhängigkeit der benötigten Teilströme und ist in Abbildung 5.4 nur beispielhaft dargestellt.

Es können übergeordnete und untergeordnete Wasserverteiler unterschieden werden. Ein übergeordneter Wasserverteiler steht am Beginn eines Wasserverteilungssystems und teilt die Systemeinspeisung erstmals auf. Die Systemeinspeisung kann z.B. eine Quelle mit variabler Schüttungsrate sein. Der Zufluss in den übergeordneten Wasserverteiler soll dabei stets gewährleistet sein. Falls das Wasserdargebot den Wasserbedarf überschreitet, kann überschüssiges Wasser über einen definierten Systemüberlauf abfließen. Dieser kann sich z.B. am übergeordneten Wasserverteiler oder aber an einem anderen, ggf. besser geeigneten Punkt im System befinden.

Untergeordnete Wasserverteiler befinden sich innerhalb eines Wasserverteilungssystems und werden von einer Unterkammer des übergeordneten Wasserverteilers oder der Unterkammer eines anderen untergeordneten Wasserverteilers gespeist. Sie sind zusätzlich mit einem Schwimmerventil ausgestattet. Füllt sich also das Mehrkammersystem im untergeordneten Wasserverteiler, wird der Zufluss unterbrochen. Überschüssiges Wasser kann sich demnach stets bis zum übergeordneten Wasserverteiler rückstauen.

Dezentrale Wasserspeicher haben die Aufgabe Wasser für eine Versorgungseinheit zwischenspeichern und für deren Versorgung bereitzustellen. Durch die Dezentralisierung der Wasserspeicherung wird, wie in Abschnitt 5.4.1 beschrieben, der Zugriff einzelner Versorgungseinheiten resp. Verbraucher auf ihren jeweiligen dezentralen Wasserspeicher beschränkt. Weiter kann mithilfe der Wasserverteiler, eine kontrollierte Aufteilung der Gesamtwassermenge auf die dezentralen Wasserspeicher erfolgen. Die grundlegende Struktur dezentraler Wasserspeicher orientiert sich an herkömmlichen Wasserspeichern. Um einen Rückstau überschüssigen Wassers zum übergeordneten Wasserverteiler zu ermöglichen, sind ebenfalls Schwimmerventile vorzusehen.

Druckunterbrecher trennen das Rohrleitungsnetz und sorgen so auf einer definierten Höhe für einen vollständigen Druckabbau. Gerade in Regionen mit heterogener Siedlungsstruktur und großen Höhenunterschieden kann durch die Verwendung von Druckunterbrechern ein moderater Leitungsdruck erlangt werden. Hinsichtlich der oft minderwertigen Ausführungsqualität von Rohrleitungssystemen in Entwicklungs- und Schwellenländern, kann so der Entstehung großer Wasserverluste entgegengewirkt werden. Auf eine Druckreduzierung mittels Druckreduzierventil wird aus Gründen der Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und

zur Minimierung des Wartungsaufwands bewusst verzichtet. Die grundlegende Struktur eines Druckunterbrechers entspricht der eines dezentralen Wasserspeichers. Aufgrund der unterschiedlichen Aufgaben fällt das Volumen in der Regel jedoch geringer aus.

Das Volumen der Wasserverteiler resp. derer Vor- und Unterkammern sowie der Druckunterbrecher ergibt sich in Abhängigkeit des Bemessungsdurchflusses von Zu- und Abfluss. Hierbei muss sich eine ausreichende Beruhigung des Zuflusses ergeben, um einen sachgemäßen Betrieb der Wehrüberfälle und der Schwimmerventile zu gewährleisten. Weiter muss ein ausreichendes fluktuierendes Volumen vorhanden sein, um abhängig von Dargebots- und Bedarfssituation, einen Befüllungsprozess oder stationären Betrieb mit Teilfüllung des Rohrleitungsnetzes zuzulassen. Die Ermittlung der Kammervolumen ist näher in Abschnitt 5.5.4 erläutert. Das Volumen der dezentralen Wasserverteiler kann entsprechend der anerkannten Regeln der Technik in Abhängigkeit der Größe der dazugehörigen Versorgungseinheit bemessen werden, siehe hierzu auch Abschnitt 4.4.3.

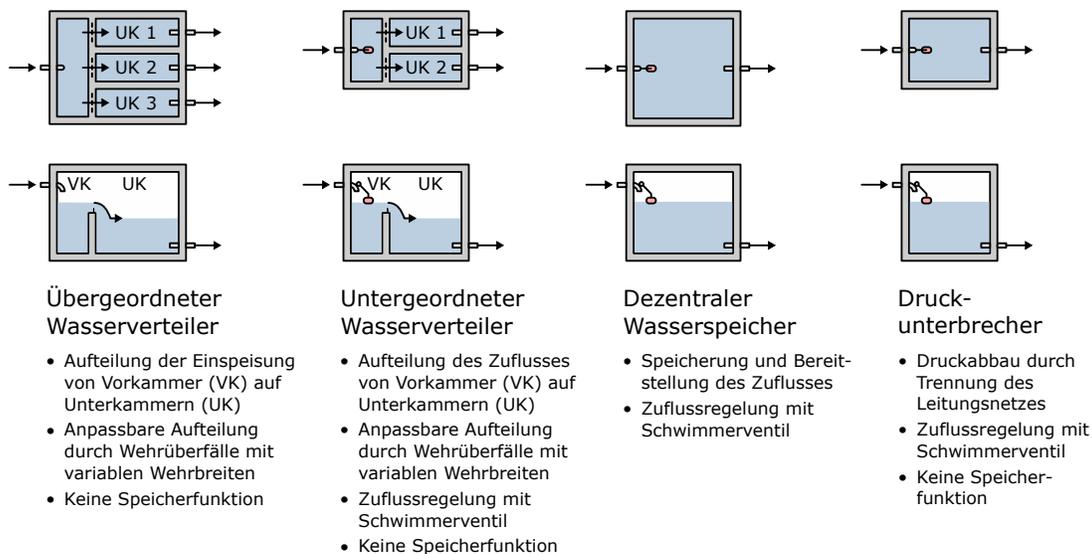


Abbildung 5.4: Angepasste Systemelemente zur Wasseraufteilung sowie bestehende Systemelemente zur Wasserspeicherung und Druckreduzierung in Drauf- und Seitenansicht

5.4.3 Wehrüberfallsystem mit justierbarer Wehrbreite

Die Aufteilung des Wassers innerhalb eines Wasserverteilers wird durch Wehrüberfälle zwischen der Vorkammer und den Unterkammern umgesetzt. Über die Wehrbreite dieser Wehrüberfälle wird definiert, welcher Anteil des Zuflusses in die jeweiligen Unterkammern fließen soll. Die Aufteilung des Wassers ergibt sich in direkter Abhängigkeit der Wehrbreiten. Bei einem Wasserverteiler mit z.B. zwei Unterkammern würde ein Wehrüberfall mit doppelter Wehrbreite also auch die doppelte Wassermenge in die Unterammer leiten. Diese sehr anschauliche und leicht verständliche Aufteilung des Wassers soll in erster Linie einen einfachen Betrieb des Wasserverteilungssystems seitens des Betreibers ermöglichen. Weiter kann die Aufteilung jedoch auch der Bevölkerung demonstriert oder in Zusammenarbeit mit der Bevölkerung angepasst werden, um so potentielle Nutzerkonflikte zwischen einzelnen Versorgungseinheiten zu unterbinden. Um auch während des Betriebs eine Anpassung der Aufteilung zu ermöglichen, sollen die Wehrüberfälle mit justierbarer

Wehrbreite ausgeführt werden. So können langfristige oder kurzzeitige Änderungen des Wasserbedarfs in den Versorgungseinheiten, wie z.B. durch Zuwachs oder Abnahme der Bevölkerung oder durch zeitlich begrenzte gesellschaftliche Veranstaltungen, durch das Betriebspersonal berücksichtigt werden.

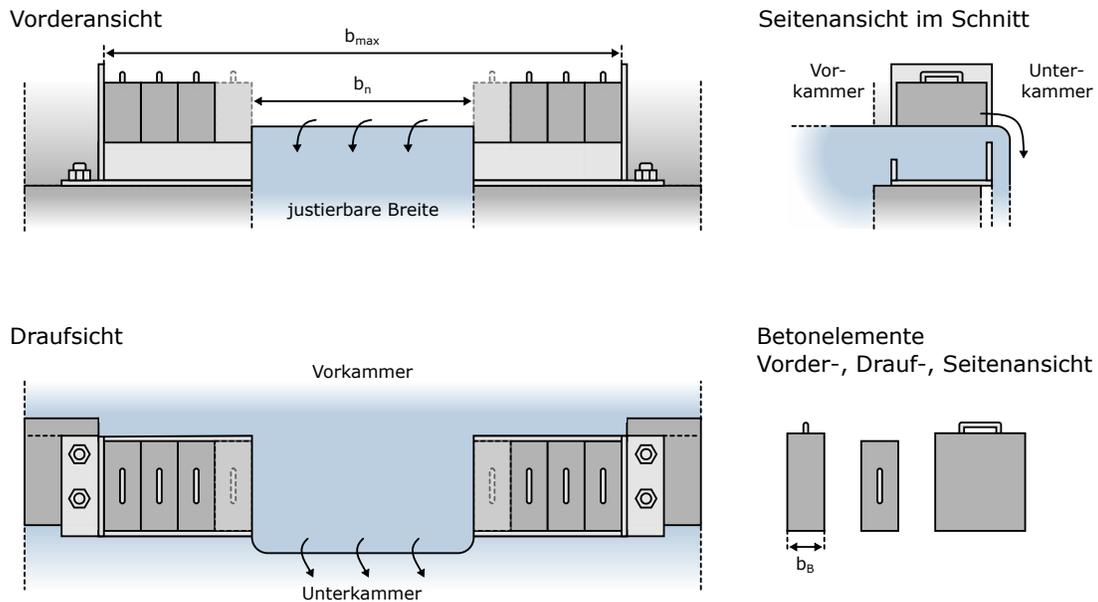


Abbildung 5.5: Wehrüberfallssystem mit justierbarer Wehrbreite

Das entwickelte Wehrüberfallssystem ist in Abbildung 5.5 dargestellt. Es besteht aus einem nichtrostenden Stahlelement, das auf jedem Übergang von Vor- zu Unterkammer montiert wird. Die der Unterkammer zugewandte Kante des Elements ist dabei höher ausgeführt und dient somit als definierte Wehrüberfallkante. Während der Installation der Wehrüberfallssysteme ist also eine gleiche Höhe aller Wehrüberfallkanten sicherzustellen. Nach der Installation müssen die Freiräume zwischen den Stahlelementen mit Vergussmörtel verfüllt werden, um ein Umfließen der Wehrüberfälle zu vermeiden. Durch das Aufstellen von Betonelementen innerhalb des Stahlelements, kann die maximale Wehrbreite b_{max} segmentweise auf die Wehrbreite b_n reduziert werden. Die Aufteilung des Wassers kann also nicht völlig frei erfolgen, sondern ergibt sich durch die, von der Betonelementbreite b_B vorgegebenen, möglichen Wehrbreitenkombinationen. Bezogen auf die Breite des Wehrüberfallsystems müssen also angemessene Betonelementbreiten gewählt werden.

Zusammenfassend stellt das Wehrüberfallssystem eine pragmatische Systemlösung dar, die speziell auf die Randbedingungen in technisch und ökonomisch schwachen Regionen abzielt. Sie kann mit einfachen Mitteln gewartet, angepasst oder vervielfältigt werden und birgt daher ein großes Multiplikationspotenzial. Durch die einfache Ausführung kann Wasser zwar ungewollt in geringen Mengen z.B. zwischen den Betonelementen austreten, dies stellt allerdings keinen Wasserverlust dar, sondern nimmt nur Einfluss auf die Aufteilung des Wassers. Auf komplexe Wehrüberfallssysteme mit verschiebbaren Elementen und Dichtungssystemen wurde hier bewusst verzichtet.

Zur Ermittlung der einzelnen Wehrbreiten in einem Wasserverteiler, muss zunächst die Aufteilung des Wassers, z.B. in Abhängigkeit der Einwohnerzahl in den jeweiligen Versorgungseinheiten, in Form von Prozentsätzen p_n bestimmt werden. Jeder Prozentsatz

bezieht sich dabei auf den Wehrüberfall einer Unterkammer. Innerhalb eines Wasserverteilers werden alle Prozentsätze relativ zueinander betrachtet, d.h. der Prozentsatz des Zuflusses in den Wasserverteiler beträgt immer $p_{in} = 100 \%$ und die Summe aller Prozentsätze für die Aufteilung in die Unterkammern muss ebenfalls $\sum p_n = 100 \%$ betragen. Der anteilige Zufluss in eine Unterkammer, ergibt sich in Abhängigkeit der Wehrbreite des dazugehörigen Wehrüberfalls, in Relation zur summierten Wehrbreite aller Wehrüberfälle. Um eine größtmögliche Ausnutzung der Wehrbreiten zu erlangen, werden die einzelnen Wehrbreiten auf Basis des Wehrüberfalls mit dem größten Prozentsatz p_{max} bestimmt. Für diesen wird keine Reduktion der Wehrbreite vorgesehen, sodass diese der maximalen Wehrbreite b_{max} resp. der vollen Breite des Wehrüberfallsystems entspricht. Die anderen, zu reduzierenden Wehrbreiten b_n ergeben sich dann in Abhängigkeit ihrer jeweiligen Prozentsätze p_n zu:

$$b_n = \frac{b_{max}}{p_{max}} \cdot p_n \quad (5.1)$$

Abbildung 5.6 zeigt exemplarisch die erforderlichen Wehrbreiten in einem Wasserverteiler mit drei Unterkammern. Die Aufteilung des Wasser soll hier entsprechend der Prozentsätze $p_1 = 50 \%$, $p_2 = 30 \%$ und $p_3 = 20 \%$ erfolgen. Der Wehrüberfall in die erste Unterkammer hat also den größten Prozentsatz $p_1 = p_{max}$. Die drei Wehrüberfallssysteme der einzelnen Kammern haben in diesem Beispiel alle eine identische Breite von $b_{max} = 1 \text{ m}$. Für die erste Unterkammer erfolgt demnach keine Reduktion der Wehrbreite und es gilt $b_1 = b_{max}$. Alle weiteren Wehrbreiten können dann entsprechend Gleichung 5.1 berechnet werden:

$$b_2 = \frac{b_{max}}{p_1} \cdot p_2 \quad (5.2)$$

$$b_3 = \frac{b_{max}}{p_1} \cdot p_3 \quad (5.3)$$

Abhängig von den Prozentsätzen können die berechneten Wehrbreiten durch die segmentweise Anpassung jedoch ggf. nicht exakt eingestellt werden. In diesem Fall kann versucht werden durch eine erneute Berechnung ein besseres Ergebnis zu erzielen. Hierbei wird die Wehrbreite des größten Wehrüberfalls um ein Betonelement verringert. Für die Berechnung der weiteren Wehrbreiten wird dann die maximale Wehrbreite abzüglich der Betonelementbreite b_B verwendet. Dieser Ansatz kann auch durch die Reduktion des größten Wehrüberfalls mit mehreren Betonelementen fortgeführt werden. Falls keine Kombination zu einem ausreichend guten Ergebnis führt, muss die Aufteilung entsprechend der einstellbaren Wehrbreiten angepasst werden oder es muss ein Betonelement mit spezifischer Betonelementbreite zur Feinjustierung hergestellt werden.

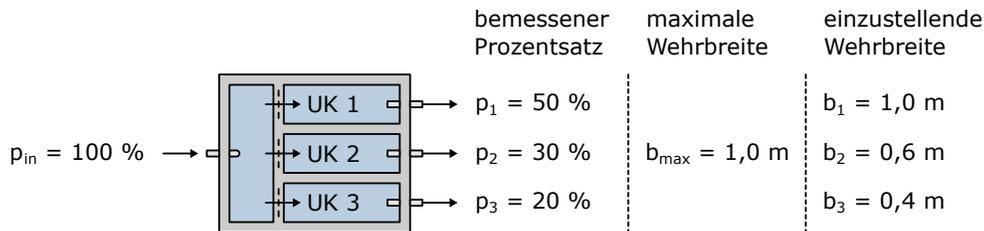


Abbildung 5.6: Exemplarische Wehrbreiten in einem Wasserverteiler mit drei Unterkammern in Draufsicht

5.4.4 Angepasstes Systemkonzept

Das Systemkonzept der angepassten Wasserverteilung ergibt sich aus der grundlegenden Anordnung der Systemelemente, also der übergeordneten und untergeordneten Wasserverteiler, der dezentralen Wasserspeicher und ggf. der Druckunterbrecher. Das Konzept ist schematisch in Abbildung 5.7 dargestellt. Die Einspeisung in das Wasserverteilungssystem erfolgt in den übergeordneten Wasserverteiler. Hier wird das Wasser erstmals aufgeteilt und an verschiedene Versorgungseinheiten bzw. Versorgungsgruppen weitergeleitet. Eine Versorgungseinheit besteht aus einem dezentralen Wasserspeicher, der mehrere Verbraucher versorgt. Zwischen dezentralem Wasserspeicher und Verbrauchern können wiederum verästelte oder vermaschte Netzstrukturen bestehen. Ein typisches Beispiel hierfür wäre ein Dorf mit einem gemeinsam genutzten Dorftank. Mit dem Erreichen einer Versorgungseinheit endet jeder Versorgungsstrang. Eine Versorgungsgruppe besteht hingegen aus mehreren Versorgungseinheiten, die von mindestens einem untergeordneten Wasserverteiler gespeist werden. Fließt das Wasser vom übergeordneten Wasserverteiler also in eine Versorgungsgruppe, mündet es immer in einen untergeordneten Wasserverteiler. Hier wird das Wasser erneut aufgeteilt und an Versorgungseinheiten bzw. Versorgungsgruppen weitergeleitet.

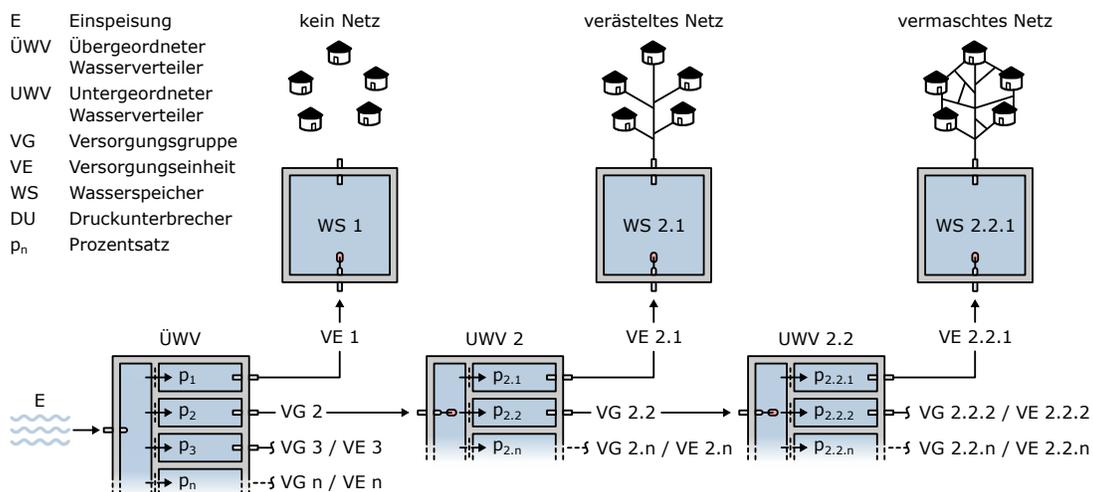


Abbildung 5.7: Anordnung der Systemkomponenten im angepassten Wasserverteilungskonzept in Draufsicht

Die Notation der Versorgungseinheiten, der Versorgungsgruppen und der Systemelemente ergibt sich aus deren Lage im Verteilungssystem und aus dem dazugehörigen Versorgungspfad. Ein Beispiel hierfür ist in Abbildung 5.7 gegeben und soll im Folgenden erläutert werden. Der übergeordnete Wasserverteiler ÜWV teilt das Wasserverteilungssystem in n Versorgungseinheiten bzw. Versorgungsgruppen auf. Das Wasser aus der ersten Unterkammer fließt in die Versorgungseinheit VE 1 zum dezentralen Wasserspeicher WS 1. Hier endet dieser Versorgungsstrang. Das Wasser aus der zweiten Unterkammer fließt in Versorgungsgruppe VG 2 und somit zum untergeordneten Wasserverteiler UWV 2. Dort wird das Wasser erneut auf n Versorgungseinheiten bzw. Versorgungsgruppen aufgeteilt. Das Wasser aus der ersten Unterkammer fließt in die Versorgungseinheit VE 2.1 zum dezentralen Wasserspeicher WS 2.1, wo auch dieser Versorgungsstrang endet. Das Wasser

aus der zweiten Unterkammer fließt wiederum in Versorgungsgruppe VG 2.2 und somit zum nächsten untergeordneten Wasserverteiler UWV 2.2. Hier wird das Wasser erneut auf n Versorgungseinheiten bzw. Versorgungsgruppen aufgeteilt. Druckunterbrecher werden nach dem gleichen Schema bezeichnet, sind in diesem Beispiel allerdings nicht dargestellt. Die Notation aller Systemstrukturen ergibt sich also durch die Kombination der Unterkammern, die der Versorgungspfad durchlaufen hat.

Die Notation der Prozentsätze p_n orientiert sich an der Notation der Versorgungseinheiten und -gruppen und ergibt sich aus einer Kombination der Nummerierung des untergeordneten Wasserspeichers und dessen Unterkammern. Der Index n setzt sich hierbei aus der numerischen Bezeichnung des Wasserverteilers und der Nummer der Unterkammer zusammen. So wird in Abbildung 5.7 z.B. der Prozentsatz der ersten Unterkammer des untergeordneten Wasserverteilers UWV 2.2 als $p_{2.2.1}$ bezeichnet. Der Prozentsatz der n -ten Unterkammer dieses Wasserverteilers lautet hingegen $p_{2.2.n}$. Da der übergeordnete Wasserverteiler keine numerische Bezeichnung hat, wird hier im Index der Prozentsätze direkt die Unterkammer angegeben. Für die erste Unterkammer des übergeordneten Wasserverteilers ÜWV ergibt sich also der Prozentsatz p_1 .

Durch diese Form der Bezeichnung aller Systemelemente, enthält die numerische Bezeichnung einer Versorgungseinheit oder einer Versorgungsgruppe bereits die Information, welche Unterkammern resp. welche relativen Prozentsätze der Versorgungspfad bereits durchlaufen hat. Somit können die absoluten Prozentsätze resp. die tatsächlichen Wassermengen, die einer Versorgungseinheit oder einer Versorgungsgruppe zustehen, auf Grundlage derer numerischen Bezeichnungen berechnet werden. Der absolute Prozentsatz ergibt sich dabei aus dem Produkt aller zuvor durchlaufenen relativen Prozentsätze. Für eine Versorgungseinheit mit der Bezeichnung VE i.j.k ergibt sich der absolute Prozentsatz $p_{VEi.j.k}$ somit zu:

$$p_{VEi.j.k} = p_{i.j.k} \cdot p_{i.j} \cdot p_i \quad (5.4)$$

Die anteilige Einspeisung $E_{VEi.j.k}$ in die Versorgungseinheit VE i.j.k ergibt sich abhängig von der Gesamteinspeisung E in das Wasserverteilungssystem zu:

$$E_{VEi.j.k} = E \cdot (p_{i.j.k} \cdot p_{i.j} \cdot p_i) \quad (5.5)$$

Für das in Abbildung 5.7 dargestellt Beispiel würden sich für Versorgungseinheit VE 2.2.1 der absolute Wasseranteil $p_{VE2.2.1}$ und die anteilige Einspeisung $E_{VE2.2.1}$ in den dezentralen Wasserspeicher WS 2.2.1 also wie folgt ergeben:

$$p_{VE2.2.1} = p_{2.2.1} \cdot p_{2.2} \cdot p_2 \quad (5.6)$$

$$E_{VE2.2.1} = E \cdot (p_{2.2.1} \cdot p_{2.2} \cdot p_2) \quad (5.7)$$

5.4.5 Auswirkung von Dargebots- und Bedarfsschwankungen

Wie in Abschnitt 3.6.3 beschrieben, ist der Wasserbedarf der Verbraucher keine konstante Größe, sondern unterliegt zeitlichen Schwankungen. Abhängig von Tageszeit, Wochentag oder Jahreszeit werden z.B. unterschiedlich große Mengen an Wasser benötigt. Das Wasserdargebot in Form einer variablen Systemeinspeisung unterliegt ebenfalls dynamischen Schwankungen. So hängt, wie in Abschnitt 3.5.3 beschrieben, die Schüttungsrate einer Quelle z.B. in hohem Maße von der Niederschlagsverteilung, dem Wasserstand des

Grundwasserspeichers und den hydrogeologischen Randbedingungen ab. Das Wasserverteilungssystem unterliegt also dynamischen Dargebots- und Bedarfsschwankungen, die sich u.a. auch auf die Verteilung der Wassermenge auswirken können.

Eine Aufteilung des Wassers entsprechend der eingestellten Wehrrbreiten innerhalb der Wasserverteiler findet nur statt, wenn der Wasserbedarf das Wasserdargebot überschreitet. Findet also keine bedarfsdeckende Versorgung statt, fließt das in den Wasserverteilern aufgeteilte Wasser dauerhaft in die dezentralen Wasserspeicher und wird dort von den Verbrauchern entnommen. Jede Versorgungseinheit bekommt somit nur den ihr zustehenden Anteil der Einspeisemenge. In diesem Fall befindet sich der Wasserspiegel in den Unterkammern unterhalb des Wasserspiegels in der Vorkammer, da alles Wasser direkt vom Leitungssystem weitergeleitet wird.

Wird der Wasserbedarf in einer Versorgungseinheit hingegen gedeckt, so füllt sich zunächst deren dezentraler Wasserspeicher und der Zufluss in den Speicher wird durch das Schwimmerventil gemindert. Infolgedessen entsteht ein Rückstau zum oberstrom liegenden Wasserverteiler und ein Anstieg des Wasserspiegels in der, der Versorgungseinheit zugeordneten, Unterkammer. Gleichen sich die Wasserspiegel in Vor- und Unterkammer an, verliert der Wehrüberfall seine Funktion und das überschüssige Wasser wird auf die übrigen Unterkammern aufgeteilt. Da sich nun auch die Relation der übrigen Wehrrbreiten zur nun verringerten Gesamtwehrrbreite verändert, wird das überschüssige Wasser entsprechend der ursprünglichen Prozentsätze p_n aufgeteilt. Wird der Prozentsatz der gefüllten Unterkammer mit $p_{n,0} = 0 \%$, und die übrigen, nun veränderten Prozentsätze mit $p_{n,r}$ als resultierende Prozentsätze beschrieben, so kann die veränderte Aufteilung wie folgt berechnet werden:

$$p_{n,r} = p_n + \frac{p_{n,0}}{\sum p_n - p_{n,0}} \cdot p_n \quad (5.8)$$

Ein Beispiel für eine veränderte Aufteilung ist, basierend auf Abbildung 5.6, in Abbildung 5.8 dargestellt. Hier steigt der Wasserspiegel in der zweiten Unterkammer an, sodass deren Wehrüberfall seine Funktion verliert und $p_2 = p_{2,0}$ gilt. Die nun überschüssigen $p_2 = 30 \%$ des Zuflusses werden also anteilig auf die erste und dritte Unterkammer aufgeteilt. Die resultierenden Prozentsätze ergeben sich entsprechend Gleichung 5.8 also zu:

$$p_{1,r} = p_1 + \frac{p_2}{p_1 + p_3} \cdot p_1 \quad (5.9)$$

$$p_{3,r} = p_3 + \frac{p_2}{p_1 + p_3} \cdot p_3 \quad (5.10)$$

Der resultierende Prozentsatz der ersten Unterkammer vergrößert sich also anteilig um 21,4 % zu $p_{1,r} = 71,4 \%$. Der resultierende Prozentsatz der dritten Unterkammer nimmt hingegen nur um 8,6 % zu, was zu einem resultierenden Prozentsatz von $p_{3,r} = 28,6 \%$ führt.

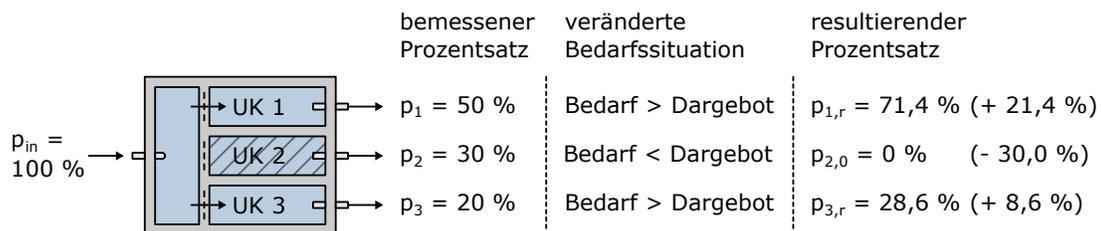


Abbildung 5.8: Veränderung der Aufteilung bei Füllung einer Unterkammer in Draufsicht

Da alle dezentralen Wasserspeicher und untergeordneten Wasserverteiler mit Schwimmerventilen ausgestattet sind, kann sich bei der Bedarfsdeckung einer Versorgungseinheit, überschüssiges Wasser innerhalb des gesamten Wasserverteilungssystems Rückstauen. Hierbei ergibt sich eine direkte Auswirkung auf den unterstrom der Rückstauung liegenden Teil und u.U. eine indirekte Auswirkung auf den oberstrom der Rückstauung liegenden Teil des Verteilungssystems. Ein Beispiel für den Rückstau aus einer Versorgungseinheit und dessen Auswirkung ist in Abbildung 5.9 dargestellt. Wird der Wasserbedarf z.B. in Versorgungseinheit VE 2.1 gedeckt, ergibt sich ein Rückstau vom dezentralen Wasserspeicher WS 2.1 zur ersten Unterkammer des Wasserverteilers UWV 2. Hierdurch stoppt der Zufluss in diese Unterkammer und es ergeben sich anteilig größere Zuflüsse in die übrigen Unterkammern. Innerhalb des Wasserverteilers UWV 2 ändert sich also die Aufteilung des Wassers und es ergeben sich die veränderten Prozentsätze $p_{2.1,0}$, $p_{2.2,r}$ und $p_{2,n,r}$. Die anteilig größeren Zuflüsse in die zweite bis n-te Unterkammer, werden in die angeschlossenen Versorgungsgruppen bzw. Versorgungseinheiten weitergeleitet. Der Wasserverteiler UWV 2.2 erhält also einen erhöhten Zufluss, wobei die Aufteilung des Wassers hier unverändert bleibt. Falls die erhöhten Zuflüsse für eine Deckung des Wasserbedarfs in den unterstrom liegenden Versorgungseinheiten sorgen, kann sich das Wasser auch in der gesamten Versorgungsgruppe VG 2 und bis hin zum übergeordneten Wasserverteiler ÜWV Rückstauen. Eine Rückkopplung Richtung oberstrom von Wasserverteiler UWV 2, muss jedoch nicht stattfinden und stellt daher nur eine indirekte Auswirkung dar.

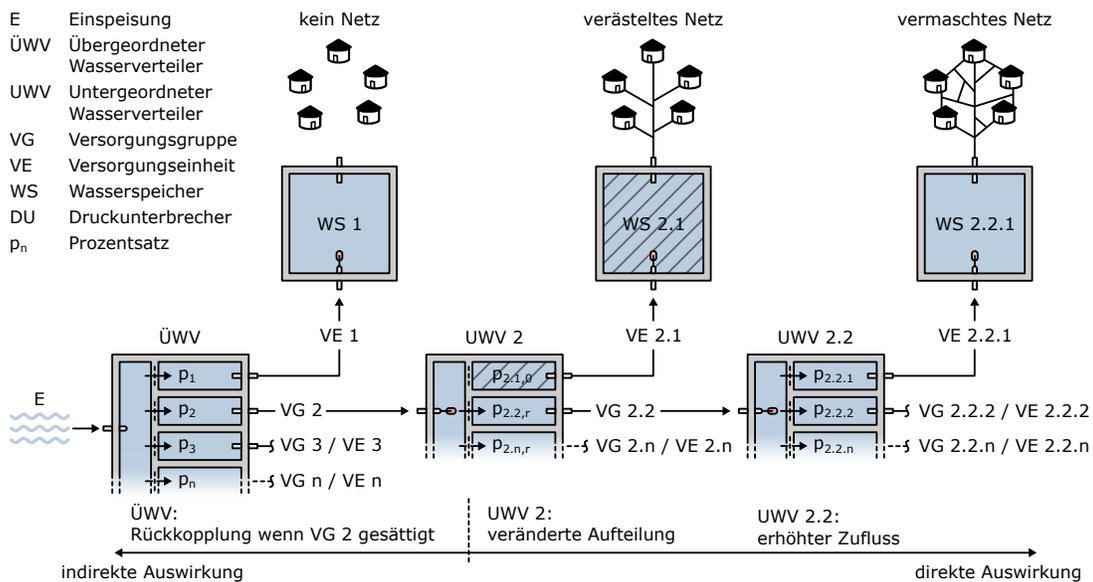


Abbildung 5.9: Auswirkung des Rückstaus einer Versorgungseinheit auf das Wasserverteilungssystem in Draufsicht

Ein denkbares Dargebots- und Bedarfsszenario wäre z.B. eine nicht bedarfsdeckende Versorgung während des Tages, wo der Wasserbedarf der Verbraucher am höchsten ist. Hierbei entleeren die Verbraucher die dezentralen Wasserspeicher und alle Versorgungseinheiten erhalten einen gerechten Anteil der gesamten Einspeisemenge. Wenn der Wasserbedarf während der Nacht wieder abnimmt, beginnen sich die dezentralen Wasserspeicher zu füllen. Genügt der nächtliche Zufluss in einer Versorgungseinheit um den Wasserspeicher komplett zu füllen, steht das überschüssige Wasser den unterstrom liegenden Verbrauchern

wiederum anteilig zu Verfügung. Hierdurch füllen sich deren Wasserspeicher frühzeitiger, sodass sich der Rückstau effekt u.U. in großen Teilen des Verteilungssystems ausbreiten kann.

Wird der Wasserbedarf nicht nur in einer einzelnen Versorgungseinheit, sondern innerhalb des gesamten Verteilungssystems gedeckt, füllen sich alle Wasserspeicher und Wasserverteiler, sodass der Zufluss in die Behälter nur noch über die Stellung der Schwimmerventile geregelt wird. Überschüssiges Wasser fließt dann über den definierten Systemüberlauf ab. Da die Wehrüberfälle bei gefüllten Wasserverteilern ihre Funktion verlieren, findet innerhalb des Verteilungssystems auch keine Aufteilung des Wassers mehr statt. In diesem Szenario ist jedoch ausreichend Wasser für alle Verbraucher vorhanden und eine Aufteilung daher nicht notwendig. Ohne betriebliche Änderungen vornehmen zu müssen, lässt sich das Verteilungssystem also auch bedarfsdeckend betreiben.

Das angepasste Wasserverteilungskonzept ermöglicht also eine gerechte Aufteilung des limitierten Wassers, wenn der Wasserbedarf der Verbraucher nicht gedeckt werden kann. Wird der Bedarf einzelner Versorgungseinheiten gedeckt, ergibt sich ein Rückstau des überschüssigen Wassers. Dieses verteilt sich wiederum gerecht im unterstrom liegenden Teil des Systems. Dabei kann sich auch eine Rückstauung im gesamten System ergeben. Kommt es zu einer Deckung des Bedarfs in allen Versorgungseinheiten, entspricht das Systemverhalten dem eines herkömmlichen Systems, welches kontinuierlich und bedarfsdeckend betrieben wird. Aus betrieblicher Sicht müssen lediglich die Wehrbreiten definiert und eingestellt werden. Die einzelnen Betriebsszenarien stellen sich hingegen, abhängig von der jeweiligen Dargebots- und Bedarfssituation, hydraulisch selbstständig ein.

5.4.6 Zusammenfassung

Im Folgenden sollen die wesentlichen Aussagen hinsichtlich der Konzeption des angepassten Wasserverteilungssystems zusammengefasst werden:

- Eine dezentrale Wasserspeicherung ermöglicht eine kontrollierte Aufteilung der Wassereinspeisung innerhalb des Zubringersystems und beschränkt den durch individuelle Verbraucher beziehbaren Anteil der Gesamtwassermenge
- Wasserverteiler mit integriertem Mehrkammersystem ermöglichen eine Aufteilung des Zuflusses und eine Weiterleitung der Teilströme in die angeschlossenen Versorgungseinheiten und Versorgungsgruppen
- Die Aufteilung des Wassers wird durch einfache und robuste Wehrüberfallssysteme mit justierbarer Wehrbreite umgesetzt
- Bei einer nicht bedarfsdeckenden Versorgung kann jeder Versorgungseinheit ein definierter Anteil des verfügbaren Wasserdargebots zugeteilt werden
- Bei einer teilweisen Deckung des Wasserbedarfs entsteht ein Rückstau der überschüssigen Wassermenge, die den übrigen Versorgungseinheiten wiederum anteilig zur Verfügung steht
- Bei einer bedarfsdeckenden Versorgung kann das Verteilungssystem entsprechend eines herkömmlichen Systems kontinuierlich betrieben werden.

5.5 Bemessung der angepassten Wasserverteilung

5.5.1 Allgemeine Anforderungen an die Bemessung

Grundsätzlich sollte die Bemessung des angepassten Wasserverteilungssystems sowie dessen Anlagenteile gemäß den in Kapitel 3 und Kapitel 4 beschriebenen anerkannten Regeln der Technik erfolgen. Durch die in Abschnitt 5.3 beschriebene Anpassung der technischen Konzeption, ergeben sich jedoch Systemkomponenten und Betriebszustände, für die nach den anerkannten Regeln der Technik keine Planungs- und Bemessungsgrundlagen existieren. Dies betrifft insbesondere die Bemessung der Wasserverteiler, die Auswirkung der Lage von Wasserverteilern und dezentralen Wasserspeichern auf die Systemhydraulik, die Bemessung der Zubringerleitungen, die Auswirkung des Leitungsverlaufs hinsichtlich des Entleerungs- und Befüllungsprozesses sowie die verschiedenen Betriebszustände während einer Teilfüllung des Rohrleitungssystems. Neue Bemessungsansätze für diese Systemkomponenten und Betriebszustände sollen daher in den folgenden Abschnitten erläutert werden. Unabhängig von der Anpassung der technischen Konzeption kann die Auslegung der dezentralen Wasserspeicher, die Ermittlung des Wasserbedarfs in den Versorgungseinheiten sowie die Bemessung der Wasserverteilungssysteme in den Versorgungseinheiten gemäß den anerkannten Regeln der Technik durchgeführt werden.

5.5.2 Topografische Randbedingungen

Während die Einspeisung in den übergeordneten Wasserverteiler z.B. durch eine Wasserförderung umgesetzt werden kann, findet die Verteilung des Wassers innerhalb des angepassten Wasserverteilungssystems gravitär statt. Der übergeordnete Wasserverteiler muss sich also geodätisch über den Versorgungseinheiten auf einem Geländehochpunkt befinden. Entsprechend der Funktion eines Hochbehälters, entspricht der Energiehorizont der einzelnen Wasserspiegel in den Unterkammern, der verfügbaren Gesamtenergie zur Verteilung des Wassers in den jeweiligen Versorgungssträngen. Theoretisch können somit alle Verbraucher, die auf einem tieferen Höhenniveau als der übergeordnete Wasserverteiler liegen, über das System mit Wasser versorgt werden. Abbildung 5.10 zeigt schematisch die Lage der einzelnen Systemkomponenten in Abhängigkeit der topografischen Randbedingungen.

Durch die Trennung des Leitungssystems baut jeder Wasserverteiler, analog zur Funktion eines Druckunterbrechers, den Leitungsdruck auf der Höhe seiner Lage im Versorgungsgebiet vollständig ab. Daher müssen sich die untergeordneten Wasserverteiler entlang eines Versorgungsstrangs auf sukzessive abfallenden Höhenlagen befinden resp. der Höhenunterschied zum Energiehorizont des übergeordneten Wasserverteilers, muss entlang eines Versorgungsstrangs stets zunehmen. Folglich müssen auch die Versorgungseinheiten resp. deren dezentrale Wasserspeicher, stets auf einem niedrigeren Höhenniveau als die dazugehörigen Wasserverteiler liegen. Gebiete mit topografisch abfallendem Gelände eignen sich demnach bestens für den Einsatz des angepassten Verteilungskonzepts. Die Höhenlagen der Versorgungseinheiten können entlang des Versorgungsstrangs jedoch sehr unterschiedlich ausgeprägt sein und müssen nicht zwingend einem abfallenden Höhengradienten folgen. Abhängig von den topografischen Randbedingungen ist es also möglich, dass sich die Wasserverteiler zur Haltung einer bestimmten Höhenlage nicht in unmittelbarer Nähe

der Versorgungseinheiten befinden. Daher eignet sich auch die für Karstgebiete typische zerklüftete Topografie für den Einsatz des angepassten Verteilungskonzepts. Die vielen lokal ausgeprägten Höhenunterschiede ermöglichen hierbei eine große Variation möglicher Standorte für die Wasserverteiler mit unterschiedlichsten Geländehöhen auf relativ engem Raum.

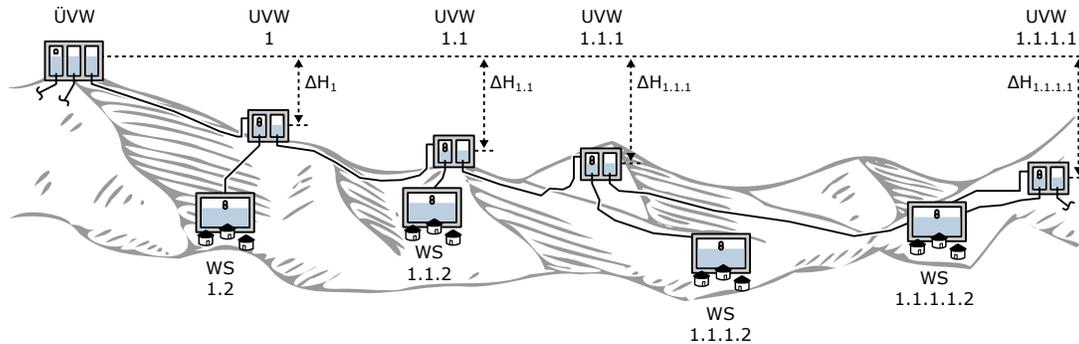


Abbildung 5.10: Lage der Systemkomponenten in Abhängigkeit der Topografie in Vorderansicht

Der relative Höhenunterschied zwischen zwei verknüpften Wasserverteilern entspricht der verfügbaren Druckhöhe zur Ausbildung einer Fließbewegung im dazugehörigen Leitungsstrang. Da sich der Zufluss in die Wasserverteiler also in direkter Abhängigkeit zu deren relativen Höhenunterschieden ergibt, nimmt die Lage der Wasserverteiler einen maßgebenden Einfluss auf die Bemessung des Leitungssystems. Während die maximale Höhenlage aller Wasserverteiler durch den Energiehorizont des übergeordneten Wasserverteilers beschränkt ist, wird die Mindesthöhe eines jeden Wasserverteilers durch die Lage der dazugehörigen Versorgungseinheit bestimmt. Zwischen diesen beiden Höhengrenzen gilt es also für jeden Wasserverteiler, abhängig von den Längen der Leitungsstränge, dem Bemessungsdurchfluss und den daraus resultierenden Fließwiderständen eine optimale Höhenlage zu bestimmen. Versorgungseinheiten die einen lokalen Hochpunkt im System darstellen, bestimmen hierbei die Lage eines Wasserverteilers, der einen Fixpunkt im Versorgungsstrang einnimmt. Diese Punkte sind daher relevant für die Höhenbestimmung aller Wasserverteiler, da der relative Höhenunterschied zwischen zwei lokalen Hochpunkten auf alle dazwischen liegenden Wasserverteiler aufgeteilt werden muss. Der Zufluss in einen dezentralen Wasserspeicher ergibt sich ebenfalls in Abhängigkeit von dessen Höhenunterschied zum dazugehörigen Wasserverteiler. Bei sehr großen Höhenunterschieden empfiehlt sich eine zusätzliche Reduktion des Leitungsdrucks mittels Druckunterbrecher. Die Abhängigkeit der Lage von Wasserverteilern und Versorgungseinheiten soll im Folgenden, anhand des in Abbildung 5.10 dargestellten Versorgungsstrangs, erläutert werden. Die Versorgungseinheiten befinden sich hier auf unterschiedlichen Höhenlagen, wobei die zweite und vierte Versorgungseinheit einen lokalen Hochpunkt darstellt. Die Höhenlagen der Wasserverteiler hingegen müssen entlang des Versorgungsstrangs sukzessive abnehmen, um eine gravitäre Wasserverteilung zu ermöglichen. Für die Wasserverteiler im Beispiel gilt in Bezug auf den Energiehorizont des übergeordneten Wasserverteilers also:

$$\Delta H_1 < \Delta H_{1.1} < \Delta H_{1.1.1} < \Delta H_{1.1.1.1} \quad (5.11)$$

Ausschlaggebend für die Bestimmung der Höhenlagen der Wasserverteiler ist die Lage der

dezentralen Wasserspeicher WS 1.1.2 und WS 1.1.1.1.2, die jeweils einen lokalen Hochpunkt darstellen. Sie legen wiederum die Mindesthöhe der dazugehörigen Wasserverteiler UWV 1.1 und UWV 1.1.1.1 fest. Der Höhenunterschied $\Delta H_{1,1}$ vom Wasserverteiler des ersten lokalen Hochpunkts zum Energiehorizont des übergeordneten Wasserverteilers, stellt die verfügbare Gesamtenergie resp. Druckhöhe dar, welche für den gravitären Transport des Wassers bis zu diesem Punkt im System genutzt werden kann. Da die Lage von Wasserverteiler UWV 1.1 zunächst durch die Versorgungseinheit festgelegt wurde, kann abhängig von Leitungslänge und Bemessungsdurchfluss, die Lage des Wasserverteilers UWV 1 bestimmt werden. Der Transport des Wassers vom ersten zum zweiten lokalen Hochpunkt, also von Wasserverteiler UWV 1.1 zu UWV 1.1.1.1 wird von deren relativen Höhenunterschied $\Delta H_{1,1.1.1} - \Delta H_{1,1}$ bestimmt. Abhängig hiervon kann auch die Lage von Wasserverteiler UWV 1.1.1 bestimmt werden. Der Höhenunterschied zwischen Wasserverteiler UWV 1.1 und UWV 1.1.1.1 könnte allerdings durch eine Erhöhung der oberstrom liegenden Wasserverteiler zusätzlich vergrößert werden. Diese Vergrößerung wäre sinnvoll bei z.B. sehr ungleich verteilten Höhenunterschieden zwischen den beiden lokalen Hochpunkten und dem übergeordneten Wasserverteiler. Allgemein kann die Vorgehensweise zur Bestimmung der Höhenlage der Wasserverteiler wie folgt beschrieben werden:

- Bestimmung der Lage des übergeordneten Wasserverteilers in Abhängigkeit der zu versorgenden Versorgungseinheiten resp. deren dezentralen Wasserspeicher und der Einspeisung
- Bestimmung der lokalen Hochpunkte HP der dezentralen Wasserspeicher
- Bestimmung der Lage (Mindesthöhe) der untergeordneten Wasserverteiler an den lokalen Hochpunkten HP
- Bestimmung der Lage der Wasserverteiler zwischen übergeordnetem Wasserverteiler und Wasserverteiler des ersten lokalen Hochpunkts HP1 in Abhängigkeit der verfügbaren Druckhöhe, des Bemessungsdurchflusses und der Leitungslängen
- Bestimmung der Lage der Wasserverteiler zwischen den Wasserverteilern des ersten lokalen Hochpunkts HP1 und des zweiten lokalen Hochpunkts HP2 in Abhängigkeit der verfügbaren Druckhöhe, des Bemessungsdurchflusses und der Leitungslängen
- Ggf. Anpassung der Höhenlage der Wasserverteiler, die oberstrom des Wasserverteilers des lokalen Hochpunkts HP2 liegen
- Weiterführung des o.g. Vorgangs

Das grundlegende Ziel dieser Höhenbestimmung ist eine wirtschaftliche Bemessung des Leitungssystems mit möglichst geringen Rohrdurchmessern. Die Bemessung der einzelnen Leitungsstränge in Abhängigkeit der Lage von Wasserverteilern und Wasserspeichern wird im folgenden Abschnitt 5.5.3 erläutert.

5.5.3 Hydraulische Bemessung des Leitungssystems

Wie in Abschnitt 5.4.1 beschrieben, nimmt die dezentrale Wasserspeicherung mit der Unterteilung des Rohrleitungsnetzes in Zubringer- und Verteilleitungen einen großen Einfluss auf die Bemessung des Leitungssystems. Da die dezentralen Wasserspeicher für eine

Abdeckung der Bedarfsspitzen und einen Ausgleich von Bedarfsschwankungen sorgen, können die Zubringerleitungen auf einen kontinuierlichen Betrieb bemessen werden. Die variable, jedoch kurzzeitig betrachtet stets konstante Einspeisemenge, wird also in den Wasserverteilern aufgeteilt und fließt, unabhängig vom anstehenden Wasserbedarf in den Versorgungseinheiten, gravitär bis zu den Wasserspeichern. Der Durchfluss in diesem Teil des Leitungssystems ergibt sich also nur in Abhängigkeit des Wasserdargebots. Für jeden Leitungsabschnitt muss hierbei ein Rohrdurchmesser bestimmt werden, der entsprechend den hydraulischen und topografischen Randbedingungen, also Leitungslängen und Höhenunterschieden zwischen Wasserverteilern oder dezentralen Wasserspeichern, einen bestimmten Bemessungsdurchfluss zulässt. Ein Leitungsabschnitt besteht dabei stets aus zwei miteinander verbundenen Wasserbehältern mit freiem Wasserspiegel und atmosphärischem Druck. Diese Systemkonfiguration ist Grundlage für die unten beschriebene hydraulische Bemessung eines Leitungsabschnitts. Die Verteilleitungen hingegen transportieren das Wasser von den dezentralen Wasserspeichern zu den Verbrauchern und unterliegen somit hohen Bedarfs- resp. Durchflussschwankungen. Der Durchfluss in den Verteilleitungen ergibt sich hierbei in direkter Abhängigkeit vom zeitlich schwankenden Wasserbedarf der Verbraucher. Die Systemkonfiguration entspricht ab hier einem herkömmlichen Verteilungssystem mit zentraler Speicherung, sodass das Leitungssystem entsprechend den anerkannten Regeln der Technik auf Bedarfsspitzen ausgelegt werden muss.

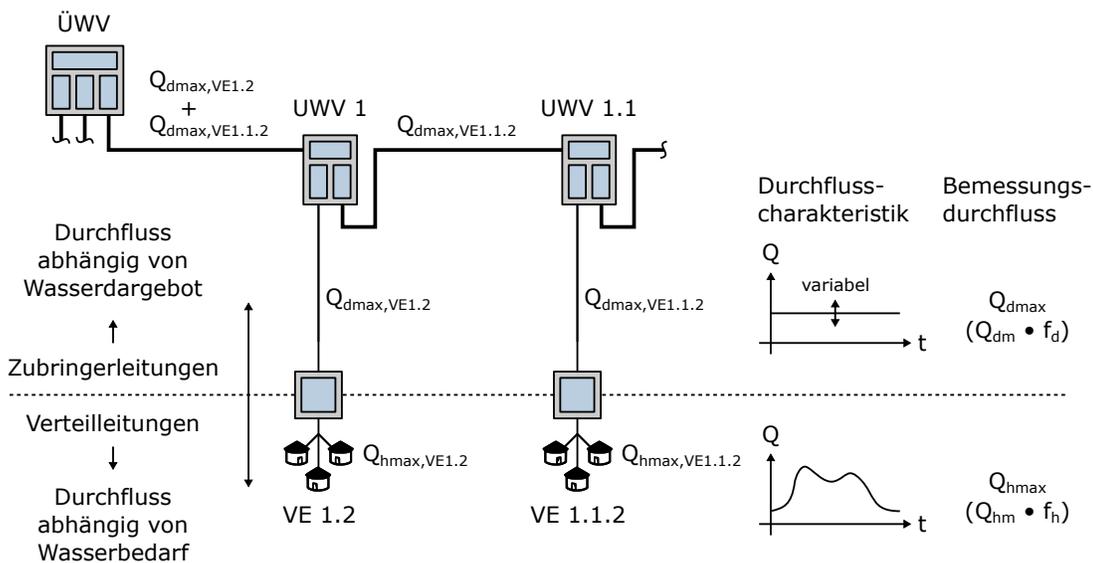


Abbildung 5.11: Bemessungsdurchfluss in Zubringerleitungen und Verteilleitungen in Draufsicht

Wie in Abschnitt 5.4.5 beschrieben, stellt sich abhängig von der Dargebots- und Bedarfsituation im Verteilungssystem, ein bedarfsdeckender oder ein nicht bedarfsdeckender Zustand mit gefüllten oder teilgefüllten Systemkomponenten ein. Da das Verteilungssystem bei ausreichendem Wasserangebot entsprechend eines herkömmlichen Systems betrieben werden kann, sollte das Leitungssystem auch auf einen bedarfsdeckenden Zustand bemessen werden. Wird das Leitungssystem hingegen auf einen nicht bedarfsdeckenden Zustand mit vergleichsweise geringeren Rohrdurchmessern bemessen, könnte sich im Falle eines ausreichenden Wasserdargebots keine bedarfsdeckende Versorgung einstellen. Umgekehrt

würde eine überdimensionierte Bemessung des Leitungssystems, lediglich im Falle eines kurzzeitig sehr großen Wasserdargebots, ein Überlaufen des Gesamtsystems aufgrund zu geringer Transportkapazitäten verhindern. Dem stehen allerdings höhere Investitionskosten gegenüber, die eine Überdimensionierung in der Regel nicht rechtfertigen.

Der Wasserbedarf muss also, wie in Abschnitt 3.6.4 beschrieben, auf Grundlage des mittleren Wasserbedarfs Q_m resp. dessen tages- und stundenbezogener Werte Q_{dm} und Q_{hm} für jede Versorgungseinheit berechnet werden. Mit dem Ansatz der Spitzenfaktoren nach DVGW W 410 (2008) kann der mittlere Wasserbedarf dann auf den Bemessungsbedarf umgerechnet werden. Hierbei sind die Zubringerleitungen auf den maximalen Tagesbedarf Q_{dmax} und die Verteilleitungen auf den maximalen Stundenbedarf Q_{hmax} auszulegen. Der Bemessungsdurchfluss in den Zubringerleitungen zwischen den Wasserverteilern, ergibt sich dabei aus der Summe der Bemessungsdurchflüsse aller unterstrom liegenden Versorgungseinheiten.

So werden, wie z.B. in Abbildung 5.11 dargestellt, die Verteilleitungen innerhalb der Versorgungseinheit VE 1.2 auf den maximalen Stundenbedarf $Q_{hmax,VE1.2}$ bemessen, während die Zubringerleitung zur Versorgungseinheit auf den maximalen Tagesbedarf $Q_{dmax,VE1.2}$ bemessen wird. Der Leitungsabschnitt zum dazugehörigen Wasserverteiler UWV 1, muss entsprechend auf den maximalen Tagesbedarf $Q_{dmax,VE1.2} + Q_{dmax,VE1.1.2}$ der unterstrom liegenden Versorgungseinheiten VE 1.2 und VE 1.1.2 bemessen werden.

Die Zubringerleitungen müssen also abschnittsweise auf einen spezifischen Bemessungsdurchfluss, der sich aus einem oder mehreren maximalen Tagesbedarfen Q_{dmax} der Versorgungseinheiten zusammensetzt, ausgelegt werden. Eine typische Systemkonfiguration mit zwei Wasserverteilern und einem dezentralen Wasserspeicher sowie den für die Bemessung relevanten Parametern, ist in Abbildung 5.12 dargestellt. Da die Zubringerleitungen stets zwei offene Behälter mit atmosphärischem Druck verbinden, ergibt sich der Durchfluss im verbindenden Leitungsabschnitt in Abhängigkeit des Höhenunterschieds ΔH der Behälter, der Länge L des Leitungsabschnitts, des Rohrdurchmessers D sowie der kontinuierlichen und lokalen Energieverluste. Damit sich der Bemessungsdurchfluss im Leitungsabschnitt einstellen kann, muss also ein ausreichend großer Rohrdurchmesser gewählt werden. Wird die Energie mit der Arbeits-Energie-Gleichung (Gleichung 2.15) zwischen den beiden Behältern bilanziert, kann der Durchfluss Q im Leitungsabschnitt unter Verwendung der Kontinuitätsbedingung wie folgt bestimmt werden:

$$Q = \sqrt{\frac{\Delta H \cdot 2g}{1 + \lambda \cdot \frac{L}{D} + \sum \zeta_i + \zeta_{SV}}} \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad (5.12)$$

Gleichung 5.12 kann dann für den Bemessungsdurchfluss nach dem Durchmesser D gelöst werden, oder der Durchfluss kann direkt für verschiedene Nenndurchmesser überprüft werden. Die lokalen Energieverluste im Leitungsabschnitt werden summiert als $\sum \zeta_i$ berücksichtigt. Am Ende eines jeden Leitungsabschnitts befindet sich jedoch zusätzlich ein Schwimmerventil, welches sich durch einen lokalen Energieverlust ebenfalls auf den Durchfluss in der Leitung auswirkt. Dieser Energieverlust wird in Gleichung 5.12 separat als ζ_{SV} berücksichtigt. Der Verlustbeiwert des Schwimmerventils ist von der Stellung des Schwimmers resp. vom Öffnungsgrad des Ventils abhängig. Durch eine entsprechende Anpassung des ζ_{SV} -Werts, kann der Durchfluss also auch im Zustand einer Teilöffnung des Schwimmerventils berechnet werden. Im Bemessungsfall wird jedoch alles Wasser zu

den dezentralen Wasserspeichern transportiert, sodass ein geöffnetes Schwimmerventil berücksichtigt werden muss.

In der Regel geben die Hersteller von Armaturen und Ventilen jedoch keine Verlustbeiwerte ihrer Produkte an. Stattdessen wird der Durchflusskoeffizient K_v angegeben, welcher den Durchfluss durch das Ventil bei einem definierten Differenzdruck von 1,0 bar für einen bestimmten Öffnungsgrad angibt. Beträgt der Öffnungsgrad 100 % wird der Koeffizient auch als K_{vs} bezeichnet. Da sich der Verlustbeiwert ausschließlich in Abhängigkeit der Geometrie ergibt, kann der Durchflusskoeffizient auch in einen Verlustbeiwert überführt werden. Hierfür wird mit Gleichung 2.15 die Energie direkt vor und nach dem Ventil bilanziert. Unter Verwendung der Kontinuitätsbedingung, ergibt sich für ein geöffnetes Schwimmerventil, der äquivalente Verlustbeiwert ζ_{SV} dann in Abhängigkeit des Innendurchmessers $D_{i,SV}$ des Schwimmerventils wie folgt:

$$\zeta_{SV} = \frac{(10 \text{ m} \cdot 2g) \cdot \pi^2 \cdot \frac{D_{i,SV}^4}{16}}{K_{vs}^2} \text{ mit } K_{vs} \text{ in m}^3/\text{s} \quad (5.13)$$

Die Verteilungen müssen das Wasser zu den Verbrauchern transportieren und sind daher auf den maximalen Stundenverbrauch Q_{hmax} auszulegen. Die Ausführung des Verteilungsnetzes kann, insbesondere in den ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern, sehr unterschiedlich ausfallen und von größeren komplexen Netzstrukturen bis hin zu einzelnen Leitungen, die lediglich einen Haushalt mit dem Wasserspeicher verbinden, reichen. Grundlegend sollten die Verteilungen jedoch ebenfalls für einen bedarfsdeckenden Zustand bemessen werden. Wie in Abschnitt 4.6.3 beschrieben, sollten die Rohrdurchmesser der Leitungen also gemäß DVGW W 400-1 (2015) so bemessen werden, dass die geforderten Grenzwerte für den minimalen Versorgungsdruck p_{min} , den maximalen Versorgungsdruck p_{max} , die minimale Fließgeschwindigkeit v_{min} sowie die maximale Fließgeschwindigkeit v_{max} eingehalten werden.

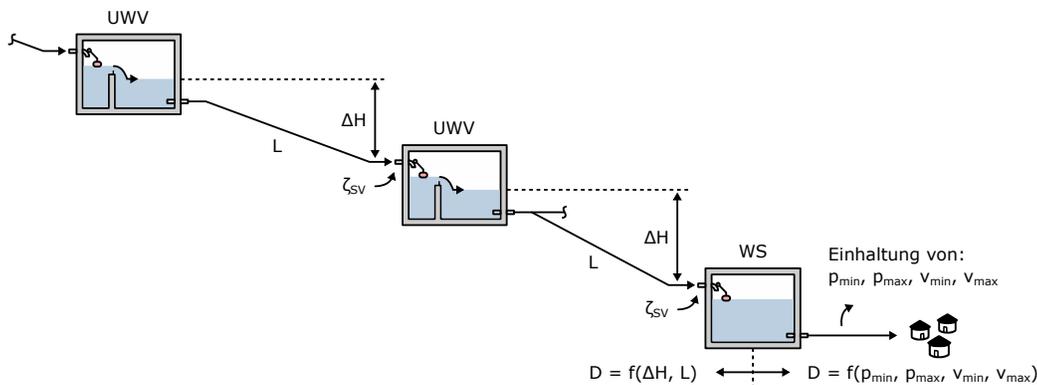


Abbildung 5.12: Leitungsabschnitt mit für die Bemessung relevanten Parametern in Seitenansicht

5.5.4 Hydraulische Bemessung der Wasserverteiler

Die Aufgabe der Wasserverteiler ist die Aufteilung und Weiterleitung eines variierenden Zuflusses mittels Mehrkammer- und Wehrüberfallsystem. Da sie keine Speicherfunktion

innehaben, zielt die Bemessung der Wasserverteiler auf einen sachgemäßen Betrieb während der verschiedenen Dargebots- und Bedarfssituationen resp. des Entleerungs- und Befüllungsprozesses sowie des Betriebs mit Voll- und Teilfüllung ab. Das Volumen der Vor- und Unterkammern wird hierbei in Abhängigkeit des Bemessungsdurchflusses von Zu- und Abfluss ermittelt. Abbildung 5.13 zeigt einen Wasserverteiler mit den für die Bemessung relevanten Parametern. Der Zufluss $Q_{WV,in}$ in einen Wasserverteiler, entspricht bei einem übergeordnetem Wasserverteiler, der maximalen Systemeinspeisung $Q_{E,max}$ und bei einem untergeordnetem Wasserverteiler, der Summe aller Bemessungsdurchflüsse $\sum Q_{dmax,VE_n}$ der dazugehörigen Versorgungsgruppe. Der Abfluss $Q_{WV,out}$ aus der Unterkammer eines Wasserverteilers, entspricht bei der Versorgung einer Versorgungseinheit, dem Bemessungsdurchfluss Q_{dmax,VE_n} dieser Einheit und bei der Versorgung einer weiteren Versorgungsgruppe, der Summe aller Bemessungsdurchflüsse $\sum Q_{dmax,VE_n}$ in dieser Gruppe. Um einen sachgemäßen Betrieb des Schwimmerventils und der Wehrüberfälle zu gewährleisten, sollte in der Vorkammer eine ausreichende Energiedissipation des Zuflusses stattfinden. Bei einer zu großen Turbulenz mit dynamischen Wasserspiegelschwankungen in der Vorkammer, würde sich sonst ein oszillierendes Öffnen und Schließen des Schwimmerventils ergeben. Weiter würde sich die Aufteilung des Wassers gemäß den Wehrbreiten durch die Wasserspiegelschwankungen verfälschen. Der Energieeintrag in die Vorkammer findet in Form eines Freistahls statt. Nach Schlichting und Gersten (2006) kann ein Freistrahle unterteilt werden in einen Kernbereich mit hoher Geschwindigkeit, einen Übergangsbereich mit großem Geschwindigkeits- resp. Energieabbau und einen Ähnlichkeitsbereich, in dem eine Anpassung an das ruhende Umfeld stattfindet. Unabhängig von der Eintrittsgeschwindigkeit ergibt sich die Länge des Kernbereichs nur in Abhängigkeit des Durchmessers D und beträgt ca. $5 \cdot D$. In einem Abstand von $10 \cdot D$ ist bereits ein Großteil der Geschwindigkeitsenergie abgebaut, sodass für die Bemessung der Höhe h_{VK} der Vorkammer die folgende Mindestanforderung abgeleitet wird:

$$h_{VK} \geq 10 \cdot D \quad (5.14)$$

Der Strahlwinkel eines Freistrahls beträgt unabhängig von der Art des Fluids ca. $\alpha = 20^\circ$. Um eine möglichst große Energiedissipation am Boden der Vorkammer zu erreichen, sollte der Strahl in vollem Umfang auf dem Boden auftreffen. Weiter sollte zwischen dem äußeren Rand des Strahls beim Auftreffen am Kammerboden und der Wand der Vorkammer, ein ausreichend großer Abstand herrschen, um eine nach oben quellende Rückströmung zum Wasserspiegel zu verhindern. Dieser Abstand sollte mindestens dem Radius des Strahls am Boden der Kammer entsprechen. Entsprechend dieser Anforderungen, kann die Mindestbreite b_{VK} der Vorkammer daher in Abhängigkeit des Strahlwinkels und der Kammerhöhe resp. des Durchmessers, wie folgt bestimmt werden:

$$b_{VK} \geq 40 \cdot \tan(10^\circ) \cdot D \quad (5.15)$$

Da ein Wasserverteiler aus mindestens zwei Unterkammern besteht, ergibt sich aus konstruktiven Gründen stets eine ausreichende Länge resp. ein ausreichend großes Volumen der Vorkammer zur Sicherstellung einer hinreichenden Energiedissipation. Diese Parameter müssen daher nicht extra bemessen werden. Durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen, wie z.B. den Einbau von Prallwänden oder Strömungsgleichrichtern, kann eine weitere Beruhigung der Strömung in der Vorkammer erlangt werden. Die Anbringung

eines Saugrohres am Schwimmerventil zur Einleitung der Strömung unterhalb des Wasserspiegels, wird aufgrund der Kavitationsgefahr innerhalb des Schwimmerventils nicht empfohlen.

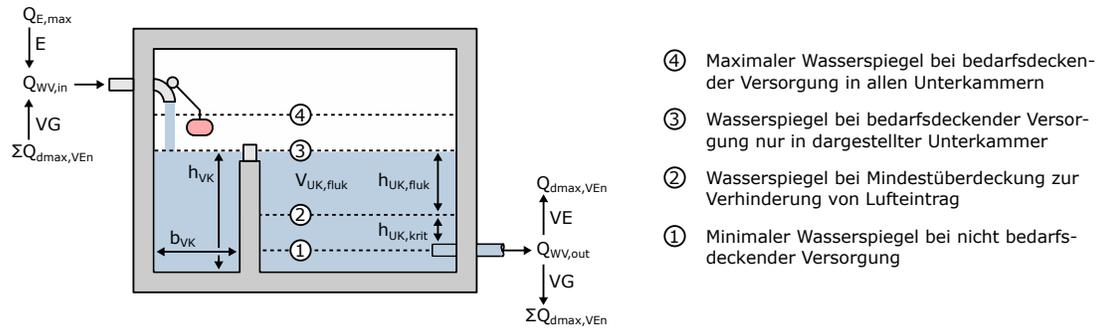


Abbildung 5.13: Wasserverteiler mit möglichen Wasserspiegellagen in Seitenansicht

In den Unterkammern können sich während des Betriebs der Anlage, die verschiedenen in Abbildung 5.13 dargestellten Wasserspiegellagen einstellen. Bei einer nicht bedarfsdeckenden Versorgung befindet sich der Wasserspiegel auf Höhe der abgehenden Rohrleitung am Punkt 1. Der gesamte Zufluss in die Unterammer wird in diesem Zustand direkt vom Leitungssystem weitergeleitet. Bei einer bedarfsdeckenden Versorgung aller an den Wasserverteiler angeschlossenen Versorgungseinheiten und Versorgungsgruppen, befindet sich der Wasserspiegel am Punkt 4. Der Wasserverteiler ist also gefüllt und das Schwimmerventil reduziert oder verhindert einen weiteren Zufluss. Findet eine bedarfsdeckende und eine nicht bedarfsdeckende Versorgung zweier Systemabschnitte innerhalb eines Wasserverteilers statt, stellt sich in der Unterammer mit bedarfsdeckender Versorgung der Wasserspiegel am Punkt 3 ein. Der Wasserspiegel kann hierbei nicht über die Wehrkante des Wehrüberfallsystems hinaus ansteigen, da überschüssiges Wasser in die Unterammer mit nicht bedarfsdeckender Versorgung fließt. Dieser Zustand ist Grundlage für die Bemessung des Volumens der Unterammer. Am Punkt 2 erreicht der Wasserspiegel die Mindestüberdeckung der abgehenden Rohrleitung, um einen Lufteintrag durch Wirbelbildung in das anschließende Leitungssystem zu verhindern.

Befindet sich der Wasserspiegel am Punkt 1 oder 4, hat das Volumen der Unterammer keinen Einfluss auf den Betrieb des Systems. Befindet sich der Wasserspiegel hingegen am Punkt 3, würde sich die Unterammer entleeren, sobald der Abfluss aus der Unterammer den Zufluss in die Unterammer übersteigt. Bei einem langfristig größeren Abfluss ist dieser Prozess nicht zu verhindern und führt zu einer Wasserspiegellage am Punkt 1. Findet jedoch nur kurzfristig ein größerer Abfluss statt, sollte eine Entleerung der Unterammer resp. ein Lufteintrag in das Leitungssystem für eine angemessene Dauer verhindert werden. Füllt sich z.B. der dezentrale Wasserspeicher einer Versorgungseinheit über Nacht auf, kann sich im Wasserverteiler oberstrom ein Wasserspiegel am Punkt 3 einstellen. Bei einem entsprechend geringen Zufluss und einem sehr kleinen Volumen der Unterammer, würde sich diese mit der ersten, wenn auch nur kurzzeitigen, Wasserentnahme am Wasserspeicher entleeren. Unabhängig von der Entnahmecharakteristik am Wasserspeicher, stellt sich der Abfluss aus der Unterammer gemäß der hydraulischen Bemessung des Leitungssystems, zu Q_{dmax,VE_n} ein. Für diesen Abfluss kann bei konservativer Vernachlässigung des Zuflusses, ein fluktuierendes Volumen $V_{UK,fluk}$ berechnet werden, welches

eine Entleerung der Unterkammer für eine definierte Dauer verhindert. Das fluktuierende Volumen befindet sich hierbei zwischen der Wasserspiegellage 3 resp. der Wehrkante und der Wasserspiellage 2 resp. der Mindestüberdeckung $h_{UK,krit}$ der Rohrleitung. Basierend auf den Untersuchungen von Knauss (1987) kann die Mindestüberdeckung zur Verhinderung eines Lufteintrags durch Wirbelbildung, in Abhängigkeit des Abflusses $Q_{WV,out}$ und des Rohrrinnendurchmessers D_i , wie folgt abgeschätzt werden:

$$h_{UK,krit} = \left(8 \cdot \frac{Q_{WV,out}}{\pi \cdot \sqrt{g \cdot D_i^5}} + 0,5 \right) \cdot D_i \quad (5.16)$$

Das fluktuierende Volumen ergibt sich dann in Abhängigkeit des Bemessungsabflusses $Q_{WV,out}$ und einer definierten Zeiteinheit. Für Unterkammern, die Wasser direkt in eine Versorgungseinheit weiterleiten, wurde eine angemessene Dauer von $t = 15$ min gewählt. D.h. in der Versorgungseinheit kann kurzzeitig eine Wassermenge äquivalent zum 15-minütigen Bemessungsabfluss entnommen werden, ohne dass ein Lufteintrag in das Leitungssystem stattfindet. Das fluktuierende Volumen $V_{UK,fluk}$ ergibt sich dann zu:

$$V_{UK,fluk} = Q_{dmax,VE_n} \cdot t \text{ mit } t = 15 \text{ min} \quad (5.17)$$

Für Unterkammern, die Wasser in eine Versorgungsgruppe weiterleiten, wurde aufgrund der Pufferwirkung der weiteren Unterkammern innerhalb der Versorgungsgruppe, eine angemessene Dauer von $t = 5$ min gewählt. Das fluktuierende Volumen $V_{UK,fluk}$ ergibt sich dann zu:

$$V_{UK,fluk} = \sum Q_{dmax,VE_n} \cdot t \text{ mit } t = 5 \text{ min} \quad (5.18)$$

Aus bautechnischer Sicht ist zu empfehlen, alle Unterkammern eines Wasserverteilers mit den gleichen Abmessungen auszuführen. Dies hat zwar eine konservative Überbemessung einiger Kammern zur Folge, erleichtert in der Regel jedoch die Planung, den Bau und den Betrieb der Anlage. Weiter können bei gleicher Breite der Unterkammern identische Wehrüberfallsysteme installiert werden. Dies erleichtert wiederum die Fertigung der Wehrüberfallsysteme und führt zu einem einfacheren Verständnis hinsichtlich der gerechten Aufteilung des Wassers bei den Betreibern und der lokalen Bevölkerung. Weiter ist zu empfehlen, die Unterkammern mindestens so breit wie die Vorkammer auszuführen, wobei zusätzlich die Herstellung des Wehrüberfallsystems und die möglichen Breiten der Betonelemente berücksichtigt werden sollten.

5.5.5 Entleerung und Befüllung des Leitungssystems

Da sich die Systemeinspeisung nicht in Abhängigkeit des Wasserbedarfs, sondern als nicht beeinflussbare Variable ergibt, muss je nach Dargebots- und Bedarfssituation eine Entleerung, Befüllung oder Teilbefüllung des Rohrleitungssystems in Kauf genommen werden. Ein nicht dauerhaft gefülltes Rohrleitungssystem, ist jedoch zwingend mit negativen Auswirkungen hinsichtlich Wasserqualität und Betrieb verbunden. So kann z.B. in leere und nicht unter Druck stehende Rohrleitungen, ein Schmutzeintrag durch Leckageöffnungen erfolgen. Dieser kann während des Entleerungsprozesses, durch die Entstehung eines Unterdrucks sogar noch zusätzlich vergrößert werden. Weiter können während des Befüllungsprozesses u.U. Lufteinschlüsse innerhalb des Leitungssystems entstehen, die eine Reduktion des Durchflusses oder eine Verhindern der Fließbewegung zur Folge haben und sich

damit erheblich auf den Betrieb des Systems auswirken. Unabhängig vom Entleerungs- und Befüllungsprozess, stellt sich bei einer nicht bedarfsdeckenden Versorgung im stationären Zustand immer eine Teilfüllung des Leitungssystems ein. Je nach anstehendem Wasserdargebot variiert hierbei der Wasserspiegel in den Leitungen, sodass sich vorwiegend unterstrom eine Druckströmung und oberstrom eine Freispiegelströmung ausbilden. Ein solcher Zustand mit Teilfüllung ist für typische Leitungsverläufe in Abbildung 5.14 dargestellt. Das Höhenprofil der Leitung nimmt hierbei einen maßgeblichen Einfluss auf die Auswirkungen bei Entleerung und Befüllung.

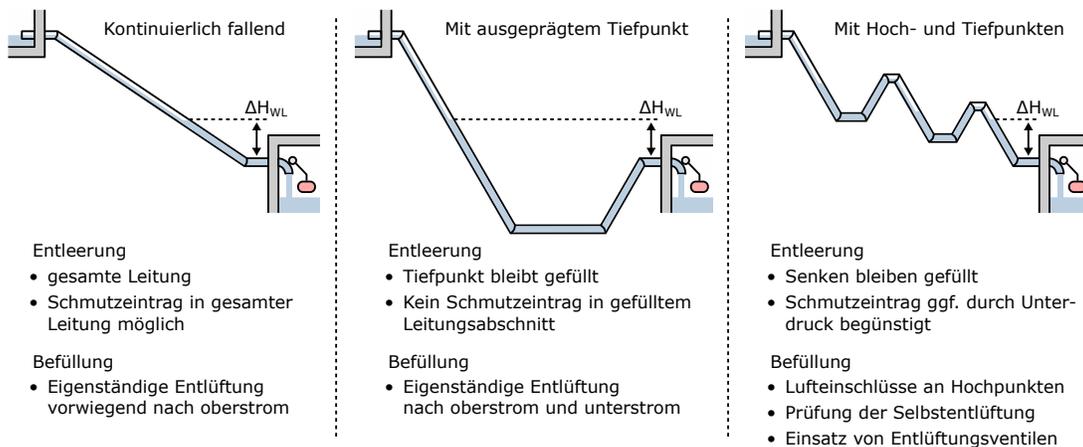


Abbildung 5.14: Höhenprofil typischer Leitungsverläufe mit Auswirkung auf den Entleerungs- und Befüllungsprozess in Seitenansicht

In Leitungsverläufen mit stetig fallendem Höhenprofil findet ein relativ gleichmäßiger Entleerungs- und Befüllungsprozess statt, wobei die Lage des Wasserspiegels innerhalb der Rohrleitung sukzessive ab- oder zunimmt. Im stationären Zustand ergibt sich die Druckhöhe ΔH_{WL} resp. die Höhe des mit Wasser gefüllten Teils der Leitung in Abhängigkeit der Einspeisung. Aufgrund des kontinuierlichen Verlaufs ohne Hoch- und Tiefpunkte, kann sich bei einer Unterbrechung der Einspeisung, die gesamte Leitung vollständig entleeren. D.h. ein Schmutzeintrag ist an den Leckageöffnungen und Undichtigkeiten über die gesamte Leitungslänge möglich. Während der Befüllung steigt der Wasserspiegel kontinuierlich an und Luft tritt vorwiegend am oberen Ende der Leitung aus. Bei einer vergleichsweise großen, sehr abrupt auftretenden Einspeisung, kann ein Teil der Luft jedoch auch mit der Strömung zum unteren Ende der Leitung transportiert und dort ausgetragen werden. Für Leitungsverläufe mit ausgeprägtem Tiefpunkt gelten dieselben Eigenschaften, allerdings bleibt der Tiefpunkt nach der Entleerung stets mit Wasser gefüllt. Der entleerbare Leitungsabschnitt resp. der Bereich mit variierendem Wasserspiegel während des Betriebs mit Teilfüllung, fällt also vergleichsweise geringer aus. Da ein Teil der Leitung demnach dauerhaft unter Druck steht, verringert sich auch der Leitungsabschnitt, in den ein potentieller Schmutzeintrag stattfinden kann. Während der Befüllung wird die Luft ebenfalls vorwiegend am oberen Ende der Leitung durch den Anstieg des Wasserspiegels ausgetragen. Durch die turbulente Interaktion zwischen Freispiegel- und Druckströmung, kann Luft allerdings auch in die Druckströmung eingetragen und zum Tiefpunkt transportiert werden. Aufgrund der Fließrichtung und Rohrneigung wird diese dann ungehindert am unteren Ende der Leitung ausgetragen. Leitungsverläufe mit ausgeprägtem Tiefpunkt sind

für das angepasste Wasserverteilungssystem daher besonders geeignet. Gerade, wenn eine bestimmte Höhenlage der Wasserverteiler aufrechterhalten werden soll, bleibt durch einen steilen Abfall zu Beginn des Leitungsverlaufs, ein Großteil der Leitung, unabhängig von der Dargebots- und Bedarfssituation, dauerhaft mit Wasser gefüllt.

Bei Leitungsverläufen mit mehreren Hoch- und Tiefpunkten bleiben die Senken nach der Entleerung ebenfalls gefüllt, wobei sich zwischen den Senken, einzelne mit Luft gefüllte Bereiche ausbilden können. Während der Entleerung kann in diesen Bereichen jedoch ein Unterdruck entstehen, der einen zusätzlichen Schmutzeintrag zur Folge hat. Bei der Befüllung bilden sich zunächst Lufteinschlüsse in den abwärts geneigten Leitungsabschnitten nach den Hochpunkten, die, wie in Abschnitt 2.4.6 beschrieben, aufgrund des hydrostatischen Druckverlustes für eine Reduktion des Durchflusses sorgen. Um einen sachgemäßen Betrieb des Systems zu gewährleisten, muss daher ein Austrag der Lufteinschlüsse sichergestellt werden. Dies wird üblicherweise durch die Verwendung von Entlüftungsventilen an den Hochpunkten umgesetzt. Entlüftungsventile müssen aufgrund ihrer beweglichen Teile jedoch regelmäßig gewartet werden und sind daher, insbesondere in Entwicklungs- und Schwellenländern, potentielle Ursache von Wasserverlusten. Deshalb sollte zunächst mit dem in Abschnitt 2.4.7 beschriebenen Verfahren, die Selbstentlüftungsfähigkeit des Leitungsabschnitts überprüft werden. Diese ergibt sich in Abhängigkeit der Neigung und Länge der abwärts geneigten Leitungsabschnitte und der durch die Lufteinschlüsse verringerten Fließgeschwindigkeit. Je nach Bedarf kann das Verfahren hierbei mit oder ohne Berücksichtigung der Kompressibilität der Lufteinschlüsse angewandt werden. Nur wenn keine Selbstentlüftung stattfinden kann, sollte auf den Einsatz von Entlüftungsventilen zurückgegriffen werden.

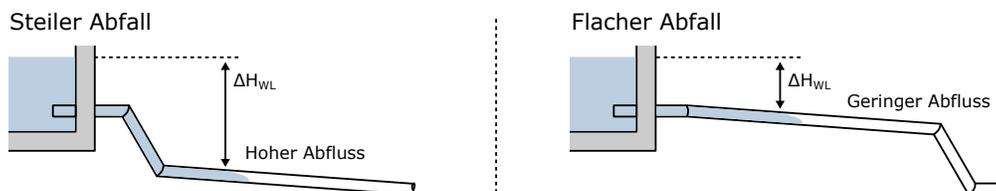


Abbildung 5.15: Abhängigkeit von Leitungsverlauf und Abfluss während des Befüllungsprozesses in Seitenansicht

Entspringt die Einspeisung in das Wasserverteilungssystem einer natürlichen Ressource, wie z.B. einer Quelle, ist langfristig mit sehr großen Dargebotsschwankungen, z.B. zwischen Regen- und Trockenzeiten, zu rechnen. Diese natürlichen Schwankungen ändern sich allerdings nicht abrupt, sondern nur in längeren Zeitabschnitten. Wird die Einspeisung hingegen durch eine Förderanlage realisiert, können durch einen intermittierenden Betrieb der Anlage, große, abrupt stattfindende Einspeiseschwankungen auftreten. Wird ein leeres Leitungssystem durch eine abrupt auftretende Einspeisung schlagartig gefüllt, sollte sichergestellt werden, dass eine möglichst große Einspeisemenge durch das Leitungssystem weitertransportiert werden kann. Da die Wasserverteiler keine Speicherfunktion haben und somit nur geringe Kammervolumen aufweisen müssen, könnte es andernfalls zu einem Überlaufen der Wasserverteiler kommen. Maßgebend für die Weiterleitung des Wassers während des Befüllungsprozesses ist hierbei, wie in Abbildung 5.15 dargestellt, der Leitungsverlauf am oberen Leitungsende. Ein steiler Abfall am Beginn der Leitung resultiert in einem direkten Anstieg der Druckhöhe und sorgt somit für einen hohen Abfluss

während des Befüllungsprozesses. Ein flacher Abfall hingegen würde zu einem geringen Abfluss und somit zu einer langsameren Befüllung der Leitung führen. Bei der Auswahl der Leitungstrasse sollte daher auf einen möglichst steilen anfänglichen Abfall der Leitung geachtet werden.

Während sich die hydraulische Bemessung des Leitungssystems vorwiegend nur in Abhängigkeit des Höhenunterschieds und der Leitungslänge zwischen den Wasserverteilern und Wasserspeichern ergibt, ergeben sich hinsichtlich des Entleerungs- und Befüllungsprozesses zusätzlich die folgenden Anforderungen an das Leitungssystem:

- Möglichst zu Beginn kontinuierlich fallender Leitungsverlauf mit ausgeprägtem Tiefpunkt (einfache Entlüftung, geringer Abschnitt mit variierendem Wasserspiegel und potentiellem Schmutzeintrag)
- Vermeidung von Leitungsverlauf mit mehreren Hoch- und Tiefpunkten (Entstehung von Lufteinschlüssen, Reduktion des Durchflusses, ggf. Entlüftungsventile erforderlich)
- Möglichst steiler Abfall zu Beginn der Leitung (hoher Abfluss bei abrupter Befüllung, schnelle Befüllung des Leitungssystems)

Falls die topografischen Randbedingungen die Vermeidung von Hoch- und Tiefpunkten nicht zulassen, ist eine ausreichende Entlüftung der Leitung sicherzustellen. Hierbei kann unter Verwendung der in Abschnitt 2.4.5, 2.4.6 und 2.4.7 beschriebenen hydraulischen Zusammenhänge grundsätzlich wie folgt vorgegangen werden:

- Berechnung der Stillstandsgeschwindigkeit aller Lufteinschlüsse, die zum Austrag der Luft überwunden werden muss
- Berechnung der reduzierten Fließgeschwindigkeit unter Vernachlässigung der Kompressibilität und Prüfung der Selbstentlüftung
- Falls keine Selbstentlüftung: Berechnung der reduzierten Fließgeschwindigkeit unter Berücksichtigung der Kompressibilität und Prüfung der Selbstentlüftung
- Falls keine Selbstentlüftung: Verwendung von Entlüftungsventilen an den Hochpunkten der Leitung

Bei einem gefüllten Leitungsabschnitt, ergibt sich der Durchfluss in Abhängigkeit des Höhenunterschieds ΔH und der Leitungslänge L zwischen den offenen Behältern und kann daher mit der für die hydraulische Bemessung verwendeten Gleichung 5.12 berechnet werden. Im Zustand der Teilfüllung liegt der durch die Einspeisung vorgegebene Durchfluss unterhalb des Bemessungsdurchflusses, sodass eine geringere Druckhöhe zum Erreichen eines stationären Fließzustands notwendig ist. Der für die Berechnung relevante Wasserspiegel befindet sich dann nicht mehr im Behälter, sondern innerhalb der Rohrleitung. Ein solcher Fall ist für einen Leitungsabschnitt mit kontinuierlich fallendem Leitungsverlauf in Abbildung 5.16 dargestellt. Hier ergibt sich der, verglichen mit dem Bemessungsdurchfluss, reduzierte Durchfluss, durch die reduzierte Druckhöhe ΔH_{WL} . Allerdings verringert sich auch der durchströmte Teil des Leitungsabschnitts, sodass nur noch die Leitungslänge ΔL_{WL} und die im mit Wasser gefüllten Abschnitt vorkommenden lokalen Verlustbeiwerte

$\sum \zeta_{i,WL}$ in die Berechnung mit eingehen. Hierbei kann der Durchfluss Q wie folgt ermittelt werden:

$$Q = \sqrt{\frac{\Delta H_{WL} \cdot 2g}{1 + \lambda \cdot \frac{\Delta L_{WL}}{D} + \sum \zeta_{i,WL} + \zeta_{SV}}} \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad (5.19)$$

Während aus der reduzierten Druckhöhe ein geringerer Durchfluss resultiert, ergibt sich aus der verringerten Leitungslänge resp. der verringerten kontinuierlichen und lokalen Energieverluste ein höherer Durchfluss. Welcher der beiden Einflüsse dabei überwiegt, ergibt sich in Abhängigkeit des Leitungsverlaufs.

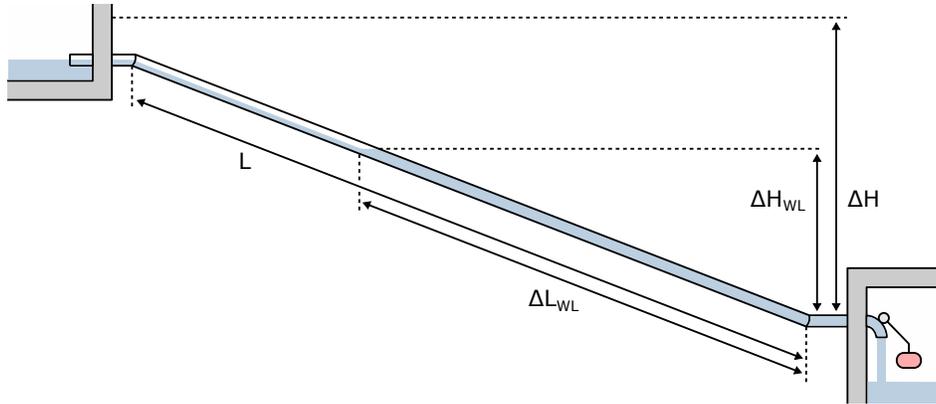


Abbildung 5.16: Stationärer Fließzustand mit Teilfüllung in einem kontinuierlich fallenden Leitungsabschnitt in Seitenansicht

Bei der Planung des Leitungssystems, kann die Relation zwischen Höhenkote und Längswert der Leitung resp. zwischen reduzierter Druckhöhe ΔH_{WL} und korrespondierender Leitungslänge ΔL_{WL} entlang des Leitungsverlaufs aufgestellt werden. Unter Verwendung von Gleichung 5.19 kann anschließend für jede Wasserspiegellage im Leitungsabschnitt der resultierende Durchfluss ermittelt werden. Wird der Durchflussverlauf über die gesamte Leitungslänge dargestellt, kann neben den einzelnen Zuständen bei Teilfüllung auch die Charakteristik während der Entleerung des Leitungsabschnitts abgelesen werden.

Bei einem kontinuierlich fallenden Leitungsverlauf mit konstantem Neigungswinkel, wie in Abbildung 5.16 dargestellt, nimmt der Durchfluss mit abnehmender Druckhöhe ab. Somit ergibt sich für jeden Zustand mit Teilfüllung eine definierte Wasserspiegellage. Ändert sich der Neigungswinkel jedoch während des Leitungsverlaufs, so kann es zu einer Zu- und Abnahme des Durchflusses während der Entleerung kommen. In diesem Fall könnten sich für einen bestimmten stationären Zustand mit Teilfüllung folglich auch mehrere Wasserspiegellagen einstellen. Der Leitungsverlauf sollte also möglichst so gewählt werden, dass sich eine gleichmäßige Entleerung und Befüllung der Leitung ergibt. Dynamische Wasserspiegel- bzw. Durchflussänderungen sollten hierbei vermieden werden.

5.5.6 Zusammenfassung

Im Folgenden sollen die wesentlichen Aussagen hinsichtlich der Bemessung des angepassten Wasserverteilungssystems zusammengefasst werden:

- Aufgrund der gravitären Verteilung müssen sich die Wasserverteiler entlang eines Versorgungsstrangs auf sukzessive abfallenden Höhenlagen befinden
- Die Bemessung der Zubringerleitungen erfolgt auf den maximalen Tagesbedarf und ergibt sich in Abhängigkeit der Höhenunterschiede und Leitungslängen zwischen den Wasserverteilern und dezentralen Wasserspeichern
- Die Bemessung der Verteilleitungen erfolgt auf den maximalen Stundenbedarf und ergibt sich gemäß den anerkannten Regeln der Technik basierend auf der Einhaltung von Versorgungsdruck- und Fließgeschwindigkeitsgrenzen
- Die Verläufe der Zubringerleitungen sollten zu Beginn möglichst steil abfallen und über weite Strecken einen ausgeprägten Tiefpunkt besitzen, wobei mehrere Hoch- und Tiefpunkte aufgrund potentieller Lufteinschlüsse vermieden werden sollten
- Die Bemessung der Wasserverteiler ergibt sich aus den hydraulischen Parametern des Zu- und Abflusses und soll einen sachgemäßen Betrieb während der verschiedenen Dargebots- und Bedarfssituationen sicherstellen

5.6 Modellierung der angepassten Wasserverteilung

5.6.1 Rohrnetzberechnung mit EPANET

Bei der Rohrnetzberechnung wird ein reales Wasserverteilungssystem als numerisches Rohrnetzmodell abgebildet. Die Aufgabe der Rohrnetzberechnung ist vorwiegend die Simulation des hydraulischen Systemverhaltens. Unter Berücksichtigung der physikalischen Systemeigenschaften, wie z.B. Topografie, Rohrdurchmesser, Leitungslängen und Rauheit, können hierbei in Abhängigkeit der Wasserentnahme, die Druck- und Durchflussverhältnisse im Leitungsnetz für einen bestimmten Zeitraum berechnet werden. Anwendung findet die Rohrnetzberechnung vorwiegend bei der Analyse und Planung von Wasserverteilungssystemen, wobei das hydraulische Systemverhalten für die in Abschnitt 4.6.4 beschriebenen Betriebszustände und Lastfälle untersucht wird.

Das Rohrnetzmodell bildet die Topologie des realen Wasserverteilungssystems, also die logischen Zusammenhänge der einzelnen Systemkomponenten, vereinfacht mit Knoten und Strängen als Graph resp. als Knoten-Stränge-Modell ab. Die physikalischen und betriebsrelevanten Systemeigenschaften werden den Knoten und Strängen als Attribute zugewiesen. Die Knoten beinhalten die Topografie des Leitungsnetzes in Form von geodätischen Höhen sowie die Höhe und Verteilung der Wassereinspeisung und der Wasserentnahmen. Weiter können Knoten auch Wasserspeicher mit definiertem Speichervolumen und variierender Wasserspiegellage oder Wasserspeicher mit konstanter Potenzialhöhe abbilden. Die Stränge beinhalten die Parameter der Rohrleitungen, wie Rohrdurchmesser, Leitungslänge, Rauheit und lokale Verlustbeiwerte. Armaturen sowie deren hydraulische Charakteristika werden ebenfalls als Stränge mit dementsprechenden Attributen modelliert (Klingel, 2018).

Die Simulation des hydraulischen Systemverhaltens findet in der Regel als bedarfsabhängige Rohrnetzberechnung statt. Der Druck an den Knoten und die Durchflüsse resp.

Fließgeschwindigkeiten in den Strängen ergeben sich also auf Basis der vorgegebenen Wasserentnahmen. Die Wasserentnahmen werden also grundsätzlich durch einen ausreichend großen Durchfluss gedeckt. Eine unsachgemäße Systemauslegung führt daher u.a. zu einem, rechnerisch betrachtet, negativen Systemdruck an den Entnahmeknoten. Ein solcher kann sich aus physikalischer Sicht in dieser Form jedoch nicht einstellen. Die Berechnung des Systemverhaltens erfolgt als stationäre Rohrnetzrechnung. Hierbei wird an jedem Knoten das hydraulische Gleichgewicht unter Berücksichtigung des Widerstandsgesetzes von Durchfluss zu Energieverlust, der Massenerhaltung von Ab- und Zufluss und der Energieerhaltung bestimmt. Um einen bestimmten Zeitraum zu simulieren, werden einzelne stationäre Berechnungen aneinandergereiht, wobei sich die mit den Rechenschritten verändernden Parameter, wie Entnahmemengen, Wasserspiegellagen oder Regelungen der Armaturen berücksichtigt werden. Eine solche Berechnung wird auch als quasi-stationäre Rohrnetzrechnung bezeichnet. Instationäre Berechnungen finden zur Analyse des grundlegenden hydraulischen Systemverhaltens infolge der wesentlich größeren Komplexität in der Regel keine Anwendung (Klingel, 2018).

Tabelle 5.1: Modellierbare Systemelemente der Software EPANET nach Klingel (2018) und Rossman (2000)

Option	Graph	Ausgewählte Attribute	Modelliertes Systemelement
Junction	Knoten	Geländehöhe Verbrauch	Rohrleitungsverzweigung (K) Rohrleitungsänderung (K) Wasserentnahme Wassereinspeisung
Reservoir	Knoten	Potential	Wasserspeicher (R) mit konstantem Potential
Tank	Knoten	Geländehöhe Geometrie maximaler Wasserspiegel minimaler Wasserspiegel initialer Wasserspiegel	Wasserspeicher (B) mit berechnetem Wasserspiegel
Pipe	Strang	Durchmesser Länge Rauheit lokaler Verlustbeiwert offen/geschlossen Rückfluss möglich	Rohrleitung (S) Absperrschieber (GV) Rückschlagventil (CV)
Valve	Strang	Durchmesser Armatur Typ Einstellung	Druckreduzierventil (PRV) Druckhalteventil (PSV) Druckunterbrecherventil (PBV) Durchflusskontrollventil (FCV) Drosselventil (TCV)

Für die hydraulische Simulation von Rohrleitungsnetzen existieren eine Vielzahl an Softwarelösungen, die alle auf einem Knoten-Stränge-Modell basieren und ähnliche Berechnungsalgorithmen zur Lösung des hydraulischen Gleichgewichts an den Knoten nutzen.

Neben vielen kommerziellen Softwarelösungen, hat die US-Umweltbehörde Environmental Protection Agency (EPA) mit dem Open-Source-Projekt EPANET, eine frei zugängliche Softwarelösung entwickelt und der Öffentlichkeit zur Verfügung gestellt. EPANET wurde ursprünglich für die Wissenschaft und Forschung entwickelt und sollte dazu beitragen ein besseres Verständnis über die Fließbewegungen und hydraulischen Abläufe in Wasserverteilungssystemen zu erlangen. Mittlerweile hat die Software jedoch auch großen Zuspruch in der Praxis gefunden und ist in vielen kommerziellen Softwarelösungen integriert. Hinsichtlich der Modellierung bietet EPANET nur eine geringe Anzahl an Systemelementen, die in Tabelle 5.1 zusammengefasst sind. Über eine geschickte Anordnung und Kombination der einzelnen Systemelemente sowie über das Aufstellen von Regeln für den Betriebszustand einzelner Systemelemente, lassen sich jedoch auch komplexe Systeme modellieren (Rossman, 2000).

5.6.2 Rohrnetzmodell eines Wasserverteilers

Bei der Simulation des angepassten Wasserverteilungssystems muss beachtet werden, dass EPANET eine bedarfsabhängige Rohrnetzrechnung durchführt. Bei der Analyse der Berechnungsergebnisse muss also eine dauerhafte Deckung der vorgegebenen Wasserentnahmen berücksichtigt werden. Da das Zubringersystem und die Wasserverteiler jedoch durch die dezentralen Wasserspeicher von den Entnahmeknoten getrennt sind, kann durch Betrachtung der Füllstände in den dezentralen Wasserspeichern auch auf die zeitabhängige Deckung des Wasserbedarfs in den Versorgungseinheiten geschlossen werden. Weiter liegt der Berechnung ein stets gefülltes Rohrleitungssystem zugrunde. Der instationäre Entleerungs- und Befüllungsprozess innerhalb des Rohrleitungsnetzes kann also nicht abgebildet werden. Ob die Rohrleitungen vor und nach der Simulation einer Wassereinspeisung entleert oder gefüllt sind, hat jedoch keinen Einfluss auf die Massenbilanz resp. die Verteilung der Einspeisemenge oder den Rückstau einer überschüssigen Wassermenge. Eine Freispiegelströmung, wie sie z.B. bei einem Wehrüberfall auftritt, kann ebenfalls nicht simuliert werden. An dieser Stelle muss das hydraulische Verhalten eines Wehrüberfalls also durch eine Kombination der verfügbaren Systemelemente abgebildet werden.

Das angepasste Wasserverteilungssystem besteht aus den wesentlichen Systemelementen Wasserverteiler, Wasserspeicher, Druckunterbrecher, Schwimmerventil und Rohrleitungssystem. Bis auf die Wasserverteiler können diese Systemelemente mit den in EPANET enthaltenen Grundelementen modelliert werden. Während Wasserspeicher und Rohrleitungen direkt als Modellierungsoptionen zur Verfügung stehen, können Druckunterbrecher ebenfalls als Wasserspeicher und Schwimmerventile als Rohrleitungssegmente mit einer einfachen wasserstandsabhängigen Regelung modelliert werden. Um dennoch die Funktion eines Wasserverteilers abbilden zu können, müssen die einzelnen hydraulischen Abläufe zwischen den Kammern separat betrachtet und modelliert werden. Diese Abläufe können wie folgt beschrieben werden:

- Vorkammer mit bestimmter Grundfläche und variierendem Wasserspiegel
- Wehrüberfall von Vorkammer zu Unterkammer in Abhängigkeit des Wasserspiegels der Vorkammer
- Aufteilung des Wassers entsprechend der Wehrbreiten der Wehrüberfallssysteme

- Unterkammer mit bestimmter Grundfläche und variierendem Wasserspiegel
- Rückstau von Unterkammer zu Vorkammer in Abhängigkeit des Wasserspiegels der Unterkammer
- Veränderte Aufteilung des Wassers bei Rückstau einer Unterkammer

Abbildung 5.17 zeigt das Knoten-Stränge-Modell eines Wasserverteilers mit zwei Unterkammern in der Seitenansicht und in der Draufsicht. Durch die Verknüpfung dieses Modells mit Einspeiseknoten, herkömmlichen Wasserspeichern und Entnahmeknoten, kann das angepasste Wasserverteilungssystem ganzheitlich als Rohrnetzmodell abgebildet werden. Ein Wasserverteiler wird durch mehrere miteinander verbundene, separate Wasserspeicher (B) modelliert, wobei jeder Wasserspeicher eine Vorkammer oder eine Unterkammer abbildet. Die an einen Wasserspeicher angeschlossenen Rohrleitungen befinden sich gemäß den Modellierungsprinzipien von EPANET stets am Behälterboden, sodass sich Zufluss und Abfluss in Abhängigkeit der Wasserspiegellage ergeben würden. Die Abbildung eines Zulaufes oberhalb des Wasserspiegels wird daher über ein Druckhalteventil (PSV) auf Höhe der Zulaufleitung umgesetzt. Der Zulauf in den, eine Unterkammer darstellenden Wasserspeicher, wird ebenfalls durch ein Druckhalteventil (PSV) modelliert und befindet sich auf Höhe der Wehrkante des Wehrüberfallsystems. Sobald der Wasserspiegel in der Vorkammer also die Höhe des Zulaufs in die Unterkammer resp. die Höhe der Wehrkante übersteigt, stellt sich ein Zufluss in die Unterkammer ein. Die Höhe dieses Zuflusses darf jedoch nicht durch die Leitungsattribute der Systemkomponenten zwischen Vorkammer und Unterkammern beschränkt werden, sodass hier entsprechende Leitungslängen und Rohrdurchmesser gewählt werden müssen. Die Aufteilung des Wassers wird über angepasste lokale Verlustbeiwerte in den Zulaufleitungen der Unterkammern umgesetzt und ist detailliert in Abschnitt 5.6.3 beschrieben. Der Rückstau von überschüssigem Wasser aus den Unterkammern in die Vorkammer, wird mit einer wasserstandsabhängigen Regelung ebenfalls über die Zulaufleitungen der Unterkammern modelliert.

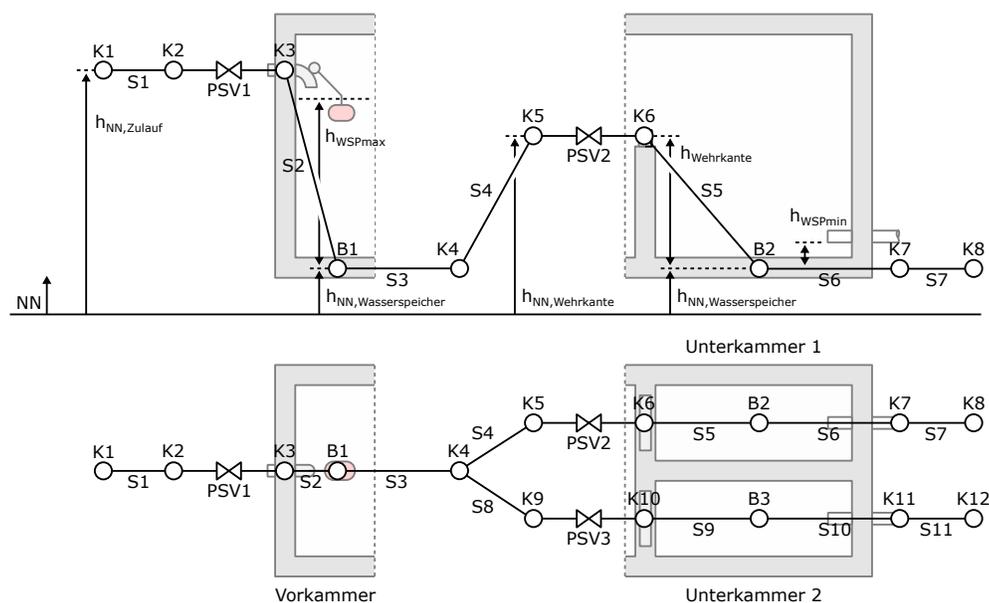


Abbildung 5.17: Rohrnetzmodell eines Wasserverteilers in Seitenansicht und Draufsicht

Tabelle 5.2 fasst alle relevanten Abschnitte des Modells sowie die dazugehörigen Attribute zusammen. Der Knoten K1 modelliert die Einspeisung in einen Wasserverteiler oder dient als Verknüpfung zu einem weiteren Abschnitt des Rohrnetzmodells. Wird der Einspeisung zusätzlich eine Ganglinie hinterlegt, kann nicht nur eine konstante, sondern auch eine beliebig variable Einspeisung, wie z.B. eine Quelle mit schwankender Schüttungsrate oder eine intermittierend betriebene Förderanlage, modelliert werden. Das Druckhalteventil PSV1 mit den umschließenden Knoten K2 und K3, modelliert den Zulauf in die Vorkammer oberhalb des Wasserspiegels. Hierfür ist am Druckhalteventil ein Druck von 0 bar einzustellen und den Knoten die Geländehöhe $h_{NN,Zulauf}$ des Zulaufs zuzuweisen. Die Vorkammer wird als Wasserspeicher B1 mit der Geländehöhe $h_{NN,Wasserspeicher}$ abgebildet. Weiter sind der minimale Wasserspiegel h_{WSPmin} und der maximale Wasserspiegel h_{WSPmax} zuzuweisen.

Tabelle 5.2: Relevante Abschnitte des Rohrnetzmodells eines Wasserverteilers

Modellabschnitt	Modelliertes Element	Attribute
K1	Einspeisung oder Verknüpfung System	Verbrauch Ganglinie
K2 - PSV1 - K3	Zulauf in Vorkammer	Geländehöhe = $h_{NN,Zulauf}$ Druck PSV = 0
B1	Vorkammer	Geländehöhe = $h_{NN,Wasserspeicher}$ Grundfläche minimaler Wasserspiegel = h_{WSPmin} maximaler Wasserspiegel = h_{WSPmax}
K4	Ablauf Vorkammer und Verzweigung	Geländehöhe = $h_{NN,Wasserspeicher}$
S4	Wehrbreite 1	Lokaler Verlustbeiwert
S8	Wehrbreite 2	Lokaler Verlustbeiwert
K5 - PSV2 - K6	Zulauf in Unterkammer 1	Geländehöhe = $h_{NN,Wehrkante}$ Druck PSV = 0
K9 - PSV3 - K10	Zulauf in Unterkammer 2	Geländehöhe = $h_{NN,Wehrkante}$ Druck PSV = 0
B2	Unterkammer 1	Geländehöhe = $h_{NN,Wasserspeicher}$ Grundfläche minimaler Wasserspiegel = h_{WSPmin} maximaler Wasserspiegel = h_{WSPmax}
B3	Unterkammer 2	Geländehöhe = $h_{NN,Wasserspeicher}$ Grundfläche minimaler Wasserspiegel = h_{WSPmin} maximaler Wasserspiegel = h_{WSPmax}
K7 / K11	Ablauf Unterkammer	Geländehöhe = $h_{NN,Wasserspeicher}$
K8 / K12	Wasserentnahme oder Verknüpfung System	Verbrauch Ganglinie

Der Knoten K4 stellt den Ablauf aus der Vorkammer und gleichzeitig die Verzweigung zu den einzelnen Wehrüberfällen dar. Jeder Wehrüberfall resp. jede Unterkammer erhält

ab diesem Knoten einen eigenen Modellabschnitt. Die Aufteilung des Wassers gemäß den Wehrbreiten wird durch entsprechend berechnete lokale Verlustbeiwerte in den Strängen S4 und S8 umgesetzt. Der Zulauf in Unterkammer 1 wird analog zur Vorkammer mit dem Druckhalteventil PSV2 und den Knoten K5 und K6 abgebildet. Die Höhe des Zulaufs muss hier allerdings der Geländehöhe $h_{NN,Wehrkante}$ der Wehrkante des Wehrüberfallsystems entsprechen. Die Unterkammer 1 wird als Wasserspeicher B2 mit der gleichen Geländehöhe und dem gleichen minimalen und maximalen Wasserspiegel der Vorkammer dargestellt. Der Knoten K7 stellt den Ablauf aus der Unterkammer 1 dar. Der Knoten K8 modelliert die Wasserentnahme aus einem Wasserverteiler oder dient als Verknüpfung zu einem weiteren Abschnitt des Rohrnetzmodells, wobei die Entnahme durch die Verknüpfung mit einer Ganglinie ebenfalls variabel modelliert werden kann. Der Modellabschnitt von Unterkammer 2 ist analog zum Modellabschnitt von Unterkammer 1 aufgebaut, wobei sich lediglich die Grundflächen der Kammern unterscheiden können.

Tabelle 5.3: Regelungen zur Modellierung der hydraulischen Prozesse im Wasserverteiler

Modellabschnitt	Modelliertes Element	Regelung
S1	Schwimmerventil Zulauf	zu wenn $WSP\ B1 \geq h_{WSPmax}$ offen wenn $WSP\ B1 < h_{WSPmax}$
S4	Rückstau Unterkammer 1	zu wenn $WSP\ B2 \geq h_{WSPmax}$ offen wenn $WSP\ B2 < h_{WSPmax}$
S8	Rückstau Unterkammer 2	zu wenn $WSP\ B3 \geq h_{WSPmax}$ offen wenn $WSP\ B3 < h_{WSPmax}$
S7	Ablauf Unterkammer 1	zu wenn $WSP\ B2 \leq h_{WSPmin}$ offen wenn $WSP\ B2 > h_{WSPmin}$
S11	Ablauf Unterkammer 2	zu wenn $WSP\ B3 \leq h_{WSPmin}$ offen wenn $WSP\ B3 > h_{WSPmin}$

Die Modellierung der hydraulischen Prozesse innerhalb eines Wasserverteilers, wird über die in Tabelle 5.3 dargestellten Regelungen umgesetzt. Das Schwimmerventil am Zulauf der Vorkammer wird durch ein Öffnen und Schließen des Strangs S1 in Abhängigkeit des Wasserstands in der Vorkammer modelliert. Hierbei schließt sich der Strang und unterbricht den Zufluss, sobald der Wasserstand den maximalen Wasserspiegel h_{WSPmax} erreicht. Der Rückstau von überschüssigem Wasser aus den Unterkammern in die Vorkammer wird über die Stränge S4 und S8 modelliert. Stellt sich ein bedarfsdeckender Zustand in nur einer Unterkammer ein, gleicht sich der Wasserspiegel in dieser Unterkammer, dem Wasserspiegel in der Vorkammer an und es ergibt sich, rein hydraulisch, eine Anpassung des Zuflusses in die Unterkammer entsprechend der anstehenden Wasserentnahme. Stellt sich ein bedarfsdeckender Zustand in beiden Unterkammern ein, füllen sich die Unterkammern zeitgleich mit der Vorkammer bis zum maximalen Wasserspiegel. Um rechnerisch ein nicht vorhergesehenes Überlaufen der Unterkammern und somit eine Verfälschung der Massenbilanz hinsichtlich der Aufteilung der Wassermengen zu verhindern, werden die Stränge S4 und S8 beim Erreichen des maximalen Wasserspiegels h_{WSPmax} geschlossen. Da bei einer bedarfsdeckenden Rohrnetzrechnung, der Wasserbedarf selbst bei einem leeren Wasserspeicher gedeckt wird, müssen die Abläufe aus den Unterkammern resp. die Stränge S7 und S11 bei vollständiger Entleerung der Unterkammern, zur Erhaltung der

Massenbilanz, geschlossen werden. Hierbei werden die Stränge jeweils beim Erreichen des Wasserspiegels h_{WSPmin} geschlossen.

5.6.3 Modellierung der Wehbreiten

Die Aufteilung des Wassers gemäß den Wehbreiten, wird durch lokale Verlustbeiwerte in den einzelnen Modellabschnitten der jeweiligen Unterkammern modelliert. In dem in Abbildung 5.17 dargestellten Rohrnetzmodell eines Wasserverteilers, werden die lokalen Verlustbeiwerte den Strängen S4 und S8 zugewiesen. Die lokale Energieverlusthöhe in einer Rohrströmung ergibt sich in Abhängigkeit des dimensionslosen lokalen Verlustbeiwerts ζ und ist in Gleichung 2.14 näher erläutert. Für einen sehr kurzen Rohrabschnitt können die kontinuierlichen Energieverluste durch Rohrreibung vernachlässigt werden und der Durchfluss ergibt sich nur noch in Abhängigkeit der Druckhöhe und des lokalen Energieverlustes. Werden die Stränge zwischen Vorkammer und Unterkammer mit einer Länge von $L = 0,1$ m und einer Rauheit von $k_s = 0,1$ mm modelliert, können sie als solch kurze Rohrabschnitte betrachtet werden. Bewährt hat sich hier ein Durchmesser entsprechend der Zulaufleitung der Vorkammer. Da sich der Zulauf zu allen Unterkammern über die Modellierung mittels Druckhalteventil (PSV) auf derselben Höhe befindet, ergibt sich für jeden Modellabschnitt einer Unterkammer dieselbe Druckhöhe. Die Druckhöhe selbst hängt von der Lage des Wasserspiegels in der Vorkammer ab. Somit ergibt sich der Durchfluss in die Unterkammern nur noch in Abhängigkeit des lokalen Verlustbeiwerts.

Durch Bilanzierung der Arbeits-Energie-Gleichung, bei Vernachlässigung der kontinuierlichen Energieverluste und unter Berücksichtigung einer für alle Modellabschnitte identischen Druckenergie ($2g \cdot H = 1$) lässt sich das folgenden Proportionalitätsgesetz aufstellen:

$$Q \sim \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta}} \quad (5.20)$$

Gleichung 5.20 kann nun nach dem lokalen Verlustbeiwert aufgelöst und der Durchfluss als Prozentsatz interpretiert werden. Somit kann der lokale Verlustbeiwert ζ_n für den, einen Wehrüberfall darstellenden Strang, in Abhängigkeit des Prozentsatzes p_n wie folgt bestimmt werden:

$$\zeta_n = \frac{1}{(p_n \cdot 0,01)^2} \text{ mit } p_n \text{ in } \% \quad (5.21)$$

Für einen vollen Durchfluss von $p_n = 100$ % würde sich also ein lokaler Verlustbeiwert von $\zeta_n = 1$ ergeben. Für einen Durchfluss von $p_n = 0$ % würde der lokaler Verlustbeiwert $\zeta_n \rightarrow \infty$ hingegen gegen unendlich gehen. Zur Modellierung einer korrekten Aufteilung muss die Summe aller Prozentsätze in einem Wasserverteiler stets $\sum p_n = 100$ % ergeben.

5.6.4 Berechnungsbeispiel

Zur Veranschaulichung der Modellierung und Simulation des angepassten Wasserverteilungssystems, werden im Folgenden die Berechnungsergebnisse des in Abbildung 5.18 dargestellten Systemabschnitts dargestellt. Der Systemabschnitt besteht aus einem untergeordneten Wasserverteiler und zwei dezentralen Wasserspeichern. Der Wasserverteiler befindet sich auf einer geodätischen Höhe von $h_{NN,Wasserspeicher} = 100$ m. Die Höhe der Wehrkante beträgt einen Meter, sodass sich eine geodätische Höhe der Wehrkante von

$h_{NN,Wehrkante} = 101$ m ergibt. Der maximale Wasserspiegel des Wasserverteilers beträgt $h_{WSPmax} = 2$ m. Die Aufteilung des Wassers soll gemäß den Prozentsätzen $p_{1.1} = 40\%$ und $p_{1.2} = 60\%$ erfolgen. Gemäß Gleichung 5.21 sind den Zulaufsträngen der Unterkammern also lokale Verlustbeiwerte von $\zeta_{1.1} = 6,25$ und $\zeta_{1.2} = 2,77$ zuzuweisen. Die Wasserspeicher befinden sich beide auf einer geodätischen Höhe von $h_{NN,Wasserspeicher} = 50$ m. Der maximale Wasserspiegel der Wasserspeicher beträgt $h_{WSPmax} = 3$ m. Wasserverteiler und Wasserspeicher sind jeweils mit einer Rohrleitung der Länge $L = 1000$ m und einem Rohrdurchmesser von $D = 75$ mm verbunden. Die Einspeisung in den Wasserverteiler beträgt 5 l/s, die Entnahmen aus den Wasserspeichern jeweils 1 l/s, sodass sich eine sukzessive Füllung aller Behälter einstellt. Gemäß der Aufteilung des Wassers, muss sich der Wasserspeicher WS 1.2 hierbei als erstes füllen. Weiter muss sich mit der Füllung des ersten Wasserspeichers, infolge des Rückstaus aus diesem Systemabschnitt, eine schnellere Füllung des Wasserspeichers WS 1.1 einstellen. Sind beide Wasserspeicher gefüllt, ergibt sich eine Drosselung des Durchflusses durch die Schwimmerventile und es dürfen nur noch Wassermengen entsprechend der Entnahmen durch das System transportiert werden.

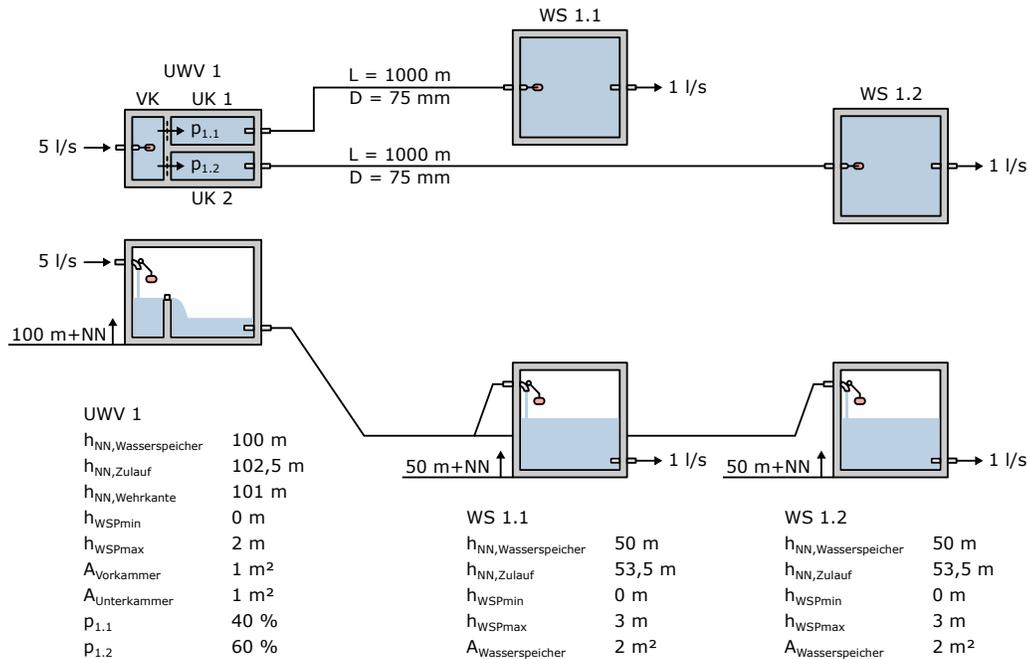


Abbildung 5.18: Systemabschnitt mit relevanten Parametern für die Rohrnetzmodellierung in Draufsicht und Seitenansicht

Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der Simulation erläutert. Hierfür werden die Wasserspiegellagen und die Zuflüsse der einzelnen Kammern dargestellt. Die Topologie sowie der gesamte Quellcode des in diesem Beispiel verwendeten EPANET-Rohrnetzmodells, inklusive aller Berechnungsparameter, können als weiterführende Informationen Anhang A entnommen werden.

Abbildung 5.19 zeigt die Wasserspiegellagen in der Vorkammer VK, den beiden Unterkammern UK 1 und UK 2 und den Wasserspeichern WS 1.1 und WS 1.2. Zu Beginn der Simulation sind alle Behälter vollständig entleert und es stellt sich nur ein Wasserspiegelanstieg in der Vorkammer ein. Zum Zeitpunkt 1 ist die Vorkammer gefüllt und Wasser

fließt über die Unterkammern in die Wasserspeicher. Hierbei stellt sich jedoch kein Wasserspiegelanstieg in den Unterkammern ein, da alles Wasser direkt zu den Wasserspeichern weitergeleitet wird. Der Anstieg des Wasserspiegels in den Wasserspeichern beginnt unmittelbar mit der Füllung der Vorkammer, da der Befüllungsprozess der Rohrleitungen nicht simuliert wird. Nachdem sich ein stationärer Fließzustand eingestellt hat, ist die Höhe des Wasserspiegels in der Vorkammer etwas größer als die modellierte Wehrkante, da eine zusätzliche Druckhöhe zur Erzeugung des Durchflusses in den Strängen zwischen Vorkammer und Unterkammern benötigt wird. Diese Druckhöhe kann bezogen auf das reale System auch als Wehrüberfallhöhe interpretiert werden. Zum Zeitpunkt 2 ist der Wasserspeicher WS 1.2 vollständig gefüllt und es ergibt sich infolge des Rückstaus ein Anstieg des Wasserspiegels in der dazugehörigen Unterkammer UK 2. Zum Zeitpunkt 3 ist die Unterkammer UK 2 vollständig gefüllt und überschüssiges Wasser staut sich zurück bis in die Vorkammer. Der Wasserspiegel in der Vorkammer steigt weiter an, sodass sich ein größerer Durchfluss zum Wasserspeicher WS 1.1 einstellt. Diese Erhöhung der Druckhöhe ist notwendig, da die Druckverluste in quadratischer Abhängigkeit zur Fließgeschwindigkeit resp. zum Durchfluss stehen. Der Wasserspiegel im Wasserspeicher WS 1.1 steigt nun deutlich schneller an. Zum Zeitpunkt 4 ist auch der Wasserspeicher WS 1.1 vollständig gefüllt und es ergibt sich ebenfalls ein Anstieg des Wasserspiegels in der dazugehörigen Unterkammer UK 1. Zum Zeitpunkt 5 ist die Unterkammer UK 1 vollständig gefüllt. Da das überschüssige Wasser nun keine Verwendung mehr findet, steigt der Wasserspiegel in beiden Unterkammern und der Vorkammer an, bis diese zum Zeitpunkt 6 vollständig gefüllt sind. Anschließend wird der Zufluss in die Vorkammer, die Unterkammern und die Wasserspeicher durch ein alternierendes Öffnen und Schließen der Zulaufstränge gedrosselt. Es stellt sich somit, bei Betrachtung der Massenbilanz, ein Durchfluss entsprechend der Wasserentnahmen ein.

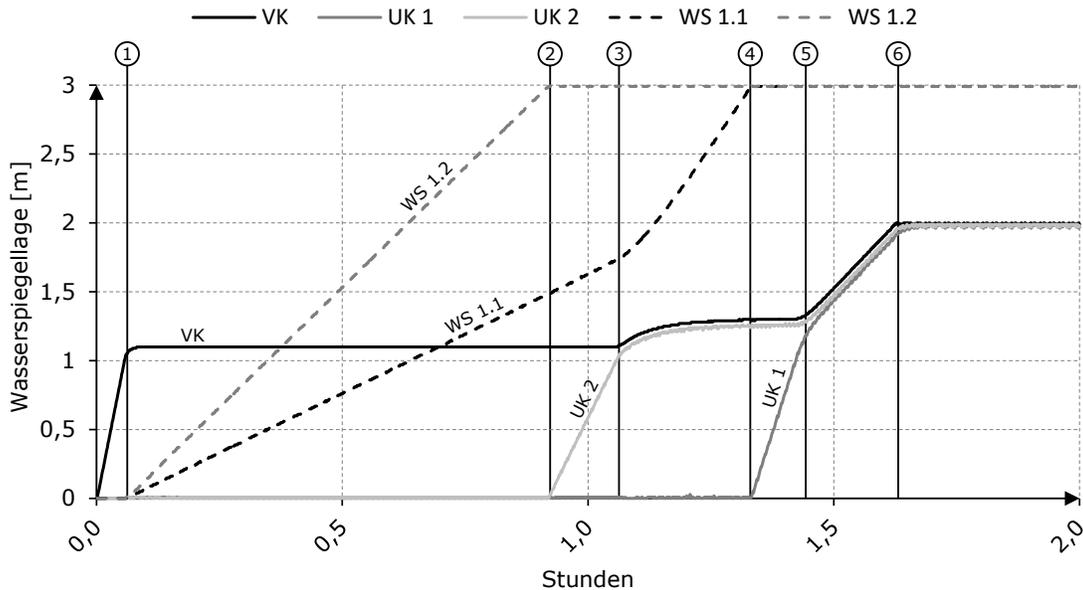


Abbildung 5.19: Wasserspiegellagen in Vorkammer VK, Unterkammer UK 1 und UK 2 und Wasserspeichern WS 1.1 und WS 1.2

Abbildung 5.20 zeigt den Zufluss in die Vorkammer VK sowie in die beiden Unterkammern UK 1 und UK 2. Zu Beginn der Simulation ergibt sich ein Zufluss von 5 l/s in die

Vorkammer und kein Zufluss in die Unterkammern. Zum Zeitpunkt 1 hat der Wasserspiegel in der Vorkammer die Höhe der Wehrkante erreicht und es stellt sich ein Zufluss in die beiden Unterkammern ein. Dieser nimmt mit dem weiteren Anstieg des Wasserspiegels über die Wehrkante hinaus zu, bis sich ein stationärer Fließzustand eingestellt hat. Zum Zeitpunkt 2 fließen weiterhin 5 l/s in die Vorkammer. Gemäß den Prozentsätzen der Wehrüberfälle, stellt sich ein Zufluss von 2 l/s in Unterkammer UK 1 und ein Zufluss von 3 l/s in Unterkammer UK 2 ein. Zum Zeitpunkt 3 ist die Unterkammer UK 2 vollständig gefüllt. Hierdurch ergibt sich eine Reduzierung des Zuflusses in Unterkammer UK 2 und eine Zunahme des Zuflusses in Unterkammer UK 1. Der Wasserspiegel in der Vorkammer steigt weiter an um einen ausreichend großen Zufluss zu Unterkammer UK 1 zu erzeugen. Zum Zeitpunkt 4 hat sich ein stationärer Fließzustand eingestellt. Entsprechend der Entnahme am Wasserspeicher WS 1.2, ergibt sich bei alternierendem Betrieb, im Mittel ein Zufluss von 1 l/s in Unterkammer UK 2. Der übrige Zufluss von 4 l/s wird in Unterkammer UK 1 und somit zum Wasserspeicher WS 1.1 weitergeleitet. Zum Zeitpunkt 5 ist die Unterkammer UK 1 vollständig gefüllt und der Wasserspiegel steigt in allen Kammern zeitgleich an. Der Zufluss zu beiden Unterkammern beträgt in diesem Zustand jeweils 2 l/s. Hiervon fließt, entsprechend der Wasserentnahme, ein Anteil von je 1 l/s zu den Wasserspeichern. Der übrige Anteil von je 1 l/s sorgt für den Anstieg des Wasserspiegels in den Unterkammern. In der Summe ergibt sich also ein Zufluss von 4 l/s zu den beiden Unterkammern. Der fehlende Zufluss von 1 l/s verbleibt somit in der Vorkammer und sorgt ebenfalls für einen Anstieg des Wasserspiegels. Da die Kammern alle die gleiche Grundfläche besitzen und der Wasserspiegel gleichzeitig ansteigen muss, ergeben sich identische Werte für den Zufluss. Zum Zeitpunkt 6 sind alle Behälter des Systems vollständig gefüllt und es hat sich, bei Betrachtung der Massenbilanz, ein stationärer Fließzustand eingestellt. Der Durchfluss selbst wird aufgrund des Öffnens und Schließens der Zulaufstränge jedoch alterierend dargestellt. Im Mittel ergibt sich für die Unterkammern ein Zufluss von je 1 l/s und für die Vorkammer ein Zufluss von 2 l/s.

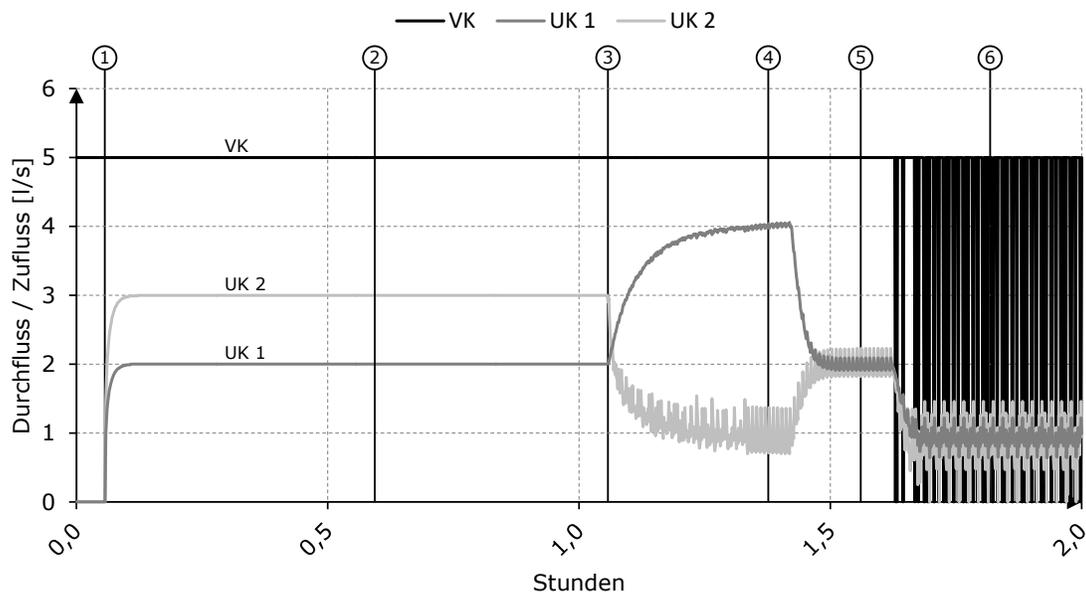


Abbildung 5.20: Zufluss in die Vorkammer VK und in die Unterkammern UK 1 und UK 2

5.6.5 Zusammenfassung

Im Folgenden sollen die wesentlichen Aussagen hinsichtlich der Modellierung des angepassten Wasserverteilungssystems zusammengefasst werden:

- Mit der frei zugänglichen Open-Source-Software EPANET lässt sich das angepasste Wasserverteilungssystem modellieren und das hydraulische Systemverhalten hinsichtlich der Aufteilung des Wassers simulieren.
- Wasserverteiler werden durch die Kombination mehrerer Wasserspeicher und Druckhalteventile abgebildet
- Die Aufteilung des Wassers gemäß den Wehrbreiten der Wehrüberfallsysteme, wird durch angepasste lokale Verlustbeiwerte in den Zubringerleitungen der Unterkammern umgesetzt
- Der Rückstau von überschüssigem Wasser wird durch wasserstandsabhängige Regelungen umgesetzt
- Durch Analyse des Wasserstands in den dezentralen Wasserspeichern, kann trotz bedarfsabhängiger Rohrnetzberechnung auf die zeitabhängige Deckung des Wasserbedarfs geschlossen werden
- Der instationäre Entleerungs- und Befüllungsprozess kann nicht simuliert werden, wobei dieser bei Betrachtung der Massenbilanz keinen Einfluss die Verteilung der Einspeisemenge nimmt

Kapitel 6

Der Norden Vietnams als Modellregion zur Umsetzung eines Demonstrationsprojekts

6.1 Kapitelübersicht

Die nördlichen Gebirgsregionen Vietnams sind ein typischer Vertreter ökonomisch und technisch gering entwickelter Regionen, die sich mit einer defizitären Wasserversorgung konfrontiert sehen. Die gegebenen klimatischen Einflüsse, in Form von ausgeprägten Regen- und Trockenzeiten, sorgen dabei für ein saisonal sehr ungleich verteiltes Wasserdargebot. Der vielerorts vorkommende Karstuntergrund verschärft die Versorgungssituation weiter, indem durch den porösen Untergrund eine Zwischenspeicherung des Wassers als Porengrundwasser verhindert wird und die heterogene Bodenstruktur für eine hohe Abflussvariabilität bei Quellen und Oberflächengewässern sorgt. Daher wurde das Gebiet, rund um das Dong Van Karst Plateau, als Modellregion für das Demonstrationsprojekt der angepassten Wasserverteilung gewählt. In Abschnitt 6.2 werden die topografischen, geologischen, klimatischen und hydrogeologischen Gegebenheiten dieser Region zusammengefasst.

Die Auswirkungen der ökonomischen und technischen sowie der klimatischen und naturräumlichen Randbedingungen auf die Bevölkerung sind, insbesondere die Siedlungs- und Erwerbsstruktur sowie den Wasserverbrauch betreffend, in Abschnitt 6.3 beschrieben. In den Abschnitten 6.4 und 6.5 wird dann die bestehende Wasserversorgung in den urbanen und ländlichen Siedlungsstrukturen der Modellregion analysiert. Hierbei werden die verschiedenen von der Bevölkerung genutzten zentralen, dezentralen und individuellen Wasserversorgungskonzepte detailliert erläutert und bewertet, wobei die jeweiligen Defizite der Konzepte und somit das Potential der angepassten Wasserversorgung verdeutlicht werden.

6.2 Allgemeine Beschreibung der Modellregion

6.2.1 Lage der Modellregion

Vietnam liegt an der Ostküste Südostasiens und grenzt mit einer Küstenlänge von 3.260 km an das Südchinesische Meer. Die umliegenden Nachbarstaaten sind China im Norden, Laos im Westen und Kambodscha im Südwesten. In Nord-Süd-Richtung besitzt das Land eine Ausdehnung von 1.650 km, an seiner schmalsten Stelle hingegen von lediglich 50 km. Die zwei einwohnerreichsten sowie politisch und wirtschaftlich einflussreichsten Städte sind die ehemalige Hauptstadt Ho-Chi-Minh-Stadt im Süden, mit ca. 8,3 Mio. Einwohnern und die heutige Hauptstadt Hanoi im Norden, mit ca. 7,3 Mio. Einwohnern. Der Süden Vietnams ist durch weitläufige Flachlandschaften mit sehr geringen geodätischen Höhenunterschieden geprägt, die am südlichen Ende Vietnams in das Mekong-Delta übergehen. Der Norden hingegen ist durch felsige Gebirgszüge mit Höhen von über 3.000 m+NN geprägt. Im Nordwesten reichen die Gebirge mit dem Fansipan bis auf eine maximale Höhe von 3.143 m+NN. Die Landschaftsformen des Nordens, mit ihren unregelmäßigen Höhen und morphologischen Ausprägungen sowie einer Vielzahl an Hochplateaus, sind insbesondere auf den häufig anzutreffenden Karstuntergrund zurückzuführen. Hierdurch ist eine sehr zerklüftete Topografie mit vielen Seen, Staubecken, Wasserfällen und weit verzweigten unterirdischen Höhlensystemen entstanden.

Die Modellregion befindet sich in der Provinz Ha Giang und liegt am nördlichsten Ausläufer Vietnams, in unmittelbarer Nähe zur chinesischen Grenze. Die Karstlandschaft in und um den Distrikt Dong Van, wurde im Jahr 2010 als Dong Van Karst Plateau in das UNESCO Global Geopark Network aufgenommen. Das Gebiet ist der erste offizielle UNESCO Geopark Vietnams und der Zweite in ganz Südostasien. Abbildung 6.1 zeigt die Lage der Modellregion und die typischen Karstformationen des Geoparks.

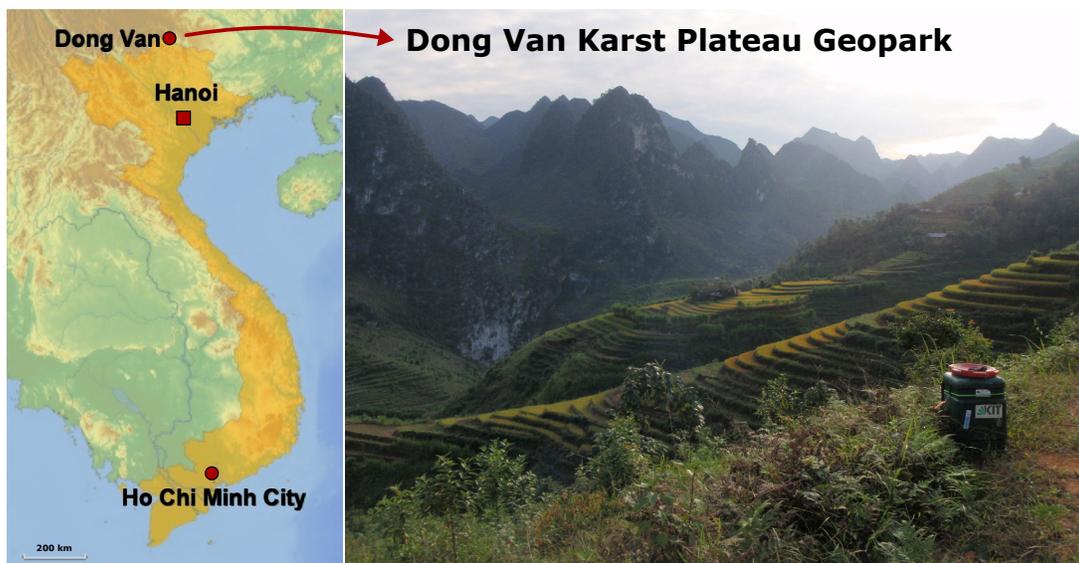


Abbildung 6.1: Lage der Modellregion im Dong Van Karst Plateau Geopark

6.2.2 Topografie und Geologie

Neben Silit-, Ton- oder Sandstein besteht etwa die Hälfte der Modellregion aus Karbonatgestein. Die Region weist daher die für Karstgebiete typischen Charakteristika auf, wie z.B. eine stark zergliederte Topografie mit vielen Karsthügeln, tiefen Tälern und Dolinen. Die ländliche Bevölkerung lebt vorwiegend in kleinen Siedlungen und einzelnen Gehöften, die sich über eine Höhe von etwa 700 bis 1.500 m+NN erstrecken. Die Distrikthauptstadt Dong Van liegt umschlossen von einem Gebirgskamm auf einer Höhe von etwa 1.060 m+NN. Die großen Oberflächengewässer der Region befinden sich hingegen auf einer Höhe von ca. 200 bis 500 m+NN. Natürliche Wasserspeicher und ständiger Oberflächenabfluss in den besiedelten Höhenlagen, sind infolge der hohen Versickerungsraten des Karstuntergrunds vergleichsweise wenig vorhanden. Wie in Abschnitt 3.7.3 erläutert, sorgen hier geochemische Lösungsprozesse für eine poröse Struktur des Bodens mit einem Netz aus Kluften und Spalten. Der Niederschlag in der Modellregion, verlagert sich also vorwiegend ohne Zwischenspeicherung an der Oberfläche, in den Untergrund. Das Wasser bleibt hierbei jedoch nicht als Porengrundwasser in der oberflächennahen Bodenmatrix gespeichert, sondern fließt durch Kluften und Spalten in großräumige, z.T. mehrere hundert Meter tiefe Höhlensysteme. Abhängig von der Ausprägung der Gesteinsschichten, können sich sogar ganze Oberflächengewässer durch Schlucklöcher in die Höhlensysteme verlagern und mit großen Abflussschwankungen an verschiedenen Quellen wieder zu Tage treten. Abbildung 6.2 zeigt beispielhaft einige wasserführende Höhlensysteme in der Modellregion.

Durch die hohen Fließgeschwindigkeiten in den Kluften, Spalten und Höhlen, tritt das Niederschlagswasser nach der Versickerung relativ schnell am Rande der Karstgebiete aus und steht der Bevölkerung nicht mehr zur Verfügung. Während der Regenzeit konnten so z.B. Fließgeschwindigkeiten in den Karstaquiferen von bis zu 800 m/h festgestellt werden. Weiter sorgt die heterogene Bodenstruktur, in Kombination mit den verzweigten Höhlensystemen und den kurzen Verweilzeiten des Wassers, für große Abflussschwankungen bei den natürlichen Quellen. So existieren etliche Quellen mit Schüttungsraten von bis zu 100 l/s während der Regenzeit, die in der Trockenzeit gänzlich versiegen. Die Topografie und Geologie führt also zu fehlenden natürlichen Wasserspeichern und zu einem stark schwankenden Wasserdargebot. Wie in den Abschnitten 6.4 und 6.5 beschrieben, sind diese naturräumlichen Einflüsse also mitverantwortlich für eine insgesamt defizitäre Wasserversorgung in der Modellregion.



Abbildung 6.2: Wasserführende Höhlensysteme in der Modellregion

6.2.3 Klima und Hydrologie

Aufgrund der langen Ausdehnung in Nord-Süd-Richtung und der Lage zwischen nördlichem Wendekreis und Äquator, kann Vietnam in zwei Klimazonen eingeteilt werden. Wie in Abschnitt 3.7.3 beschrieben, findet der maximale Niederschlag in der Innertropischen Konvergenzzone (ITC) statt, die aufgrund der Rotationsachse der Erde über das Jahr hinweg zwischen dem nördlichen und südlichen Wendekreis oszilliert. Mit zunehmender Nähe zum Äquator verkürzt sich also die Trockenzeit und die Regenzeit ist intensiver ausgeprägt. Im Süden Vietnams herrscht daher ein tropisches Klima mit ganzjährig warmen bis heißen Temperaturen. Selbst nachts fällt die Temperatur meist nie unter 20 °C. Der meiste Regen fällt hier zwischen Mai und Oktober, mit einer durchschnittlichen Niederschlagsmenge von ca. 2.000 mm. Mit zunehmender Entfernung vom Äquator verkürzt sich die Regenzeit und die Trockenzeit hält hingegen länger an. Der Norden Vietnams befindet sich sehr nahe am nördlichen Wendekreis. Hier herrscht ein subtropisches Klima mit zwei ausgeprägten Jahreszeiten. Der Winter dauert von November bis April und ist meist sehr trocken und kühl. In den Bergregionen der Modellregion kann die Temperatur sogar unter die Nullgradgrenze fallen und es kommt vereinzelt zu Schnee und Frost. Die Durchschnittstemperatur beträgt im Winter ca. 17 °C. Der Niederschlag beträgt durchschnittlich 35 mm, wobei der Februar mit im Mittel 20 mm, der niederschlagsärmste Monat ist. Der Sommer dauert von Mai bis Oktober und ist heiß und feucht. Die Durchschnittstemperatur beträgt hier ca. 30 °C. Der Niederschlag beträgt durchschnittlich 190 mm, wobei der Juni mit im Mittel 305 mm, der niederschlagsreichste Monat ist. Der Jahresniederschlag in der Modellregion liegt bei durchschnittlich 1.360 mm. Somit fallen ca. 84 % des Jahresniederschlags während der Regenzeit in den Sommermonaten.

Aufgrund der fehlenden natürlichen Wasserspeicher, kann diese Wassermenge jedoch nicht für die Trockenzeit zwischengespeichert werden. Wie in Abbildung 6.3 dargestellt, ist die Regenzeit daher von einer üppigen Vegetation, die Trockenzeit hingegen von kargen Landschaften und geringer Vegetation geprägt. Gerade in der Trockenzeit kommt es so, insbesondere für die ländliche Bevölkerung, die sich vorwiegend durch Oberflächengewässer und natürlichen Quellen mit Wasser versorgt, zu einer defizitären Versorgungssituation (NCHMF, 2017).

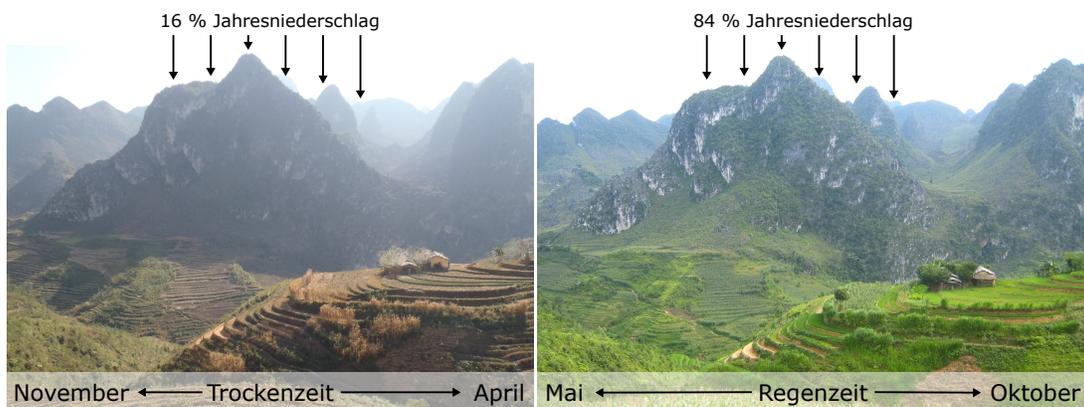


Abbildung 6.3: Auswirkung von Regen- und Trockenzeit in der Modellregion

6.3 Siedlungsstruktur und Wasserverbrauch

Die Modellregion kann in einen urban geprägten und in einen ländlich geprägten Bereich eingeteilt werden. Im urban geprägten Bereich befindet sich die Distrikthauptstadt Dong Van auf einer Höhe von ca. 1.060 m+NN. Im Norden und Osten der Stadt befinden sich zwei Bergmassive mit einer Höhe von ca. 1.600 m+NN. Dieser natürliche Schutz in Richtung Nord-Ost sorgte u.a. dafür, dass Dong Van während des Chinesisch-Vietnamesischen Kriegs von 1979 weitestgehend unversehrt blieb. Im Süden und Westen befinden sich typische Karstlandschaften mit vielen Karsthügeln und Tälern. In Dong Van leben insgesamt knapp 4.300 Menschen. Nach der Aufnahme in das UNESCO Global Geopark Network hat der Tourismus jedoch rapide zugenommen, sodass Dong Van täglich von einer Vielzahl an einheimischen und ausländischen Touristen frequentiert wird. Laut der Provinzregierung steigen die Touristenzahlen seither um jährlich etwa 30 % (VNAT, 2017).

Der ländlich geprägte Bereich weist eine sehr heterogene Siedlungsstruktur auf. Hier lebt die Bevölkerung in kleinen Siedlungen mit etwa zehn bis 50 Haushalten resp. mit etwa 40 bis 300 Einwohnern. Die Siedlungen erstrecken sich über eine Höhe von ca. 700 bis 1.500 m+NN und befinden sich meist in den Tälern zwischen den Karsthügeln, wo sich in der Regenzeit vermehrt Wasser ansammelt, das in künstlichen Speicherbecken aufbewahrt werden kann. Einzelne Siedlungen und Gehöfte finden sich allerdings auch auf den Bergkämmen, wo sich viele der Mais- und Getreidefelder befinden. Die Distanzen zwischen den einzelnen Siedlungen liegen zwischen 200 und 1.500 m, die Höhenunterschiede zwischen zwei benachbarten Siedlungen betragen bis zu 150 m. Hinsichtlich einer netzgebundenen Wasserversorgung ergeben sich im ländlichen Bereich somit große Förderdistanzen und Förderhöhen. Im Nordosten befindet sich auf einer Höhe von ca. 500 m+NN mit dem Nanli Fluss das größte Oberflächengewässer der Modellregion. Der Fluss bildet zudem die Grenze zu China. Abbildung 6.4 zeigt die topografische Ausprägung der Modellregion sowie die Lage der Distrikthauptstadt und der umliegenden Siedlungen.

Dong Van zeigt das typische Bild einer vietnamesischen Kleinstadt, mit zentralen Verwaltungs-, Bildungs-, Finanz- und Gesundheitseinrichtungen. Hierzu gehören u.a. öffentliche Gebäude wie Schulen, eine Stadtverwaltung, ein Krankenhaus, Banken und ein Busbahnhof. Die Bevölkerung gehört größtenteils zu den Ethnien der Kinh und Tay, die der vietnamesischen Bevölkerungsmajorität angehören. Die Wohnhäuser befinden sich entlang von asphaltierten Straßen und sind meist als zweistöckige Gebäude aus Stahlbeton oder Mauerwerk, mit schmaler Stirnseite und langgezogenem Grundriss ausgebildet. Während das obere Stockwerk in der Regel als Wohnraum dient, wird das Erdgeschoss meist gewerblich genutzt. Typische Nutzungsformen sind hier der Einzelhandel, das Gastronomiegewerbe, das Produktionsgewerbe und das Dienstleistungsgewerbe. Durch den zunehmenden Tourismus sind zudem eine Vielzahl an Hotels, Bars, und Cafés entstanden. Die größeren Hotels sind mit bis zu acht Stockwerken ausgestattet. Trotz des zunehmenden Wirtschaftswachstums in Dong Van, leben hier, nach Zindler und Stolpe (2018), immer noch etwa 47 % der Bevölkerung unterhalb der Armutsgrenze. In Dong Van wird ein Großteil der Bevölkerung durch eine Kombination von netzgebundener Wasserversorgung und privaten Brunnen mit Wasser versorgt. Zindler und Stolpe (2018) beziffern den einwohnerbezogenen Tagesverbrauch inkl. gewerblicher Wassernutzung im Jahresmittel auf 135 l/(E·d). Hierbei sind während der Regenzeit etwa 5 %, während der Trockenzeit etwa 35 % der Bevölkerung mit Wasserknappheit konfrontiert.

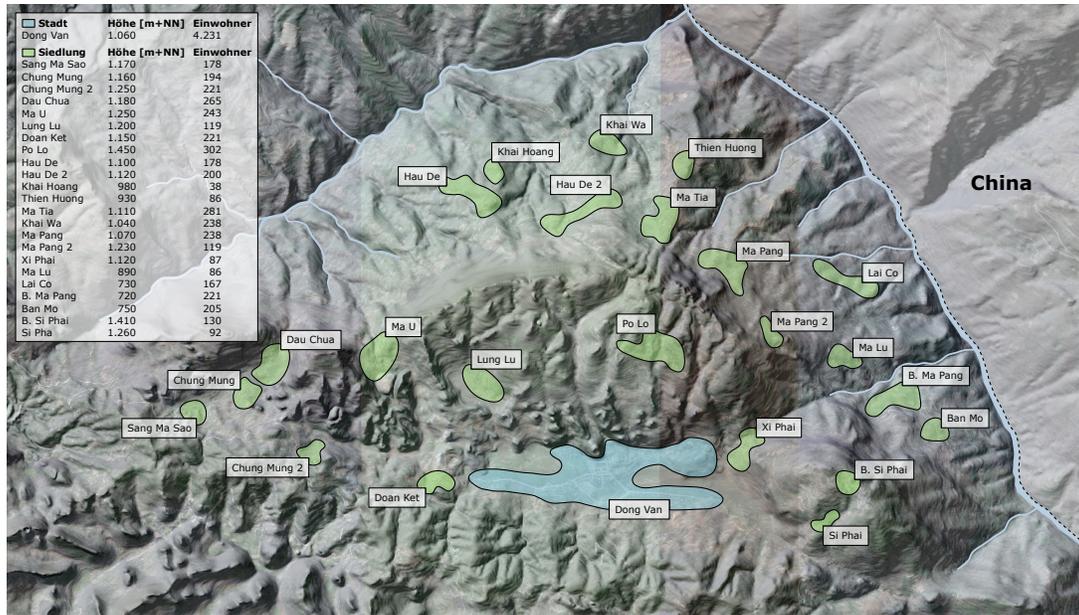


Abbildung 6.4: Lage der Distrikthauptstadt und umliegenden Siedlungen

Die Siedlungen im ländlichen Bereich der Modellregion bestehen meist aus Lehm-, Stein- oder Holzhütten, die sich weitläufig um ein zentrales Versammlungsgebäude orientieren. Die Hütten besitzen in der Regel einen Wohn- und Arbeitsbereich im Erdgeschoss sowie eine zusätzliche Lagerfläche im Dachgeschoss. Bewohnt werden die Hütten von Familien mit durchschnittlich 5 bis 6 Personen. Fast jede Familie besitzt zudem einen Stall für die Nutztierhaltung. Gängige Nutztiere in der Region sind Wasserbüffel, Kühe, Schweine und Hühner. Die Bewohner des ländlichen Bereichs gehören überwiegend zur Bevölkerungsminorität der Hmong, die als indigenes Volk Südostasiens auch in den Bergregionen Chinas, Laos' und Thailands leben. Da sie nach eigenen sozialen und kulturellen Strukturen leben und eine eigene Sprache sprechen, kommen sie nur selten mit der vietnamesischen Bevölkerungsmajorität in Kontakt. Die Erwerbsstruktur im ländlichen Bereich ist vorwiegend durch die Landwirtschaft, insbesondere den Reis-, Mais- und Getreideanbau geprägt. Die erwirtschafteten Güter werden anschließend auf den Wochenmärkten der Distrikthauptstädte verkauft. Trotz dieses Erwerbs, lebt die gesamte ländliche Bevölkerung, nach Zindler und Stolpe (2018), unterhalb der Armutsgrenze. Dies ist neben den geringen Löhnen auch auf die überwiegende Selbstversorgung der Hmong zurückzuführen. Der einwohnerbezogenen Tagesverbrauch inkl. des Wasserverbrauchs für die Nutztierhaltung beträgt, nach Zindler und Stolpe (2018), durchschnittlich ca. 20 l/(E·d). Hierbei wurde innerhalb der verschiedenen Siedlungen ein Minimalverbrauch von 17 l/(E·d) und ein Maximalverbrauch von 24 l/(E·d) ermittelt. Wie in Abschnitt 3.6.2 näher erläutert, liegt dieser Wasserverbrauch nach WHO und UNICEF im Bereich des Mindestwasserbedarfs für die Existenzsicherung. Dieser Umstand kann auf die aufwendige und zeitintensive Beschaffung des Wassers zurückgeführt werden. Im Mittel werden für die Beschaffung von 20 Litern Wasser etwa 60 Minuten benötigt, wobei z.T. enorme Höhendifferenzen überwunden werden müssen. Weiter ist der sparsame Umgang mit Wasser tief in der Kultur der Hmong verwurzelt. Jeder Familienstamm hat eigene Techniken zur Einsparung und Wiederverwendung von Wasser entwickelt, die auch durch Symbole auf ihrer traditionellen

Kleidung Ausdruck finden. Trotz dieses sorgfältigen Umgangs sind während der Regenzeit etwa 45 %, während der Trockenzeit sogar 97 % der ländlichen Bevölkerung von Wasserknappheit betroffen. Abbildung 6.5 zeigt die urban geprägte Distrikthauptstadt Dong Van und eine typische Siedlung mit landwirtschaftlich genutzten Flächen zwischen den Karsthügeln.



Abbildung 6.5: Distrikthauptstadt Dong Van (links) und typische Siedlung (rechts)

6.4 Wasserversorgung im urbanen Bereich

6.4.1 Zentrales Wasserversorgungssystem

Etwa 61 % der Bewohner der Distrikthauptstadt Dong Van sind an ein zentrales netzgebundenes Wasserversorgungssystem angeschlossen und werden hierüber vorwiegend mit Wasser versorgt. Die übrigen 39 % der Bewohner ohne Netzanschluss, müssen sich über die in Abschnitt 6.4.2 beschriebenen, individuellen Konzepte mit Wasser versorgen. Das Versorgungssystem wird von der Provinzialabteilung der öffentlichen Behörde National Center for Rural Water Supply and Sanitation (CERWASS) betrieben. Diese Behörde ist für ca. 40 % aller Versorgungsnetze in den kleineren Städten der ländlichen Regionen Vietnams zuständig. Die übrigen Netze werden direkt von den ansässigen Volkskomitees oder den Gemeinden selbst betrieben. Die zentrale Versorgungsinfrastruktur der Distrikthauptstadt ist in Abbildung 6.6 dargestellt.

Das Leitungsnetz besteht vorwiegend aus Stahlleitungen und ist im Zentrum der Stadt unterirdisch verlegt. In den westlichen und östlichen Ausläufern, nahe den landwirtschaftlich genutzten Flächen, verlaufen die Leitungen hingegen oberirdisch. Nördlich des Zentrums befindet sich der Wasserspeicher Old Street, mit einem Volumen von 204 m³, der ursprünglich als Durchlaufbehälter genutzt wurde. Im Süden befinden sich die Wasserspeicher Doan Ket, mit einem Volumen von 51 m³ und Xom Moi, mit einem Volumen von 130 m³, die ursprünglich beide den Oberflächenabfluss aus den Bergen speicherten und bei Bedarf in das Versorgungsnetz einspeisten. Entsprechend des heute noch erkennbaren Systemkonzepts wurde das Versorgungssystem für einen kontinuierlichen Betrieb geplant. Aufgrund der für Entwicklungsländer typischen, in Abschnitt 4.7.2 näher beschriebenen,

naturräumlichen, planerischen und betrieblichen Mängel, wird das Wasserversorgungssystem heute jedoch intermittierend betrieben. Hauptgründe hierfür sind insbesondere die unzureichende Instandhaltung, die maroden Verteilinfrastrukturen und die daraus resultierenden Wasserverluste. Durch die unzulässige intermittierende Betriebsweise können die Wasserverluste zwar kurzfristig reduziert werden, langfristig stellt sich jedoch eine zunehmende Degradation des Netzes und somit eine immer schlechter werdende allgemeine Versorgungssituation ein.

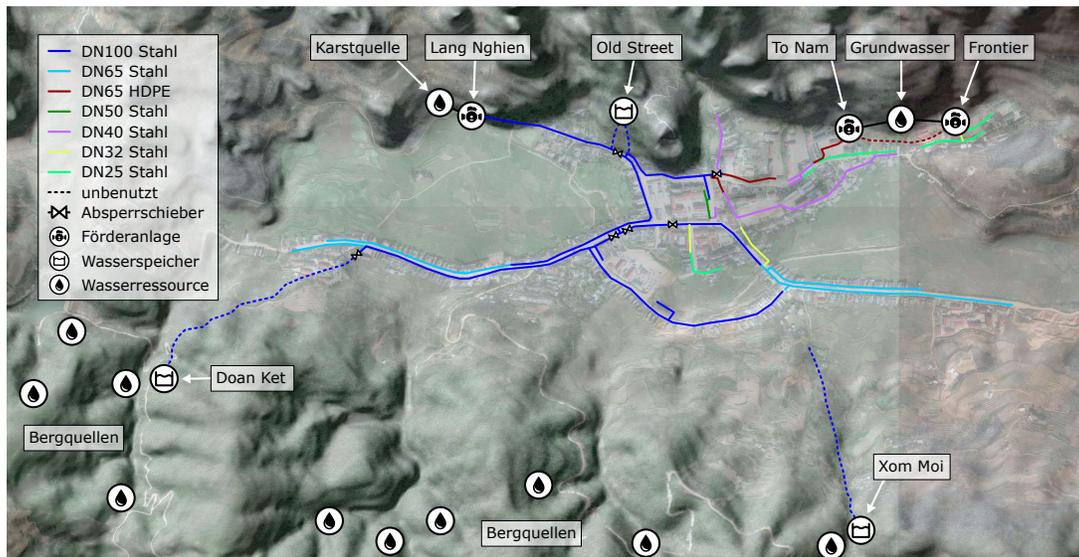


Abbildung 6.6: Bestehendes Wasserverteilungssystem der Distrikthauptstadt Dong Van

Zur Aufrechterhaltung einer kontinuierlichen Versorgung auf Verbraucherebene, wurden die Haushalte mit privaten Zwischenspeichern ausgestattet. Die ursprüngliche zentrale Wasserspeicherung entwickelte sich aufgrund der unzureichenden Versorgung also zu einer dezentralen Wasserspeicherung. Somit findet heute eine alternierende Wasserförderung direkt in das Netz, ohne Verwendung der zentralen Wasserspeicher statt. Die privaten Zwischenspeicher füllen sich hierbei zu Zeiten mit ausreichend Versorgungsdruck und stellen das Wasser zu Zeiten von zu geringem oder keinem Versorgungsdruck zur Verfügung. Insgesamt konnten in Dong Van 779 private Dachbehälter mit einem Gesamtspeichervolumen von 1.730 m^3 und 767 private Grundbehälter bzw. Zisternen mit einem Gesamtspeichervolumen von 3.730 m^3 identifiziert werden (Pham, 2019).

Wie in Abschnitt 4.7.2 beschrieben, hat die private Zwischenspeicherung jedoch erhebliche Auswirkungen auf die Hydraulik eines Wasserverteilungssystems und sorgt insbesondere für eine ungerechte Verteilung der Einspeisemenge. Weiter führt der alternierende Entleerungs- und Befüllungsprozess zwangsläufig zu einer Degradation der Verteilinfrastrukturen. So finden sich z.B. eine Vielzahl an Leckagen und Undichtigkeiten im Leitungsnetz, die für erhebliche Wasserverluste während des Befüllungsprozesses und für einen Fremdstoffeintrag während des Entleerungsprozesses sorgen. Um eine ansatzweise adäquate Versorgung zu gewährleisten und die Wasserverluste zu reduzieren, wurde das Wasserversorgungssystem in drei hydraulisch getrennte Zonen eingeteilt, die von je einer Förderanlage gespeist werden. Im Nordwesten befindet sich die Förderanlage Lang Nghien, die das Zentrum sowie die südwestlichen und südöstlichen Gebiete mit Wasser

versorgt. Hier wohnen ca. 93 % der Bewohner mit Netzanschluss. Die Förderanlage wird von einer Karstquelle mit einer Schüttungsrate von ca. 50 l/s in der Regenzeit und ca. 10 l/s in der Trockenzeit gespeist. Während der Regenzeit wird die Förderanlage täglich für ca. zehn bis 13 Stunden durchgängig betrieben. Während der Trockenzeit muss die Anlage aufgrund des geringen Wasserdargebots, auch tagsüber alternierend betrieben werden. Hier stellt sich meist ein zweistündiger Betriebsrhythmus ein. Aufgrund des intermittierenden Betriebs ergibt sich eine sehr ungleiche Verteilung des verfügbaren Wasserdargebots. Während in den zentrumsnahen Bereichen bereits eine Stunde nach Beginn der Förderung ein Großteil der Bevölkerung Wasser mit ausreichendem Druck beziehen kann, kann in den äußeren Randbezirken und höher gelegenen Bereich z.T. erst nach elf Stunden Wasser entnommen werden. Während der Trockenzeit ist eine Versorgung dieser exponierten Bereiche über das zentrale Versorgungssystem daher nicht möglich (Pham, 2019; Nestmann u. a., 2018).



Abbildung 6.7: Private Dachbehälter (links), Förderanlage To Nam (Mitte) und Wasserverlust im Leitungsnetz (rechts)

Die übrigen 7 % der Bewohner mit Netzanschluss im Nordosten der Stadt, werden durch die Förderanlagen To Nam und Frontier mit Wasser versorgt. Diese Anlagen beziehen ihr Wasser durch einen ca. 75 m tiefen Brunnen direkt aus dem Karstaquifer. Aufgrund der vergleichsweise kleinen Versorgungszonen, werden beide Förderanlagen nur jeden zweiten Tag betrieben. Die Förderanlage To Nam speist hierbei für ca. acht bis zehn Stunden in das Netz ein, die Förderanlage Frontier für lediglich drei Stunden. Aufgrund der Entnahme aus dem Karstaquifer, ergibt sich kein Unterschied im Wasserdargebot zwischen Regen- und Trockenzeit. Allerdings wird die zulässige Entnahmemenge resp. die Grundwasserneubildungsrate des Aquifers nicht weiter von den vietnamesischen Behörden untersucht oder kontrolliert. Zusätzlich wird dem Karstaquifer, wie in Abschnitt 6.4.2 beschrieben, durch eine Vielzahl privater Brunnen, eine unkontrollierte Menge Wasser entnommen. Gerade in der Trockenzeit ist daher von einem signifikantem Absinken des Grundwasserspiegels auszugehen, der sich bereits durch einige Setzungen im Stadtgebiet kenntlich macht. Abbildung 6.7 zeigt typische Elemente des zentralen Wasserversorgungssystems wie private Dachbehälter, die Förderanlage To Nam und Wasserverluste im oberirdischen Leitungsnetz. Weiterführende Informationen hinsichtlich Versorgungsinfrastruktur und Leistungsvermögen des zentralen Wasserversorgungssystems können Pham (2019) und Nestmann u. a. (2018) entnommen werden.

6.4.2 Individuelle Wasserversorgungskonzepte

Aufgrund des intermittierend betriebenen zentralen Wasserversorgungssystems und der damit einhergehenden defizitären Wasserversorgung, sind einige Bewohner der Distrikthauptstadt auf alternative Wasserversorgungskonzepte angewiesen. Insbesondere in den Randbezirken und in höher gelegenen Bereichen, kann aufgrund der verkürzten Versorgungsperiode in der Regel nur eine unzureichende Wassermenge bezogen werden. Während der Trockenzeit steht hier mitunter überhaupt kein Wasser zur Verfügung. In diesen Bereichen ist der Bezug von zusätzlichem Wasser zur Deckung des Wasserbedarfs also zwingend erforderlich. Neben dem Sammeln von Niederschlagswasser wird, aufgrund der Nähe der Randbezirke zu den umliegenden Bergen, meist auf Quellwasser zurückgegriffen. Hierbei schließen sich vornehmlich mehrere Haushalte zur Finanzierung und Umsetzung einer Quellfassung und einer Verteilleitung zu den Nutzern zusammen. Ein weiterer Grund für eine alternative Wasserversorgung, insbesondere in den zentrumsnahen Gebieten, ergibt sich durch die Tarifstruktur des Wasserpreises. Bezogen auf das Bruttoinlandsprodukt von Deutschland und Vietnam, entspricht der Wasserpreis für den häuslichen Wasserbedarf etwa dem deutschen Wasserpreis. Der Wasserpreis für gewerblich genutztes Wasser ist hingegen um das 2,7-fache höher. Aufgrund des vergleichsweise hohen Wasserpreises bedienen sich insbesondere gewerbliche Nutzer mit hohem Wasserbedarf, wie z.B. Hotels und Restaurants, alternativer Versorgungskonzepte. Hier hat sich weitestgehend ein privater Brunnen mit Pumpe etabliert. Trotz der Anschaffungskosten, kann aufgrund des niedrigen Strompreises so in der Summe sehr günstig Wasser bezogen werden. Da der Bau und die Wasserentnahme durch private Brunnen nicht durch die Behörden reglementiert und kontrolliert werden, kommt es allerdings oft zu inadäquat großen Wasserentnahmen und erheblicher Wasserverschwendung.

Während in den Randbezirken viele Bewohner gänzlich auf einen Netzanschluss verzichten, finden sich im Zentrum vermehrt Kombinationen verschiedener Versorgungskonzepte. Insgesamt beziehen ca. 45 % der Bewohner ihr Wasser ausschließlich aus dem zentralen Versorgungssystem. Etwa 33 % beziehen ihr Wasser ausschließlich aus Quellen in den Bergregionen und etwa 6 % ausschließlich aus privaten Brunnen. Ca. 12 % nutzen eine Kombination aus Versorgungssystem und Quellen, ca. 3 % aus Versorgungssystem und privaten Brunnen und ca. 1 % aus Versorgungssystem und dem Sammeln von Niederschlagswasser (Pham, 2019). Tabelle 6.1 fasst die genutzten Versorgungskonzepte kurz zusammen.

Tabelle 6.1: Verwendete Versorgungskonzepte in der Distrikthauptstadt nach Pham (2019)

Versorgungskonzept	Anteil [%]
zentrales Versorgungssystem	45
Quellen	33
zentrales Versorgungssystem & Quellen	12
private Brunnen	6
zentrales Versorgungssystem & private Brunnen	3
zentrales Versorgungssystem & Niederschlag	1

6.4.3 Zusammenfassung

Das zentrale Wasserversorgungssystem der Distrikthauptstadt wurde ursprünglich für einen kontinuierlichen Betrieb geplant, wird aufgrund naturräumlicher, planerischer und betrieblicher Mängel sowie deren Folgen heute jedoch intermittierend betrieben. Hierdurch ergibt sich eine defizitäre Versorgung mit einer ungerechten Verteilung des verfügbaren, und insbesondere während der Trockenzeit stark limitierten, Wasserdargebots. Viele Bewohner sind daher gezwungen auf alternative Wasserversorgungskonzepte auszuweichen. Im Folgenden sollen die wesentlichen Wasserversorgungskonzepte im urbanen Bereich der Modellregion zusammengefasst werden:

- Anschluss an das zentrale Wasserversorgungssystem (intermittierende Förderung von Karstquellwasser und Grundwasser)
- Privater Brunnen mit Pumpe zur Grundwasserförderung
- Private Leitung von Quellwasser aus den Bergen
- Auffangen von Niederschlagswasser
- Kombination der o.g. Konzepte

6.5 Wasserversorgung im ländlichen Bereich

6.5.1 Individuelle Wasserversorgungskonzepte

Die Bevölkerung im ländlichen Bereich der Modellregion ist hauptsächlich auf individuelle und dezentrale Wasserversorgungskonzepte angewiesen. Herkömmliche zentrale Wasserversorgungssysteme sind aufgrund der heterogenen Siedlungsstruktur, den großen Distanzen und Höhenunterschieden zwischen den Siedlungen sowie dem stark schwankendem Wasserdargebot nicht praktikabel. Als natürliche Wasserressource steht der Bevölkerung Oberflächenwasser aus Flüssen und kleinen Bächen, unterirdisches Wasser aus zugänglichen Höhlensystemen, Quellwasser und Niederschlagswasser zur Verfügung. Wie in den Abschnitten 6.2.2 und 6.2.3 erläutert, kommt es jedoch zu einer signifikanten Verringerung der natürlichen Wasserressourcen während der Trockenzeit. So stehen in dieser Zeit nur noch ca. 16 % des Jahresniederschlags zur Verfügung und Oberflächengewässer und Quellen versiegen oder verlagern sich wegen der heterogenen Bodenstruktur des Karstgesteins in den Untergrund. Zudem verhindert die eingeschränkte Speicherfähigkeit des Bodens, die Bildung von oberflächennahem Grundwasser und somit dessen Nutzung während der Trockenzeit. Um dennoch eine existenzielle Wasserversorgung zu ermöglichen, werden in vielen Tälern der Region, von der Regierung finanzierte, künstliche Speicherbecken errichtet, die den Oberflächenabfluss und das Quellwasser während der Regenzeit speichern und für die Trockenzeit vorhalten. Dieses Wasser hat aufgrund der langen Verweilzeit und des offenen Zugangs zwar eine sehr minderwertige Qualität, stellt für viele Bewohner jedoch die einzige Wasserressource während der Trockenzeit dar.

Während der Regenzeit gelingt es den meisten Bewohnern, Wasser mittels privater Installationen direkt zu den Haushalten zu fördern. Hierbei wird vorwiegend das Niederschlagswasser von den Dächern aufgefangen und über Rinnen und Schläuche in private

Wasserspeicher weitergeleitet. Befinden sich Quellen im näheren Umfeld der Siedlung, wird z.T. auch Quellwasser über kleine private Schlauchsysteme zu den Häusern transportiert. Vereinzelt finden sich auch kleine dezentrale Wasserversorgungssysteme, die mehrere Siedlungen netzgebunden mit Quellwasser versorgen. Diese meist sehr maroden und in der Regel funktionsunfähigen Systeme, sind näher in Abschnitt 6.5.2 beschrieben. Kann kein Quellwasser über Schlauchsysteme bezogen werden, muss zusätzliches Wasser händisch von den siedlungsnahen Oberflächengewässern oder Quellen zu den Haushalten transportiert werden. Insgesamt wurden im ländlichen Bereich der Modellregion 36 Quellen lokalisiert, die für die Wasserversorgung genutzt werden. Während der Regenzeit stellen sich hier Schüttungsraten von bis zu 5.000 l/h ein. Während der Trockenzeit versiegt etwa die Hälfte dieser Quellen gänzlich. Nur zehn Quellen behalten in dieser Zeit eine Schüttungsrate von über 100 l/h bei (Nestmann u. a., 2018).



Abbildung 6.8: Händischer Wassertransport (links), künstliches Speicherbecken (Mitte links), private Installation (Mitte rechts) und Wasserverkauf vom Tanklaster (rechts)

Während der Trockenzeit sind die Bewohner daher vor allem auf das Wasser aus den künstlichen Speicherbecken angewiesen. Zusätzlich existieren an einigen Orten Zugänge zu den Höhlensystemen, wo ebenfalls Wasser entnommen werden kann. Das Wasser aus diesen Ressourcen muss aufgrund deren Lage an Geländetiefpunkten, jedoch händisch zu den Haushalten transportiert werden. Hierbei müssen mitunter Höhenunterschiede von mehreren hundert Metern überwunden werden. Diese Aufgabe wird trotz des körperlichen Aufwands meist den Kindern einer Familie zugeteilt. Wenn auch diese Ressourcen, z.B. aufgrund der hohen Verdunstungsraten der offenen Speicherbecken, nicht für die Wasserversorgung während der gesamten Trockenzeit ausreichen, ist die ländliche Bevölkerung auf den Zukauf von Wasser angewiesen. Hierbei fahren Tanklaster durch die Siedlungen und verkaufen das lebensnotwendige Wasser für z.T. horrenden Preise. Abbildung 6.8 zeigt den händischen Wassertransport durch Kinder, ein künstliches Speicherbecken in einer Talsohle, eine typische private Installation zum Auffangen von Niederschlagswasser und den Verkauf von Wasser mit einem Tanklaster.

6.5.2 Dezentrale Wasserversorgungssysteme

Innerhalb und außerhalb der Siedlungen existiert, neben der privaten Anbindung von siedlungsnahen Quellen, eine weitere dezentrale Versorgungsstruktur, die eine Leitung von Wasser weiter entfernt liegender Quellen zu den Haushalten ermöglicht. Zur Zwischenspeicherung des durch individuelle Versorgungskonzepte bezogenen Wassers sind die meisten Haushalte mit einem privaten Wasserspeicher ausgestattet. Ärmere Haushalte schließen sich teilweise auch zur Nutzung eines gemeinsamen Wasserspeichers zusammen. Weiter befindet sich in den meisten Siedlungen ein öffentlicher, von der Regierung errichteter Wasserspeicher, der über ein Rohrleitungssystem mit Quellwasser versorgt wird. Innerhalb der Siedlung wird das Wasser aus dem öffentlichen Wasserspeicher durch ein oberirdisches Schlauchsystem zu den privaten Wasserspeichern geleitet. Die Aufteilung und Weiterleitung des verfügbaren Wassers wird dabei autonom von den Siedlungsbewohnern reguliert. Das Schlauchsystem ist in der Regel sehr unstrukturiert und komplex ausgebildet, da die Schläuche je nach Bedarf beliebig kombiniert und neu verlegt werden. Durch die unsachgemäße Verbindung der Schläuche und die ungeschützte Verlegung entstehen mitunter jedoch enorme Wasserverluste.



Abbildung 6.9: Wasserentnahme aus gekappter Leitung (links), öffentlicher Wasserspeicher (Mitte) und marodes Schlauchsystem in Siedlung (rechts)

Die Anbindung der öffentlichen Wasserspeicher an die umliegenden Quellen wird durch ebenfalls von der Regierung errichtete Leitungsnetze umgesetzt, welche nach der Fertigstellung an die Siedlungen übergeben und nicht durch öffentliche Einrichtungen betrieben oder gewartet werden. In der Regel verbinden diese öffentlichen Leitungsnetze mehrere Siedlungen mit einer Quelle. Hinsichtlich der meist zu geringen Schüttungsraten ermöglichen diese Versorgungssysteme jedoch keine bedarfsdeckende Wasserversorgung, sondern lediglich eine Weiterleitung des verfügbaren Wasserangebots in die angeschlossenen Siedlungen. Wie in Abschnitt 5.4.1 erläutert, resultiert hierdurch eine hydraulisch bedingte, ungerechte Verteilung des verfügbaren Angebots, welche sich durch die heterogene Siedlungsstruktur und die Höhenunterschiede zwischen den Siedlungen weiter verschärft. Die Folge sind massive Nutzerkonflikte, da insbesondere die benachteiligten Siedlungen ihren Anspruch auf einen gerechten Anteil des Wassers erheben. Neben der sukzessiven Degradation dieser Verteilinfrastrukturen aufgrund der typischen Mängel bei Planung, Betrieb und Wartung, sind die Leitungen also zusätzlich Manipulationen durch die Bevölkerung ausgesetzt, welche bis zu einer gänzlichen Zerstörung der Infrastrukturen führen können.

So sind z.B. alle bestehenden dezentralen Wasserversorgungssysteme in der Modellregion durch einen erheblichen Verfall und einen großen Anteil an funktionsunfähigen Systemabschnitten gekennzeichnet. Abbildung 6.9 zeigt eine intakte und eine gekappte Leitung eines öffentlichen Leitungsnetzes, einen öffentlichen Wasserspeicher und ein Schlauchsystem innerhalb einer Siedlung.

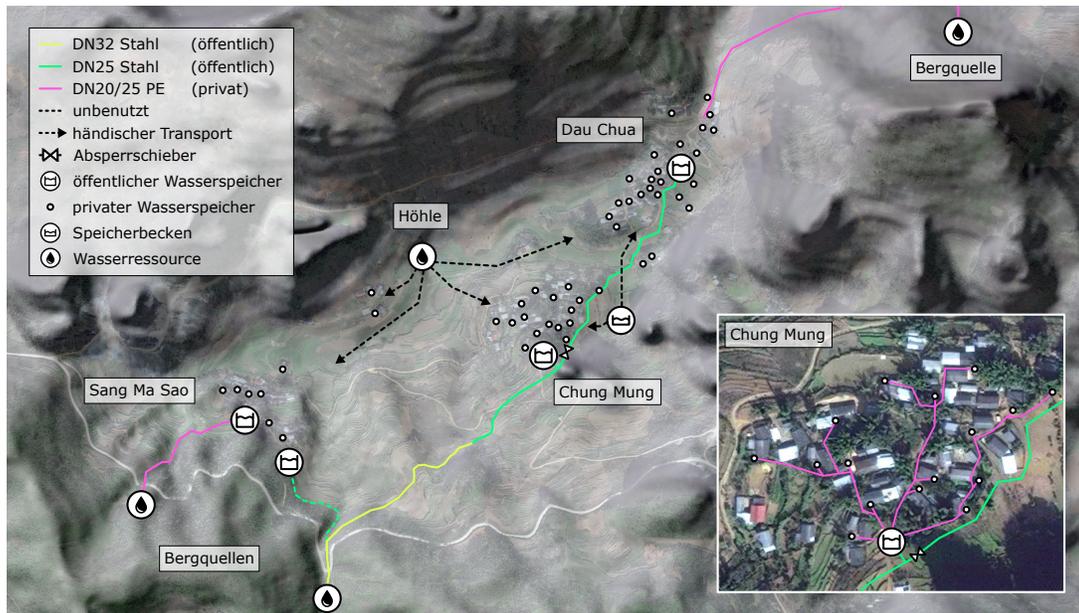


Abbildung 6.10: Wasserversorgung der Siedlungen Dau Chua, Chung Mung und Sang Ma Sao

Als repräsentatives Beispiel für den Verfall eines solchen dezentralen Versorgungssystems, ist in Abbildung 6.10 die Wasserversorgung der Siedlungen Dau Chua, Chung Mung und Sang Ma Sao schematisch dargestellt. Insgesamt leben hier in einem kesselförmig ausgebildeten Gebiet etwa 640 Personen in 120 Haushalten. Jede der drei Siedlungen wurde mit einem öffentlichen Wasserspeicher ausgestattet und durch ein öffentliches Leitungsnetz an die Quelle im Süden der Siedlungen angeschlossen. Schüttungsmessungen an der Quelle ergaben eine Ergiebigkeit von ca. 440 l/h in der Regenzeit und 70 l/h in der Trockenzeit. Somit könnten die Bewohner während der Regenzeit mit etwa 16,5 l/(E·d) und während der Trockenzeit mit etwa 2,6 l/(E·d) versorgt werden. In der Trockenzeit liefert dieses System also eine extrem defizitäre Wasserversorgung, sodass die Bewohner hauptsächlich auf den händischen Transport von Wasser aus dem Höhlensystem im Westen oder aus dem künstlichen Speicherbecken im Osten angewiesen sind. Während der Regenzeit kann durch das zusätzliche Auffangen von Niederschlagswasser hingegen eine, für den ländlichen Bereich der Modellregion, adäquate Versorgung sichergestellt werden (Nestmann u. a., 2018).

Aufgrund der ungerechten Verteilung des Wassers durch das öffentliche Leitungsnetz wurde die Verteilinfrastruktur infolge von Nutzerkonflikten jedoch nach kurzer Zeit beschädigt und manipuliert. Da Sang Ma Sao als kleinste der drei Siedlungen, aufgrund der Nähe zur Einspeisung, einen unverhältnismäßig großen Anteil des Wassers beziehen konnte, wurde dessen Anschlussleitung vom System getrennt. In Chung Mung wurde zur Regulierung

des Zuflusses nach Dau Chua nachträglich ein Absperrschieber im öffentlichen Leitungsnetz installiert, sodass nur bei einer Deckung des Wasserbedarfs überschüssiges Wasser weitergeleitet wird. Die beiden benachteiligten Siedlungen mussten daher den Anschluss von alternativen Quellen im Südwesten und Nordosten privat finanzieren und umsetzen.

6.5.3 Zusammenfassung

Die Wasserversorgung im ländlichen Bereich der Modellregion wird vorwiegend über individuelle Konzepte umgesetzt. Während der Regenzeit kann über private Installationen ein Großteil des benötigten Wassers direkt zur den Haushalten transportiert werden. Während der Trockenzeit muss Wasser jedoch vermehrt händisch transportiert oder zugekauft werden. Kleinere dezentrale Versorgungssysteme, die Quellwasser zu den Siedlungen transportieren könnten, werden aufgrund der ungerechten Verteilung dieses Wassers in der Regel nach kurz Zeit manipuliert und in Teilen zerstört. Im Folgenden sollen die wesentlichen Wasserversorgungskonzepte im ländlichen Bereich der Modellregion zusammengefasst werden:

- Auffangen von Niederschlagswasser
- Private Leitung von siedlungsnahem Quellwasser
- Händischer Transport von Wasser aus Oberflächengewässern, Quellen, Höhlen oder Speicherbecken
- Zukauf von Wasser aus Tanklastern
- Anschluss an dezentrale Wasserversorgungssysteme (nicht bedarfsdeckende Förderung von siedlungsfremem Quellwasser)

Kapitel 7

Technische Umsetzung der angepassten Wasserverteilung als Demonstrationsprojekt

7.1 Kapitelübersicht

Basierend auf dem entwickelten Systemkonzept, den Planungsprinzipien und den Bemessungsgrundlagen, wurde ein angepasstes Wasserverteilungssystem als Demonstrationsprojekt in der ausgewählten Modellregion umgesetzt. Um trotz der extremen klimatischen und naturräumlichen Randbedingungen eine möglichst gute Wasserversorgung zu ermöglichen, wurde neben dem angepassten Wasserverteilungssystem auch ein innovatives, wasserkraftbasiertes Wasserfördersystem entwickelt und umgesetzt. Insgesamt können durch dieses Wasserförder- und Verteilsystem ca. 10.000 Menschen nachhaltig mit Wasser versorgt werden. Die Nutzbarmachung neuer Wasserressourcen durch das Wasserfördersystem sowie die aus den naturräumlich bedingten Betriebsszenarien resultierenden Eingangsbedingungen für die Wasserverteilung, sind in Abschnitt 7.2 beschrieben.

Aufgrund der für Karstgebiete typischen, sehr zerklüfteten Topografie, lebt die Bevölkerung in heterogen verteilten Siedlungen auf z.T. sehr unterschiedlichen Höhengniveaus. Die über das umgesetzte Wasserverteilungssystem erreichbaren Siedlungen und die Definition potentieller Versorgungsgebiete, sind daher in Abschnitt 7.3 dargelegt.

Die grundlegende Konzeption des Wasserverteilungssystems ist in Abschnitt 7.4 beschrieben. Hierbei wird das Systemkonzept, also die logische Verbindung der einzelnen Systemkomponenten in Form einer Netztopologie, die Definition von Versorgungseinheiten, die Aufteilung des Wassers auf diese Versorgungseinheiten sowie die Ermittlung des Bemessungsdurchflusses für die einzelnen Systemkomponenten auf Basis eines definierten Wasserbedarfs erläutert.

Die Bemessung und der Bau des Wasserverteilungssystems ist in den Abschnitten 7.5, 7.6 und 7.7 beschrieben. Hierbei wird insbesondere die Bemessung der Wasserverteiler, die Herstellung und Installation der Wehrüberfallsysteme sowie die Ermittlung der erforderlichen Wehrcbreiten auf Basis des definierten Systemkonzepts erläutert. Weiter werden die Bemessung der Wasserspeicher und der Druckunterbrecher sowie die Bestimmung der hydraulisch erforderlichen Lage aller Behälter im Gesamtsystem dargelegt. Hinsichtlich des Leitungssystems wird, neben der grundlegenden hydraulischen Bemessung, insbeson-

dere die Berücksichtigung der Entleerungs- und Befüllungsprozesse bei der Planung des Leitungsverlaufs sowie die Untersuchung der hydraulischen Selbstentlüftung erläutert. Die Validierung des Wasserverteilungssystems ist in Abschnitt 7.8 beschrieben. Hier wird unter Berücksichtigung der verschiedenen Betriebsszenarien der Wasserförderanlage, die Deckung des Wasserbedarfs ermittelt. Weiter wird die Aufteilung des Wassers durch die Wasserverteiler sowie die generelle Systemhydraulik der Wasserverteiler und des Leitungssystems evaluiert und bewertet. Zudem wird der entwickelte Modellierungs- und Simulationsansatz durch den Vergleich eines Simulationsergebnisses mit der tatsächlichen Systemhydraulik überprüft.

Abschließend wird im Abschnitt 7.9 der Technologie- und Wissenstransfer während der Planung und Umsetzung des Demonstrationsprojekts auf Ebene der Entscheidungsträger und der Nutzer beschrieben sowie die Übertragbarkeit und das Multiplikationspotential der angepassten Wasserverteilung analysiert.

7.2 Wasserförderung durch ein innovatives Wasserrördersystem

7.2.1 Nutzbarmachung neuer Wasserressourcen

Um eine adäquate und nachhaltige Wasserversorgung der Bevölkerung in der Modellregion zu ermöglichen, musste aufgrund des stark schwankenden und oft limitierten Wasserangebots eine neue Wasserressource erschlossen werden. Durch speleologische und hydrogeologische Untersuchungen konnte als solche das Ma Le Höhlensystem im Westen der Modellregion identifiziert werden. Niederschlagswasser aus dem weiträumigen Einzugsgebiet des Ma Le Tals, fließt hierbei durch ein Schluckloch in das Höhlensystem und tritt im benachbarten Tal auf einer Höhe von ca. 900 m+NN, mit dem Seo Ho Fluss wieder zu Tage. Aufgrund der Größe des Einzugsgebiets, konnte selbst während der Trockenzeit ein Mindestabfluss von über 50 l/s festgestellt werden. Während der Regenzeit führt der Fluss hingegen einen vielfach höheren Abfluss von mehreren 1.000 l/s. Kurz nach dem Austritt aus dem Höhlensystem fällt der Fluss durch mehrere Wasserfälle und Kaskaden um etwa 200 Höhenmeter auf eine Höhe von ca. 700 m+NN und mündet anschließend an der vietnamesisch-chinesischen Grenze in den Nanli Fluss.

Das aufgrund der topografischen Höhenunterschiede und dem, zumindest während der Regenzeit vorhandenen, enormen Potential für eine Wasserkraftanlage, wurde bereits in den 1990er-Jahren erkannt. Zu dieser Zeit wurde eine mit zwei Pelton-Turbinen ausgestattete Kleinwasserkraftanlage mit einer installierten Leistung von etwa 700 kW errichtet. Dem Seo Ho Fluss wird hierbei, kurz nach dem Austritt aus dem Höhlensystem, über ein Wehr mit Sohlentnahme Wasser entnommen, welches über einen Sandfang, einen Ausleitungskanal, ein Ausgleichsbecken und eine Falleitung dem Krafthaus zugeführt wird. Durch die Auslegung der Turbinen auf die vergleichsweise hohen Abflüsse während der Regenzeit, ergeben sich in der Trockenzeit jedoch regelmäßig Stillstandszeiten, da aufgrund des reduzierten Leistungspotenzials und abfallender Turbinenwirkungsgrade, ein wirtschaftlicher Betrieb der Anlage nicht kontinuierlich aufrechterhalten werden kann. Durch das stark limitierte natürliche Wasserangebot, ist allerdings gerade in der Trockenzeit der Bedarf einer zusätzlichen Wasserressource zur Versorgung der Bevölkerung am höchsten.

Die bestehende Wasserkraftanlage wurde daher mit einer durch Wasserkraft angetriebenen Wasserförderanlage erweitert, die speziell auf die Nutzung der Niedrigwassermengen während der Trockenzeit abzielt. Über eine etwa 2.500 m lange Förderleitung, wird das Wasser durch die Förderanlage bis zur Siedlung Ma U auf einer Höhe von 1.250 m+NN gefördert. Von dort wird es gravitär zur Distrikthauptstadt Dong Van und den umliegenden Siedlungen weitergeleitet. Abbildung 7.1 zeigt schematisch die Infrastruktur der ursprünglichen Wasserkraftanlage sowie die Erweiterung durch ein wasserkraftbasiertes Wasserfördersystem.

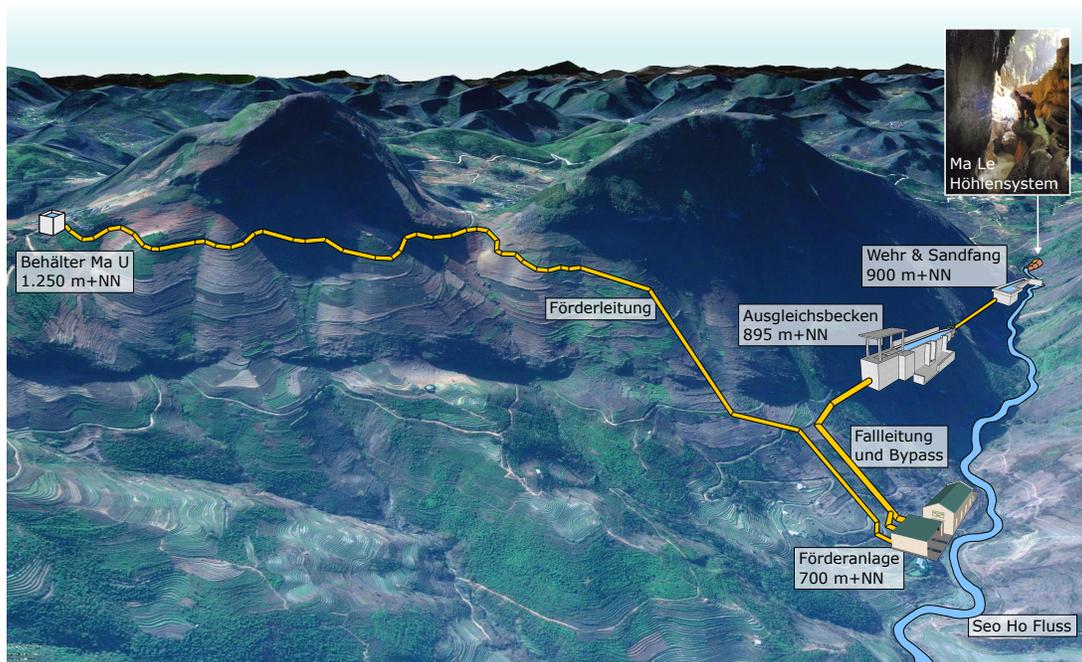


Abbildung 7.1: Schematische Darstellung der ursprünglichen Wasserkraftanlage und der Erweiterung durch ein wasserkraftbasiertes Wasserfördersystem

Der langjährige Betrieb der Wasserkraftanlage und die unzureichende Wartung aller Anlagenkomponenten, führten in Kombination mit den extremen naturräumlichen Gegebenheiten zwangsläufig zu einem sukzessiven Verfall der wasserbaulichen Infrastruktur. Daher war zunächst eine umfassende Sanierung aller vorhandenen Bauwerke erforderlich. Hierbei kam u.a. eine auf Basis der lokal verfügbaren Baustoffe optimierte Betonrezeptur zur Erhöhung der Hydroabrasionsbeständigkeit zum Einsatz, um eine höhere Resistenz gegenüber der extremen Geschiebebelastung während der Regenzeit zu erreichen. Hinsichtlich der Wasserentnahme aus einem natürlichen Fließgewässer, war zusätzlich ein Schutz der Förderanlage vor dem Eintrag von mitgeführten Feststoffen erforderlich. Hierfür wurden die Bauwerke hinsichtlich des Turbulenzeintrags und der Absetzkapazität hydraulisch optimiert, um vorgegebene Grenzwerte bzgl. Schwebstofffracht und Korndurchmesser einzuhalten. Abbildung 7.2 zeigt die wasserbauliche Infrastruktur der Wasserkraftanlage resp. des Wasserfördersystems sowie den Fließweg des Wassers durch die Anlagenkomponenten.



Abbildung 7.2: Wasserbauliche Infrastruktur der Wasserkraftanlage resp. des Wasserfördersystems

7.2.2 Funktionsprinzip der Förderanlage

Die Wasserförderung wird durch mechanisch angetriebene Fördermodule umgesetzt, deren grundlegendes Funktionsprinzip schematisch in Abbildung 7.3 dargestellt ist. Ein Fördermodul (MOD) besteht aus einer invers betriebenen Pumpe, also einer Pumpe als Turbine (PAT) und einer konventionell betriebenen Hochdruckpumpe, also einer Pumpe als Pumpe (PAP). Beide Maschinen sind über eine einfache Kupplung gekoppelt, sodass die mechanische Energie der PAT direkt an die PAP übertragen wird. Auf ein Getriebe wurde an dieser Stelle verzichtet, um ein möglichst robustes und wartungsarmes Fördermodul zu schaffen. Daher mussten die hydraulischen Charakteristika beider Maschinen auf eine einheitliche Nenndrehzahl abgestimmt werden. Trotz des hohen Wirkungsgrads von bis zu $\eta_T = 92 \%$ und des guten Teillastverhaltens, wurde bewusst auf den Einsatz einer herkömmlichen Turbine als Antriebsaggregat verzichtet. Eine PAT besitzt im Vergleich hierzu einen Wirkungsgrad von $\eta_{PAT} \leq 85 \%$ und ein schlechtes Teillastverhalten, da u.a. kein Leitapparat zur Beeinflussung der Zulaufströmung vorhanden ist. Aufgrund der hohen Fertigungszahlen sind die Anschaffungskosten von Pumpen jedoch bedeutend geringer und Ersatzteile sind in der Regel schnell und günstig verfügbar. Weiter sind Pumpen hinsichtlich ihrer einfacheren Bauform robuster und benötigen somit eine weniger aufwendige und einfacher durchzuführende Wartung. Da somit auch die Komplexität des Betriebs eines Fördermoduls abnimmt, können PATs gerade für den Einsatz in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern als gut geeignet bewertet werden.

Hinsichtlich des festgestellten Mindestabflusses des Seo Ho Flusses während der Trockenzeit, wurde das Schluckvermögen eines Fördermoduls auf $Q_{MOD} = 54 \text{ l/s}$ ausgelegt. Bei einer nutzbaren Fallhöhe von 195 m, einem Schluckvermögen der PAT von $Q_{PAT} = 43 \text{ l/s}$ und einem Wirkungsgrad von $\eta_{PAT} = 76 \%$, stellt die PAT die notwendige Antriebsenergie für die Hochdruckpumpe bereit. Da die Pumpe ihr Wasser ebenfalls aus dem Ausgleichsbecken bezieht, befindet sich durch einen hydrostatischen Druckausgleich an Saug- und Pumpseite bereits ein Vordruck von 195 m in der Förderleitung. Bei einem Wirkungsgrad von $\eta_{PAP} = 65 \%$ liefert die Pumpe eine Förderhöhe von 390 m, um die übrige geodätische Höhe von 355 m zwischen Ausgleichsbecken und dem Behälter in der Siedlung Ma U, bei einem Förderstrom von $Q_{PAP} = 11 \text{ l/s}$ zu überwinden. Zwischen Förderanlage und

dem Behälter in MaU liegt also ein für die hydraulische und statische Bemessung der Förderleitung maßgebender Höhenunterschied von 550 m. Der Gesamtwirkungsgrad eines Fördermoduls setzt sich aus den Einzelwirkungsgraden von PAT und PAP zusammen und ergibt sich zu $\eta_{MOD} = 49\%$. Mit diesem Wirkungsgrad kann also rein mechanisch, ohne die Generierung elektrischer Energie, Wasser aus dem Ausgleichsbecken in den Behälter in Ma U gefördert werden.

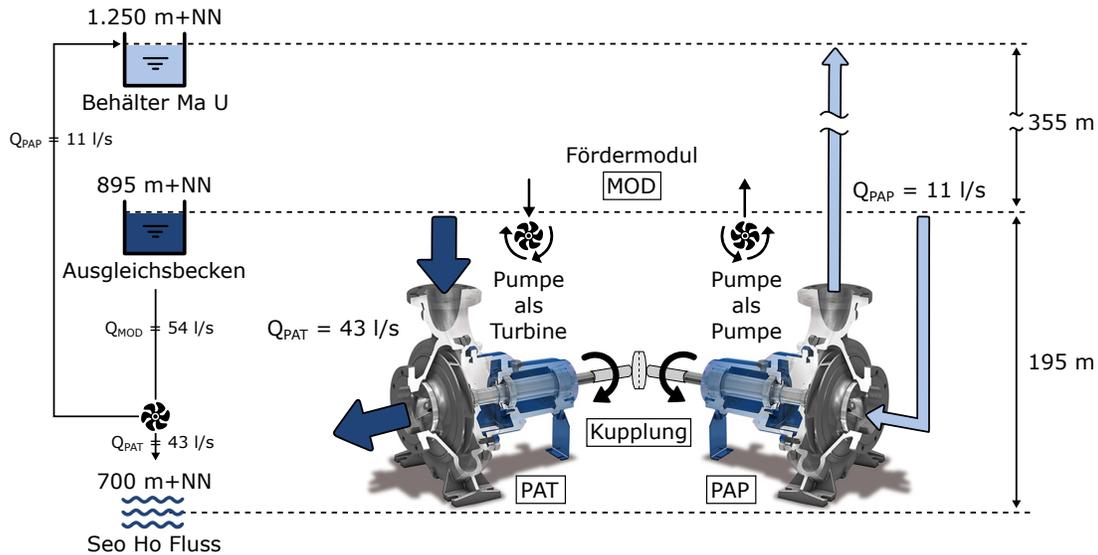


Abbildung 7.3: Funktionsprinzip eines gekoppelten Fördermoduls (MOD) aus Pumpe als Turbine (PAT) und Pumpe als Pumpe (PAP)

Aufgrund des schlechten Teillastverhaltens einer PAT, kann ein Fördermodul nur unter bestimmten Abflussbedingungen mit einer ausreichend hohen Effizienz betrieben werden. Eine Anpassung der hydraulischen Charakteristik ist hinsichtlich des fehlenden Leitapparats nicht möglich. Um dennoch auf die Abflussschwankungen des Seo Ho Flusses, die gerade in der Übergangszeit zwischen den Regen- und Trockenzeit stattfinden, reagieren zu können, besteht das Fördersystem aus zwei parallel geschalteten Fördermodulen. Je nach Abflussdargebot, kann ein Fördermodul also einzeln zu- oder abgeschaltet werden. Somit können im Einzelbetrieb ab einem Abfluss von 54 l/s ca. 11 l/s und im Parallelbetrieb ab einem Abfluss von 108 l/s ca. 20 l/s gefördert werden. Hierbei ist die Förderrate pro Fördermodul im Parallelbetrieb, aufgrund der zunehmenden Rohrreibungsverluste in der Förderleitung, geringfügig kleiner. Insgesamt entsprechen die Förderraten einer täglichen Fördermenge von 950.000 bis 1,7 Mio. Litern Wasser. Selbst unter Berücksichtigung eines zunehmenden Wasserbedarfs in der Distrikthauptstadt durch steigende Touristenzahlen, können in der Modellregion somit etwa 10.000 Menschen nachhaltig mit bis zu 170 l/(E·d) Wasser versorgt werden. Abbildung 7.4 zeigt die Planung des Fördersystems mit zwei Fördermodulen sowie die verschiedenen Fließpfade zwischen Ausgleichsbecken, PAT, PAP und dem Behälter in der Siedlung Ma U. Eine detaillierte Beschreibung der bestehenden Wasserkraftanlage sowie der Erweiterung durch die wasserkraftbasierte Förderanlage, kann Nestmann u. a. (2018), Oberle u. a. (2018) und Oberle u. a. (2017) entnommen werden.

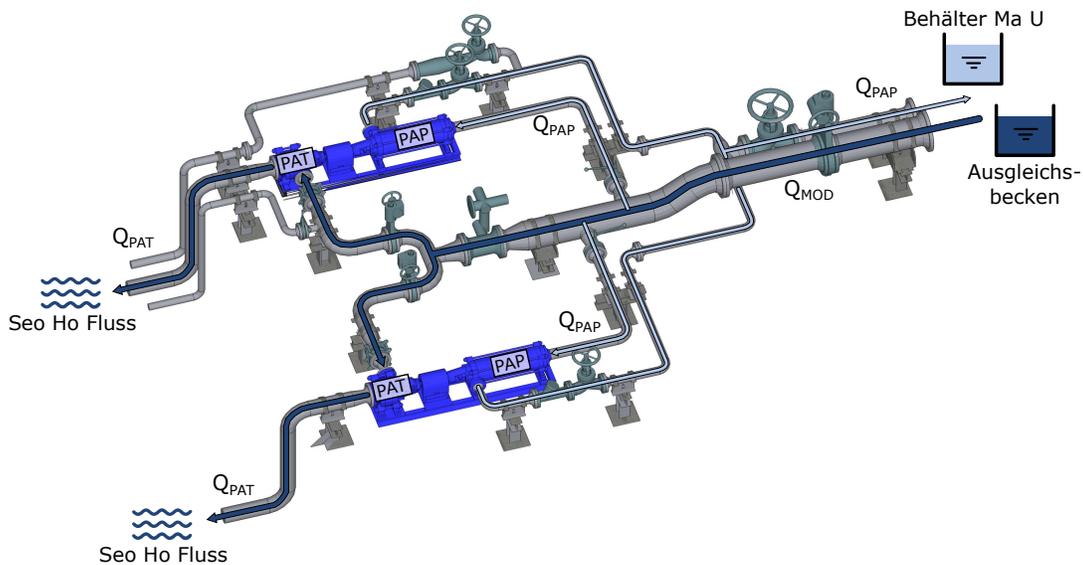


Abbildung 7.4: Planung des Fördersystems mit zwei parallel geschalteten Fördermodulen

Hinsichtlich des Betriebs der Förderanlage wurde weitestgehend auf eine Automatisierung mit aufwendiger Mess- und Regelungstechnik verzichtet. Die verschiedenen Betriebszustände müssen daher händisch über ein Öffnen und Schließen der Armaturen eingestellt werden. Durch die daher notwendige Interaktion des Betriebspersonals mit den Anlagenkomponenten, soll eine höhere Identifikation mit der Förderanlage und ein besseres Verständnis der hydraulischen Prozesse erreicht werden. Weiter sind Mess- und Regelungssysteme sehr sensibel und benötigen einen hohen Wartungsaufwand. Daher sind sie für den Einsatz in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern nur bedingt geeignet. So kann der Defekt einer einzelnen Komponente des Systems bereits zu langen Stillstandszeiten der Anlage führen, da passende Ersatzteile oft nur schwer zu beschaffen sind und Reparaturen meist nur von Experten durchgeführt werden können.



Abbildung 7.5: Betriebstest der Förderanlage und des Monitoring- und Alarmsystems

Um dennoch einen sachgemäßen Betrieb der Anlage zu gewährleisten, wurde ein intuitives Monitoring- und Alarmsystem zur Erfassung der wesentlichen Betriebsparameter

entwickelt. An einer zentralen Anzeigeeinheit wird z.B. der Wasserstand im Ausgleichsbecken, die Trübe des Triebwassers, die Drehzahl der Fördermodule oder der Betriebsstatus verschiedener Sensoren angezeigt. Über- oder unterschreiten die Betriebsparameter bestimmte Grenzwerte, wird dem Betriebspersonal durch einen Alarm ein Handlungsbedarf an der Anlage mitgeteilt. Eine grafische Darstellung der Anlage, Piktogramme der einzelnen Fehlerursachen und verschiedenfarbige LEDs geben dem Betriebspersonal hierbei eine Entscheidungsunterstützungshilfe, um den gegebenen Betriebszustand sachgemäß anzupassen. Abbildung 7.5 zeigt erste Betriebstest der Förderanlage sowie des Monitoring- und Alarmsystems.

7.2.3 Hydraulische Randbedingungen für die Wasserverteilung

Wie in Abschnitt 4.2.2 beschrieben, ist ein herkömmliches Wasserverteilungssystem gemäß der technischen Konzeption, stets mit Wasser gefüllt und unter Druck zu halten. Hierfür muss der benötigte Wasserbedarf prognostiziert und die erforderliche Wassermenge durch die Wassergewinnung und die Wasserförderung bereitgestellt werden. Die Einspeisung in das in der Modellregion umgesetzte, angepasste Wasserverteilungssystem, findet über das oben beschriebene wasserkraftbasierte Wasserfördersystem statt. Die Förderrate des Fördersystems ergibt sich hierbei jedoch nicht auf Basis eines prognostizierten Wasserbedarfs, sondern auf Basis des Wasserkraftpotenzials und des verfügbaren Wasserdargebots. Dieses wird bestmöglich ausgeschöpft, um eine größtmögliche Wasserförderung zu erreichen. Je nach Betriebszustand ergibt sich also eine Systemeinspeisung von 11 l/s oder von 20 l/s. Abhängig von den naturräumlichen Einflüssen, wie z.B. einem Anstieg der Trübe nach Niederschlagsereignissen, muss die Wasserförderung zum Schutz der Fördermodule zudem in bestimmten Intervallen ausgesetzt werden.

Für das Wasserverteilungssystem ergibt sich somit eine dargebotsabhängige Wasserförderung, die nicht auf eine kontinuierliche Deckung des Wasserbedarfs ausgelegt ist. Je nach Betriebszustand und notwendigen Betriebsunterbrechungen, kann sich also eine nicht bedarfsdeckende oder eine bedarfsdeckende Wasserversorgung einstellen. Gemäß der in Abschnitt 5.4 beschriebenen Konzeption des angepassten Wasserverteilungssystems, kann den Versorgungseinheiten bei einer nicht bedarfsdeckenden Versorgung, ein definierter Anteil des verfügbaren Wasserdargebots zugeteilt werden. Bei einer bedarfsdeckenden Versorgung verliert die Wasseraufteilung ihre Funktion und das Verteilungssystem kann entsprechend eines herkömmlichen Systems kontinuierlich betrieben werden.

7.3 Abgrenzung potentieller Versorgungsgebiete

Zwischen der im Seo Ho Tal liegenden Wasserförderanlage und der Distrikthauptstadt Dong Van erstreckt sich ein von Westen nach Osten verlaufender Bergkamm. In dessen sattelförmigem Passübergang, liegt auf einer Höhe von 1.250 m+NN die Siedlung Ma U, welche als am besten geeigneter Standort für den übergeordneten Wasserverteiler identifiziert wurde. Von diesem Geländehochpunkt aus können potentiell alle nördlich sowie südlich des Bergkamms liegenden Siedlungen mit geringerem Höhenniveau gravitär über das Wasserversorgungssystem mit Wasser versorgt werden. In Abstimmung mit der Provinzregierung und den vietnamesischen Projektpartnern, wurde sich neben der Versorgung der

Distrikthauptstadt Dong Van auf eine Versorgung von 13 weiteren Siedlungen geeinigt. Abhängig von der topografischen Lage der Siedlungen, können vier Versorgungsgebiete definiert werden. Abbildung 7.6 zeigt die Lage des Wasserfördersystems, der Distrikthauptstadt Dong Van, der an das Wasserversorgungssystem angeschlossenen Siedlungen sowie der definierten Versorgungsgebiete.

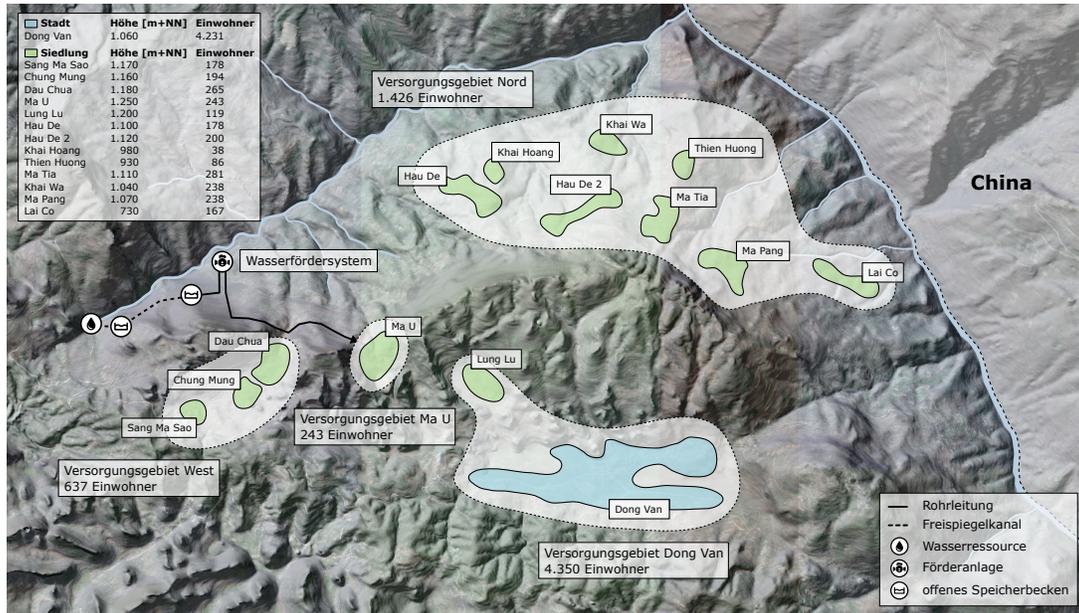


Abbildung 7.6: Lage des Wasserfördersystems sowie der versorgten Siedlungen

Aufgrund der exponierten Lage auf dem Passübergang, stellt die Siedlung Ma U als lokaler Hochpunkt, ein eigenes Versorgungsgebiet dar. Im südöstlich von Ma U gelegenen Tal, befindet sich die urban geprägte Distrikthauptstadt Dong Van, die zusammen mit der Siedlung Lung Lu das Versorgungsgebiet Dong Van bildet. Lung Lu wird hierbei aufgrund seiner Lage über das Zubringersystem von Dong Van mitversorgt. Westlich von Ma U befindet sich ein kesselförmig ausgebildetes Tal mit drei Dörfern, die das Versorgungsgebiet West bilden. Die bestehende Wasserversorgung dieser drei Dörfer wurde als exemplarisches Beispiel für die bestehende Wasserversorgung im ländlichen Bereich der Modellregion bereits detailliert in Abschnitt 6.5.2 beschrieben. Die acht Dörfer, welche entlang der nördlichen Flanke des zentralen Bergkamms liegen, bilden das Versorgungsgebiet Nord. Gemäß der Erhebung von Zindler und Stolpe (2018), leben im Versorgungsgebiet Ma U 243 Einwohner, im Versorgungsgebiet Dong Van 4.350 Einwohner, im Versorgungsgebiet West 637 Einwohner und im Versorgungsgebiet Nord 1.426 Einwohner. Die ebenfalls in Abbildung 7.6 gelisteten Einwohnerzahlen der einzelnen Siedlungen, bilden hierbei die Grundlage für die in Abschnitt 7.4.2 beschriebene Aufteilung des Wassers in den Wasserverteilern.

7.4 Konzeption des angepassten Wasserverteilungssystems

7.4.1 Systemkonzept

Das Systemkonzept des umgesetzten Wasserversorgungssystems, also die Anordnung der verschiedenen Anlagenkomponenten und Systemelemente, ist mit topografischem Bezug zur Modellregion in Abbildung 7.7 dargestellt und soll im Folgenden erläutert werden. Die Förderanlage fördert Wasser aus dem Seo Ho Fluss über die Förderleitung zum übergeordneten Wasserverteiler in der Siedlung Ma U. Hier findet die Systemeinspeisung in das Wasserverteilungssystem und die erste Aufteilung des Wassers auf die vier definierten Versorgungsgebiete statt. Die Siedlung Ma U besitzt als eigenes Versorgungsgebiet einen direkt an den übergeordneten Wasserverteiler angeschlossen Wasserspeicher. Im Versorgungsgebiet Dong Van ist der Wasserspeicher Dong Van über eine längere Zubringerleitung ebenfalls direkt an den übergeordneten Wasserverteiler angeschlossen. Dieser Wasserspeicher befindet sich oberhalb der Distrikthauptstadt, von wo Wasser über einen Druckunterbrecher in das bestehende Leitungssystem eingespeist wird. Neben dem Wasserspeicher, wurde auf Drängen der vietnamesischen Provinzregierung, ein offenes Speicherbecken zur zusätzlichen Zwischenspeicherung von Wasser im Falle einer Überversorgung von Dong Van errichtet. Aufgrund der eingeschränkten Wasserqualität durch natürliche Verkeimung und anthropogene Einflüsse wird dieses Wasser jedoch nur für landwirtschaftliche Zwecke genutzt. In unmittelbarer Nähe befindet sich der Wasserspeicher Lung Lu, der über den Wasserspeicher Dong Van mitversorgt wird. Eine kontrollierte Aufteilung des Wassers zwischen Dong Van und Lung Lu mittels eines Wasserverteilers wurde aufgrund des finanziellen Aufwands und der vergleichsweise geringen Bevölkerung von Lung Lu nicht umgesetzt.



Abbildung 7.7: Lage der Anlagenteile und Systemelemente des Wasserversorgungssystems in der Modellregion

Im Versorgungsgebiet West wird das Wasser zunächst zu einem untergeordneten Wasser-

verteiler geleitet und anschließend auf zwei Wasserspeicher aufgeteilt. Hierbei teilen sich die Siedlungen Dau Chua und Chung Mung einen gemeinsamen Wasserspeicher. Im Versorgungsgebiet Nord wird das Wasser über vier untergeordnete Wasserverteiler, an vier Wasserspeicher aufgeteilt, wobei sich ebenfalls immer zwei beieinander liegende Siedlungen einen Wasserspeicher teilen. Am Ende des Systemabschnitts befindet sich im letzten Wasserverteiler eine ungenutzte Unterkammer, die eine zukünftig Erweiterung des Versorgungssystems in Richtung der weiter östlich liegenden Siedlungen ermöglichen soll.

Eine schematische Darstellung des Systemkonzepts, gemäß der in Abschnitt 5.4.4 erläuterten Notation der Systemelemente, findet sich in Abbildung 7.8. Die Versorgungsgebiete werden hierbei weiter in Versorgungseinheiten und Versorgungsgruppen untergliedert. Eine Versorgungseinheit besteht aus einem Wasserspeicher, an den mehrere Verbraucher angeschlossen sind. Innerhalb einer Versorgungseinheit wird also kein Wasser entsprechend der Konzeption der angepassten Wasserverteilung aufgeteilt. Eine Versorgungsgruppe hingegen besteht aus mehreren Versorgungseinheiten, die wiederum von mindestens einem untergeordneten Wasserverteiler Wasser zugeteilt bekommen. Die Aufteilung des Wassers innerhalb der jeweiligen Wasserverteiler wird dabei in Form von Prozentsätzen p_n definiert, deren Notation sich an der Bezeichnung der Systemelemente orientiert.

Der übergeordnete Wasserverteiler ÜWV teilt das Wasserverteilungssystem in vier Versorgungseinheiten bzw. Versorgungsgruppen auf und ist daher mit vier Unterkammern ausgestattet. In Versorgungseinheit VE 1 fließt das Wasser in den Wasserspeicher WS 1, der primär die Zwischenspeicherung der für die Versorgung von Dong Van bereitgestellten Wassermenge gewährleistet. Zur Sicherstellung eines adäquaten Versorgungsdrucks, ist das bestehende vermaschte Leitungsnetz von Dong Van über den Druckunterbrecher DU 1 mit dem Wasserspeicher verbunden. Entgegen der eigentlichen Konzeption ist der Wasserspeicher WS 1 ohne Schwimmerventil ausgestattet, sodass in diesem Systemabschnitt kein Rückstau zum übergeordneten Wasserverteiler stattfinden kann. Der Systemüberlauf des Gesamtsystems findet daher am Wasserspeicher WS 1 statt. Dieser wird in einem weiteren Speicherbecken für landwirtschaftliche Zwecke zwischengespeichert. Der Wasserspeicher WS 1-1, der Wasser für die Siedlung Lung Lu zwischenspeichert, ist ebenfalls entgegen der Konzeption an den Wasserspeicher WS 1 angeschlossen. Da ein separater Anschluss dieser Siedlung aus finanziellen Gründen nicht umgesetzt wurde, findet ab dem Wasserspeicher WS 1-1 ein händischer Transport des Wassers ohne Leitungsnetz statt.

Die Versorgungseinheit VE 2 besteht nur aus der Siedlung Ma U, sodass das Wasser direkt in den Wasserspeicher WS 2 weitergeleitet wird. Ab dem Wasserspeicher WS 2 werden die Bewohner über ihr bestehendes verästeltes Leitungsnetz aus PE-Leitungen mit Wasser versorgt, wobei eine weitere Zwischenspeicherung des Wassers in den privaten Wasserspeichern der Haushalte stattfindet. Diese Form der Weiterverteilung findet auch in den Siedlungen der Versorgungsgruppen VG 3 und VG 4 statt.

In Versorgungsgruppe VG 3 fließt das Wasser zum untergeordneten Wasserverteiler UWV 3, der mit zwei Unterkammern ausgestattet ist. Hier wird das Wasser aufgeteilt und zum Wasserspeicher WS 3.1, der die Siedlungen Dau Chua und Chung Mung versorgt, sowie zum Wasserspeicher WS 3.2, der die Siedlung Sang Ma Sao versorgt, weitergeleitet.

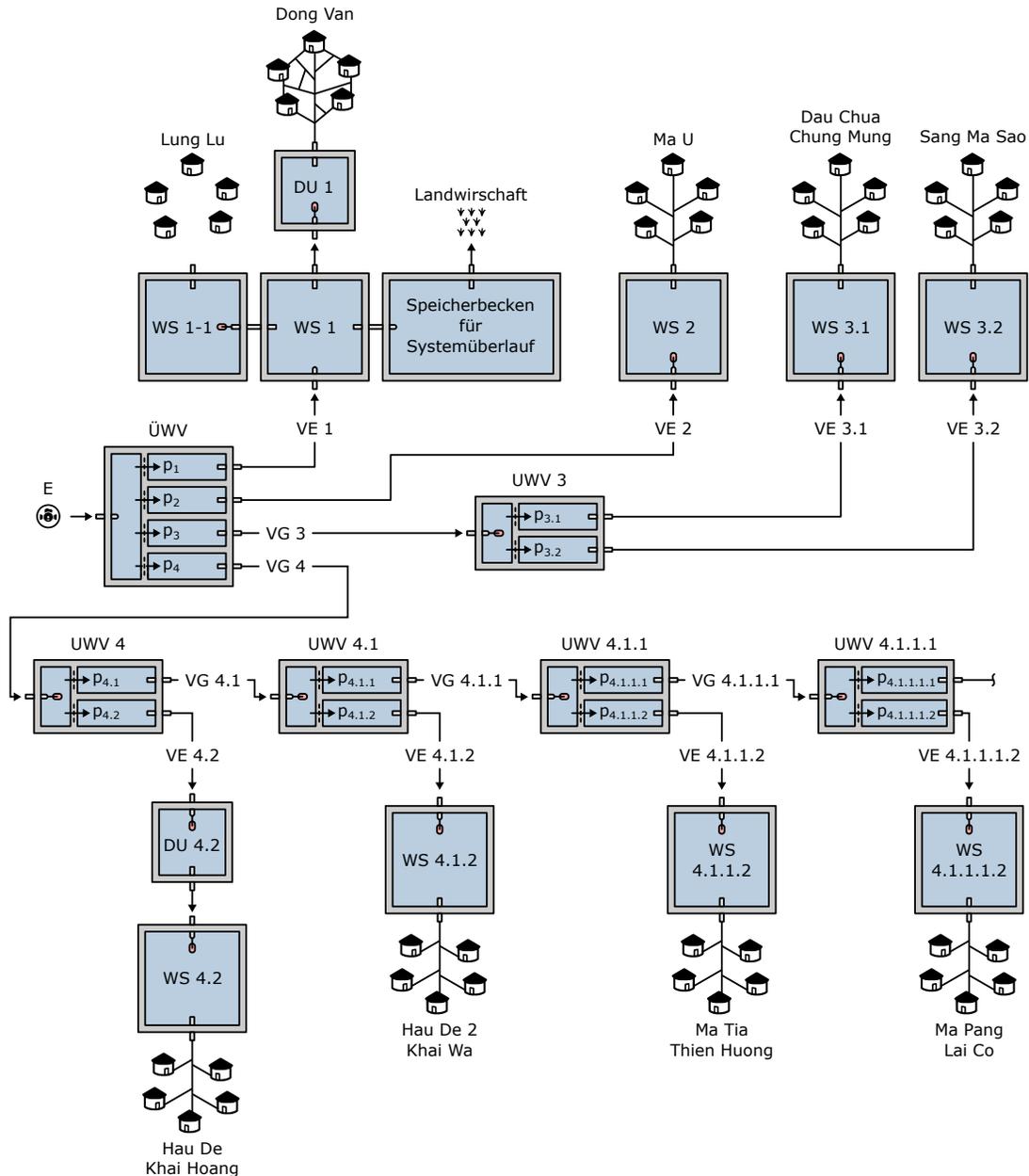


Abbildung 7.8: Schematische Darstellung des Systemkonzepts in Draufsicht

In Versorgungsgruppe VG 4 fließt das Wasser zum untergeordneten Wasserverteiler UWV 4 und wird auf Versorgungsgruppe VG 4.1 und Versorgungseinheit VE 4.2 aufgeteilt. In Versorgungseinheit VE 4.2 fließt das Wasser über den Druckunterbrecher DU 4.2 zum Wasserspeicher WS 4.2, der die Siedlungen Hau De und Khai Hoang versorgt. In Versorgungsgruppe VG 4.1 fließt das Wasser zum untergeordneten Wasserverteiler UWV 4.1 und wird auf Versorgungsgruppe VG 4.1.1 und Versorgungseinheit VE 4.1.2 aufgeteilt. In Versorgungseinheit VE 4.1.2 fließt das Wasser zum Wasserspeicher WS 4.1.2, der die Siedlungen Hau De 2 und Khai Wa versorgt. In Versorgungsgruppe VG 4.1.1 fließt das Wasser zum untergeordneten Wasserverteiler UWV 4.1.1 und wird auf Versorgungsgruppe VG 4.1.1.1 und Versorgungseinheit VE 4.1.1.2 aufgeteilt. In Versorgungseinheit VE 4.1.1.2 fließt das Wasser zum Wasserspeicher WS 4.1.1.2, der die Siedlungen Ma Tia und Thien

Huong versorgt. In Versorgungsgruppe VG 4.1.1.1 fließt das Wasser zum untergeordneten Wasserverteiler UWV 4.1.1.1 und wird direkt an Versorgungseinheit VE 4.1.1.1.2 weitergeleitet. Der Anschluss einer weiteren Versorgungsgruppe kann an diesem Wasserverteiler bei einer zukünftigen Erweiterung des Verteilungssystems erfolgen. In Versorgungseinheit VE 4.1.1.1.2 fließt das Wasser zum Wasserspeicher WS 4.1.1.1.2, der die Siedlungen Ma Pang und Lai Co versorgt.

7.4.2 Aufteilung der Systemeinspeisung

Die Aufteilung der Systemeinspeisung auf die verschiedenen Versorgungseinheiten ergibt sich anhand der Einwohnerzahlen und soll so gewählt werden, dass jeder Versorgungseinheit ein gerechter Anteil der verfügbaren Wassermenge zusteht. Tabelle 7.1 listet hierfür alle Versorgungseinheiten mit den dazugehörigen Siedlungen und Einwohnerzahlen sowie den prozentualen Anteil deren Bevölkerung, bezogen auf die Gesamtbevölkerung.

Tabelle 7.1: Versorgungseinheiten mit Einwohnerzahlen sowie deren Anteil an der Gesamtbevölkerung

VE	Siedlung	Einwohner Siedlung	Einwohner VE	Anteil [%]
VE 1	Dong Van	4.231	4.350	65,3
	Lung Lu	119		
VE 2	Ma U	243	243	3,7
VE 3.1	Dau Chua	265	459	6,9
	Chung Mung	194		
VE 3.2	Sang Ma Sao	178	178	2,7
VE 4.2	Hau De	178	216	3,2
	Khai Hoang	38		
VE 4.1.2	Hau De 2	200	438	6,6
	Khai Wa	238		
VE 4.1.1.2	Ma Tia	281	367	5,5
	Thien Huong	86		
VE 4.1.1.1.2	Ma Pang	238	405	6,1
	Lai Co	167		
Summe		6.656	6.656	100

Basierend auf den Einwohnerzahlen aus Tabelle 7.1, sind in Tabelle 7.2 die Prozentsätze p_n dargestellt, die die Aufteilung des Wassers in den einzelnen Wasserverteilern beziffern. Da die Prozentsätze eines Wasserverteilers, wie in Abschnitt 5.4.3 beschrieben, relativ zueinander betrachtet werden, ergibt die Summe aller Prozentsätze immer $\sum p_n = 100\%$. Die Zuordnung der einzelnen Prozentsätze zu den Unterkammern der Wasserverteiler ergibt sich aus der Notation und kann somit in den Indizes der Prozentsätze oder in Abbildung 7.8 abgelesen werden.

Tabelle 7.2: Prozentsätze zur Aufteilung des Wassers in den einzelnen Wasserverteilern

VE	Einwohner	1. Aufteilung	2. Aufteilung	3. Aufteilung	4. Aufteilung	5. Aufteilung
VE 1	4.350	$p_1 = 65,3 \%$				
VE 2	243	$p_2 = 3,7 \%$				
VE 3.1	459	$p_3 = 9,6 \%$	$p_{3.1} = 72,1 \%$			
VE 3.2	178		$p_{3.2} = 27,9 \%$			
VE 4.2	216	$p_4 = 21,4 \%$	$p_{4.2} = 15,1 \%$			
VE 4.1.2	438		$p_{4.1} = 84,9 \%$	$p_{4.1.2} = 36,2 \%$		
VE 4.1.1.2	367			$p_{4.1.1} = 63,8 \%$	$p_{4.1.1.2} = 47,5 \%$	
VE 4.1.1.1.2	405		$p_{4.1.1.1} = 52,5 \%$		$p_{4.1.1.1.2} = 100 \%$	
Summe		$\sum p_n = 100 \%$	$\sum p_{3.n} = 100 \%$ $\sum p_{4.n} = 100 \%$	$\sum p_{4.1.n} = 100 \%$	$\sum p_{4.1.1.n} = 100 \%$	$\sum p_{4.1.1.1.n} = 100 \%$

Die erste Aufteilung des Wassers findet im übergeordneten Wasserverteiler ÜWV statt. Von der Systemeinspeisung sollen hier $p_1 = 65,3$ % der Versorgungseinheit VE 1, $p_2 = 3,7$ % der Versorgungseinheit VE 2, $p_3 = 9,6$ % der Versorgungsgruppe VG 3 und $p_4 = 21,4$ % der Versorgungsgruppe VG 4 zugeteilt werden. Die Prozentsätze p_1 und p_2 finden sich hierbei direkt als Bevölkerungsanteile der Versorgungseinheiten VE 1 und VE 2 in Tabelle 7.1 wieder, während die Prozentsätze p_3 und p_4 der Summe aller Bevölkerungsanteile in den Versorgungsgruppen VG 3 und VG 4 entsprechen.

Die zweite Aufteilung des Wassers findet innerhalb der Versorgungsgruppen VG 3 und VG 4, in den untergeordneten Wasserverteilern UWV 3 und UWV 4 statt. Im Wasserverteiler UWV 3 sollen dabei $p_{3,1} = 72,1$ % der Versorgungseinheit VE 3.1 und $p_{3,2} = 27,9$ % der Versorgungseinheit VE 3.2 zugeteilt werden, womit der Systemabschnitt von Versorgungsgruppen VG 3 endet. Im Wasserverteiler UWV 4 sollen $p_{4,1} = 84,9$ % der Versorgungsgruppe VG 4.1 und $p_{4,2} = 15,1$ % der Versorgungseinheit VE 4.2 zugeteilt werden.

Die dritte Aufteilung findet innerhalb der Versorgungsgruppe VG 4.1 im Wasserverteiler UWV 4.1 statt, wo $p_{4,1,1} = 63,8$ % der Versorgungsgruppe VG 4.1.1 und $p_{4,1,2} = 36,2$ % der Versorgungseinheit VE 4.1.2 zugeteilt werden sollen.

Die vierte Aufteilung findet innerhalb der Versorgungsgruppe VG 4.1.1 im Wasserverteiler UWV 4.1.1 statt, wo $p_{4,1,1,1} = 52,5$ % der Versorgungsgruppe VG 4.1.1.1 und $p_{4,1,1,2} = 47,5$ % der Versorgungseinheit VE 4.1.1.2 zugeteilt werden sollen.

Die fünfte Aufteilung findet innerhalb der Versorgungsgruppe VG 4.1.1.1 im Wasserverteiler UWV 4.1.1.1 statt, wo $p_{4,1,1,1,2} = 100$ % der Versorgungseinheit VE 4.1.1.1.2 zugeteilt werden soll. Die zweite Unterkammer in diesem Wasserverteiler findet derzeit keine Verwendung und dient einer zukünftigen Erweiterung des Versorgungssystems.

Wie in Abschnitt 5.4.3 beschrieben, kann basierend auf der numerischen Bezeichnung einer Versorgungseinheit der ihr zustehende absolute Prozentsatz p_{VE} bestimmt werden. Hierbei sind die relativen Prozentsätze die ein Versorgungspfad bereits durchlaufen hat durch die Notation der Systemelemente bekannt. Zur Berechnung eines absoluten Prozentsatzes muss in Tabelle 7.2 der zu einer Versorgungseinheit gehörende relative Prozentsatz also mit allen links davon stehenden relativen Prozentsätzen multipliziert werden. Der Absolute Prozentsatz für Versorgungseinheit VE 4.1.1.1.2 ergibt sich so z.B. zu:

$$p_{VE4.1.1.1.2} = p_{4.1.1.1.2} \cdot p_{4.1.1.1} \cdot p_{4.1.1} \cdot p_{4.1} \cdot p_4 = 6,1 \text{ \%} \quad (7.1)$$

Der absolute Prozentsatz von $p_{VE4.1.1.1.2} = 6,1$ % entspricht hierbei auch dem in Tabelle 7.1 gelisteten Anteil der Gesamtbevölkerung von Versorgungseinheit VE 4.1.1.1.2.

7.4.3 Wasserbedarf und Bemessungsdurchfluss

Obwohl die primäre Aufgabe des angepassten Wasserverteilungssystems die gerechte Aufteilung der Systemeinspeisung bei einer nicht bedarfsdeckenden Versorgungssituation ist, kann sich bei einem ausreichend großem Wasserdargebot resp. zu Zeiten eines ausreichend geringen Wasserbedarfs, auch eine bedarfsdeckende Versorgungssituation mit gefüllten Systemkomponenten und somit ein herkömmlicher Betrieb des Systems einstellen. Für die hydraulische Bemessung der Systemkomponenten ist daher wie in Abschnitt 5.5.3 beschrieben, die Ermittlung des Wasserbedarfs in den einzelnen Versorgungseinheiten

notwendig. Basierend hierauf kann der Bemessungsdurchfluss der einzelnen Systemkomponenten berechnet werden, wobei Komponenten innerhalb der Zubringerleitungen, also zwischen Wasserförderung und Wasserspeicherung, auf den maximalen Tagesbedarf Q_{dmax} und Komponenten innerhalb der Verteilleitungen, also zwischen Wasserspeicherung und Verbraucher, auf den maximalen Stundenbedarf Q_{hmax} bemessen werden müssen.

Wie in Abschnitt 6.3 beschrieben, haben Zindler und Stolpe (2018) für den ländlichen Bereich der Modellregion, aufgrund der aufwendigen und zeitintensiven Wasserbeschaffung, einen sehr geringen einwohnerbezogenen Tagesverbrauch von 20 l/(E·d) ermittelt. Gemäß den vietnamesischen Planungs- und Bemessungsgrundlagen wurde vom ausführenden Planungsbüro, für den ruralen Bereich ein einwohnerbezogener Tagesbedarf von 100 l/(E·d) definiert. Dieser Tagesbedarf ist hierbei direkte Grundlage für die Ermittlung des Bemessungsdurchflusses, da aufgrund der Abweichung zwischen deutscher und vietnamesischer Normung auf die in Abschnitt 4.6.2 erläuterte Anpassung des Tagesbedarfs mit dem Ansatz der Spitzenfaktoren verzichtet wurde.

Tabelle 7.3: Wasserverbrauch, Wasserbedarf und Bemessungsdurchfluss Q_{Bem} der Versorgungseinheiten

VE	Wasserverbrauch [m ³ /d]	Wasserbedarf [m ³ /d]	Q_{Bem} [l/s]
VE 1	573,6	519,6	$Q_{dmax,VE1} = 6,01$ $Q_{hmax,VE1} = 26,11$ $Q_{E,max} = 20,00$
VE 2	4,9	24,3	$Q_{dmax,VE2} = 0,28$
VE 3.1	9,2	45,9	$Q_{dmax,VE3.1} = 0,53$
VE 3.2	3,6	17,8	$Q_{dmax,VE3.2} = 0,21$
VE 4.2	4,3	21,6	$Q_{dmax,VE4.2} = 0,25$
VE 4.1.2	8,8	43,8	$Q_{dmax,VE4.1.2} = 0,51$
VE 4.1.1.2	7,3	36,7	$Q_{dmax,VE4.1.1.2} = 0,42$
VE 4.1.1.1.2	8,1	40,5	$Q_{dmax,VE4.1.1.1.2} = 0,47$

Für den urbanen Bereich wurde vom ausführenden Planungsbüro, trotz des von Zindler und Stolpe (2018) ermittelten Wasserverbrauchs von 135 l/(E·d), ein einwohnerbezogener Tagesbedarf von 120 l/(E·d) definiert. Dieser Bedarf wird zwar für die Bemessung des übergeordneten Wasserverteilers ÜWV und des Wasserspeichers WS 1 verwendet, aufgrund des Systemüberlaufs in Versorgungseinheit VE 1, wird die Zubringerleitung jedoch auf die sehr viel höhere maximale Systemeinspeisung durch das Wasserfördersystem von $Q_{E,max} = 20$ l/s bemessen. Bezogen auf die Einwohnerzahl von Versorgungseinheit VE 1 würde dies einem einwohnerbezogenen Tagesbedarf von 400 l/(E·d) entsprechen. Die Diskrepanz bei der Bestimmung des Wasserbedarfs hat also keinen Einfluss auf die hydraulische Bemessung der Zubringerleitung. Zudem beruht die Aufteilung des Wassers auf den Einwohnerzahlen und nicht auf dem Wasserbedarf, sodass die Abweichung auch hier keinen Einfluss nimmt. Für die Bemessung der Leitungen zwischen Wasserspeicher WS 1 und dem bestehenden Leitungsnetz von Dong Van, wurde sich bei der Ermittlung des maximalen Stundenbedarfs auf eine Berücksichtigung des Ansatzes nach den Spitzenfaktoren geeinigt. Durch die private Zwischenspeicherung des Wassers innerhalb des

Leitungsnetzes der Distrikthauptstadt könnte hier zwar auch der maximale Tagesbedarf angesetzt werden, allerdings wäre dann zukünftig keine Überführung in eine kontinuierliche Versorgung ohne private Zwischenspeicherung möglich.

Tabelle 7.3 fasst den ermittelten Wasserverbrauch, den bemessenen Wasserbedarf sowie den daraus resultierenden Bemessungsdurchfluss Q_{Bem} für die einzelnen Versorgungseinheiten zusammen. Da das Wasserverteilungssystem im ländlichen Bereich immer nur bis zu den dezentralen Wasserspeichern führt, ist hier jeweils nur der maximale Tagesbedarf der Versorgungseinheiten aufgeführt. Basierend auf den in Tabelle 7.3 gelisteten Bemessungsdurchflüssen der einzelnen Versorgungseinheiten, können dann die Bemessungsdurchflüsse der jeweiligen Leitungsabschnitte, wie in Tabelle 7.4 dargestellt, ermittelt werden.

Tabelle 7.4: Bemessungsdurchflüsse Q_{Bem} der Leitungsabschnitte

Leitungsabschnitt	Kombination	Q_{Bem} [l/s]
Versorgungseinheit VE 1		
ÜWV - WS 1	$Q_{E,max}$	20,00
WS 1 - DU 1 - Dong Van	$Q_{hmax,VE1}$	26,11
Versorgungseinheit VE 2		
ÜWV - WS 2	$Q_{dmax,VE2}$	0,28
Versorgungsgruppe VG 3		
ÜWV - UWV 3	$Q_{dmax,VE3.1}$ + $Q_{dmax,VE3.2}$	0,74
UWV 3 - WS 3.1	$Q_{dmax,VE3.1}$	0,53
UWV 3 - WS 3.2	$Q_{dmax,VE3.2}$	0,21
Versorgungsgruppe VG 4		
ÜWV - UWV 4	$Q_{dmax,VE4.2}$ + $Q_{dmax,VE4.1.2}$ + $Q_{dmax,VE4.1.1.2}$ + $Q_{dmax,VE4.1.1.1.2}$	1,65
UWV 4 - DU 4.2 - WS 4.2	$Q_{dmax,VE4.2}$	0,25
UWV 4 - UWV 4.1	$Q_{dmax,VE4.1.2}$ + $Q_{dmax,VE4.1.1.2}$ + $Q_{dmax,VE4.1.1.1.2}$	1,40
UWV 4.1 - WS 4.1.2	$Q_{dmax,VE4.1.2}$	0,51
UWV 4.1 - UWV 4.1.1	$Q_{dmax,VE4.1.1.2}$ + $Q_{dmax,VE4.1.1.1.2}$	0,89
UWV 4.1.1 - WS 4.1.1.2	$Q_{dmax,VE4.1.1.2}$	0,42
UWV 4.1.1 - UWV 4.1.1.1	$Q_{dmax,VE4.1.1.1.2}$	0,47
UWV 4.1.1.1 - WS 4.1.1.1.2	$Q_{dmax,VE4.1.1.1.2}$	0,47

7.5 Bemessung und Bau der Wasserverteiler

7.5.1 Wehrüberfallsystem

Gemäß den in Tabelle 7.4 dargestellten Bemessungsdurchflüssen, ergibt sich ein relativ großer Unterschied bei den Einspeisemengen in den übergeordneten bzw. in die unterge-

ordneten Wasserverteiler. Während in den übergeordneten Wasserverteiler bis zu 20 l/s eingespeist werden, werden in die untergeordneten Wasserverteiler nur zwischen 0,47 l/s und 1,65 l/s eingespeist. Dementsprechend ergeben sich auch relativ große Unterschiede bei den Dimensionen der Vor- und Unterkammern in den Wasserspeichern. Um das Verteilungssystem möglichst einfach zu gestalten und den Aufwand für Planung, Umsetzung und Betrieb möglichst gering zu halten, wurde für den übergeordneten Wasserverteiler und für alle untergeordneten Wasserverteiler, je ein Bauwerkstyp mit gleichen Maßen entworfen. Die Bemessung des vergleichsweise großen übergeordneten Wasserverteilers ist in Abschnitt 7.5.2 beschrieben, die Bemessung des vergleichsweise kleinen untergeordneten Wasserverteilers ist in Abschnitt 7.5.3 beschrieben.

Basierend auf der in Abschnitt 5.4.3 beschriebenen Konzeption des Wehrüberfallsystems, wurde daher für den übergeordneten und den untergeordneten Wasserverteiler, je ein Wehrüberfallsystem entworfen und hergestellt. Die Wehrüberfallsysteme bestehen aus einem nichtrostenden Stahlelement, das zwischen Vor- und Unterkammer der Wasserverteiler montiert wird. Die der Unterkammer zugewandte Kante ist hierbei erhöht und dient somit als definierte Wehrüberfallkante. Die maximale Wehrbreite b_{max} wird somit durch das Stahlelement vorgegeben und kann durch Aufstellen von Betonelementen der Breite b_B , sukzessive auf die effektive Wehrbreite b_n verringert werden. Der Entwurf der beiden Systeme ist in Abbildung 7.9 dargestellt. Für den übergeordneten Wasserverteiler wurde eine maximale Wehrbreite von $b_{max} = 114,2$ cm und eine Betonelementbreite von $b_B = 10$ cm gewählt. Für den untergeordneten Wasserverteiler wurde eine maximale Wehrbreite von $b_{max} = 60,7$ cm und eine Betonelementbreite von $b_B = 6$ cm gewählt.

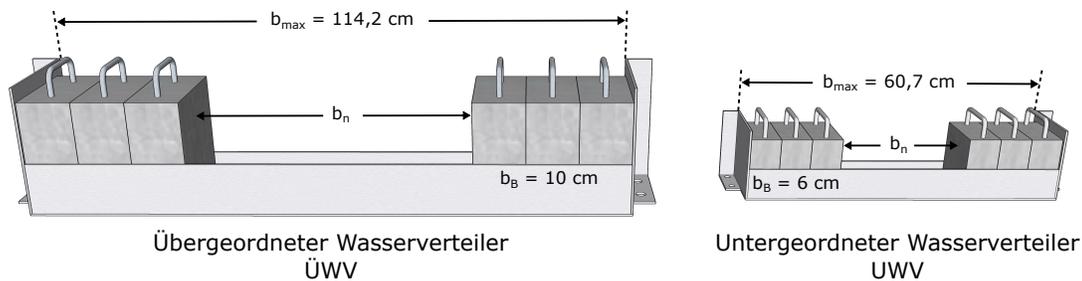


Abbildung 7.9: Entwurf des Wehrüberfallsystems für übergeordneten und untergeordneten Wasserverteiler

Die Stahlelemente werden an den Seiten mit im Beton verankerten Gewindestangen verschraubt und anschließend mit Vergussmörtel zu allen Seiten hin abgedichtet. Um den hygienischen Anforderungen an Trinkwasser gerecht zu werden, bestehen alle Wehrüberfallsysteme sowie die Griffe der Betonelemente aus nichtrostendem Stahl der Klasse 1.4301 (deutsch) resp. 304 (international). Die Betonelemente bestehen aus bewehrtem Stahlbeton und wurden mittels Stahlschalungen hergestellt, um eine möglichst glatte und gleichmäßige Oberfläche zu erhalten. Hierdurch soll der Wasseraustritt zwischen den Betonelementen möglichst gering gehalten werden. Aufgrund der einfachen Konstruktion, konnten alle Komponenten der Wehrüberfallsysteme in Vietnam hergestellt werden. Exemplarische Konstruktionszeichnungen des Wehrüberfallsystems mit allen Maßen in Abhängigkeit der maximalen Wehrbreite b_{max} , finden sich in Anhang B. Die gewählten Maße haben sich hierbei während des Betriebs als geeignet erwiesen.



Abbildung 7.10: Betonenelemente von übergeordnetem und untergeordnetem Wasserverteiler (links) und Wehrüberfallsystem eines untergeordneten Wasserverteilers (rechts)

Während der Installation der Wehrüberfallsysteme ist auf eine einheitliche Höhe aller Wehrüberfallkanten zu achten, da sich andernfalls keine Aufteilung des Wassers entsprechend der Wehrbreiten einstellt. Hierfür wurde eine Kombination von Schlauch- und Wasserwaage entwickelt, die an der Wehrüberfallkante angebracht wird. Die Wasserwaage erstreckt sich über die gesamte Länge der Wehrüberfallkante, sodass diese zunächst in eine waagerechte Position gebracht werden kann. Nach der Fixierung des ersten Stahlelements, können alle weiteren Elemente über die Schlauchwaage, nach dem Prinzip der kommunizierenden Säulen, auf dieselbe Höhe eingestellt werden. Hierfür eignen sich Schraubenmuttern unterhalb der Stahlelemente, die eine einfache Feinjustierung der Position ermöglichen. Nach der Positionierung und Fixierung an den verankerten Gewindestangen, können alle Elemente verschalt und der Vergussmörtel eingebracht werden. Dabei ist insbesondere auf eine ausreichend hohe Fließfähigkeit und geringe Schwindeigenschaften zu achten, um eine Abdichtung zwischen der Unterseite des Stahlelements und dem Beton sicherzustellen.



Abbildung 7.11: Installation des Wehrüberfallsystems mit Schlauch- und Wasserwaage

7.5.2 Übergeordneter Wasserverteiler

Der übergeordnete Wasserverteiler befindet sich in der Siedlung Ma U und teilt das durch die Förderanlage eingespeiste Wasser auf die Versorgungseinheiten VE 1 und VE 2 sowie auf die Versorgungsgruppen VG 3 und VG 4 auf. Gemäß den Bemessungsansätzen aus Abschnitt 5.5.4, können die Abmessungen der Vorkammer und der Unterkammern auf Basis der Bemessungsdurchflüsse des Zuflusses und des Abflusses in bzw. aus einem Wasserverteiler resp. deren korrespondierenden Rohrdurchmessern ermittelt werden. Der Bemessungsdurchfluss $Q_{WV,in}$ in den übergeordnete Wasserverteiler entspricht der maximalen Fördermenge des Wasserfördersystems und beträgt $Q_{E,max} = 20 \text{ l/s}$. Die Zulaufleitung ist hierbei mit einem Nenndurchmesser DN150 ausgeführt. Um den Aufwand für Planung, Bau und Betrieb des Wasserverteilers sowie des Wehrüberfallsystems möglichst gering zu halten, sollen die Unterkammern weiter mit gleichen Abmessungen ausgeführt werden. Maßgebend für die Bemessung ist daher die Unterkammer, an die der Systemabschnitt mit dem größten Wasserbedarf und somit auch dem größten Abfluss aus der Kammer anschließt. Der größte Wasserbedarf herrscht in Versorgungseinheit VE 1, sodass der relevante Bemessungsdurchfluss $Q_{WV,out}$ aus dem übergeordneten Wasserverteiler $Q_{dmax,VE1} = 6,01 \text{ l/s}$ beträgt. Wie in Abschnitt 7.7.2 beschrieben, wurde für die vom Wasserverteiler abgehende Zubringerleitung von Versorgungseinheit VE 1 ein Nenndurchmesser DN125 ermittelt.

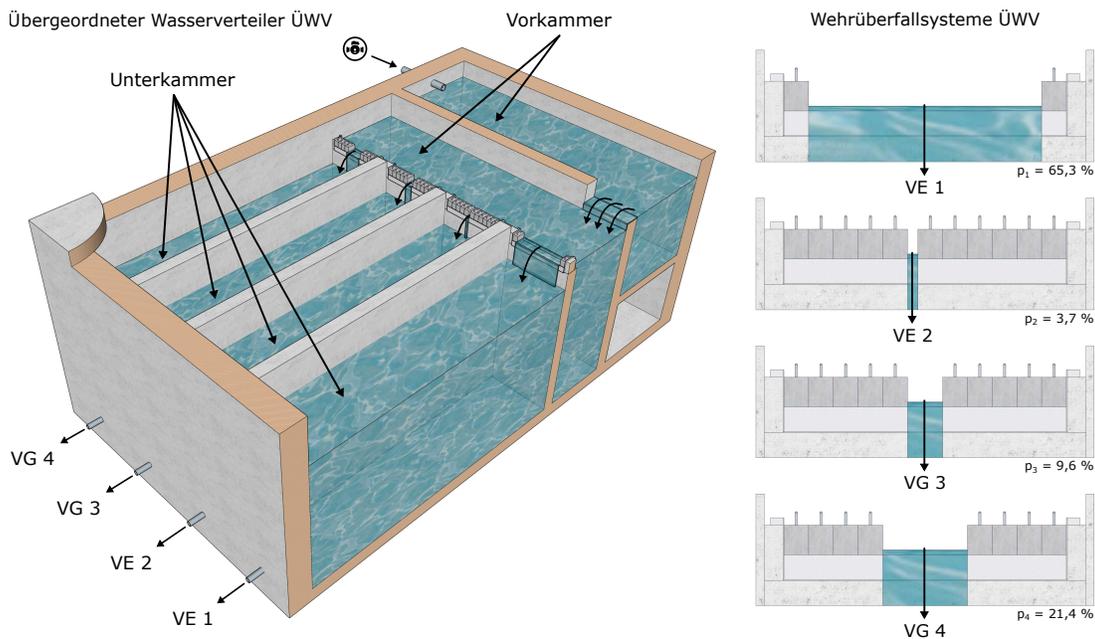


Abbildung 7.12: Entwurf des übergeordneten Wasserverteilers mit Anpassungen des vietnamesischen Planungsbüros sowie Positionierung der Betonelemente in den Wehrüberfallsystemen

Um die Aufteilung des Wassers über die Wehrüberfälle nicht durch einen zu großen Turbulenzeintrag mit dynamischen Wasserspiegelschwankungen zu verfälschen, muss in der Vorkammer eine ausreichend große Energiedissipation des Zuflusses gewährleistet werden. Diese soll durch ein hinreichend großes Volumen der Vorkammer sichergestellt werden. Gemäß den Gleichungen 5.14 und 5.15 ergeben sich, bei einem Innendurchmesser der

Förderleitung von $D_i = 159,3$ mm, eine Mindesthöhe von $h_{VK} = 1,6$ m und eine Mindestbreite von $b_{VK} = 1,1$ m. Die Mindesthöhe reicht hierbei vom Boden der Kammer bis zur Wehrüberfallkante. Die Länge der Vorkammer wird aus konstruktiven Gründen durch die Breiten der vier Unterkammern und deren Zwischenwände bestimmt und muss daher nicht separat ermittelt werden.

Die Unterkammern sollen so bemessen werden, dass die Entleerung einer gefüllten Unterkammer resp. ein Lufteintrag in das Leitungssystem für eine angemessene Dauer verhindert wird. Diese Dauer beträgt für Versorgungseinheiten $t = 15$ min und, aufgrund der Pufferwirkung weiterer Wasserverteiler, für Versorgungsgruppen $t = 5$ min. Unter Berücksichtigung des Bemessungsdurchflusses $Q_{dmax,VE1}$ kann so ein fluktuierendes Volumen bestimmt werden. Gemäß Gleichung 5.17 beträgt das notwendige fluktuierende Volumen für die maßgebende Unterkammer $V_{UK,fluk} = 5,4$ m³. Dieses Volumen soll hierbei zwischen der Wehrüberfallkante und der Mindestüberdeckung der Rohrleitung zur Verhinderung eines Lufteintrags durch Wirbelbildung liegen. Diese Mindestüberdeckung ergibt sich gemäß Gleichung 5.16 ebenfalls in Abhängigkeit des Bemessungsdurchflusses $Q_{dmax,VE1}$ sowie des Innendurchmessers der abgehenden Zubringerleitung von $D_i = 130,0$ mm und beträgt $h_{krit} = 0,4$ m. Die relevanten Parameter für die Bemessung des Wasserverteilers sind in Tabelle 7.5 zusammengefasst.

Tabelle 7.5: Parameter zur Bemessung des übergeordneten Wasserverteilers

Parameter	Wert
h_{VK}	1,6 m
b_{VK}	1,1 m
$V_{UK,fluk}$	5,4 m ³
$h_{UK,krit}$	0,4 m

Basierend auf den in Tabelle 7.5 gelisteten Parametern, können geeignete Maße für Vor- und Unterkammer gewählt werden. Für die Vorkammern können entsprechend der Bemessung eine Breite von 1,1 m und eine Höhe zur Wehrkante von 1,6 m gewählt werden. Um ein einfaches Platzieren der Betonelemente zu ermöglichen wird zwischen Wehrkante und Decke eine Höhe von 0,5 m gewählt. Die Gesamthöhe des Wasserverteilers beträgt dementsprechend 2,1 m. Als Breite der Unterkammern wird die Breite der Vorkammern von 1,1 m gewählt. Bei Wandbreiten der drei Zwischenwände zwischen den Unterkammern von je 0,2 m, ergibt sich so eine Länge der Vorkammer von 5,0 m. Um ein Volumen von 5,4 m³ zwischen der Wehrkante und der Mindestüberdeckung der Rohrleitung erhalten, wird eine Länge der Unterkammer von 4,1 m gewählt. Insgesamt ergibt sich für den übergeordneten Wasserverteiler somit eine Länge von 5,4 m, eine Breite von 5,0 m und eine Höhe von 2,1 m. Das Gesamtvolumen beträgt 56,7 m³. Die geeigneten Maße für den übergeordneten Wasserverteiler sind in Tabelle 7.6 zusammengefasst.

Tabelle 7.6: Geeignete Maße für den übergeordneten Wasserverteiler

Maß	Vorkammer	Unterkammer	Wasserverteiler
Länge	5,0 m	4,1 m	5,4 m
Breite	1,1 m	1,1 m	5,0 m
Höhe Wehrkante	1,6 m	1,6 m	1,6 m
Höhe Decke	2,1 m	2,1 m	2,1 m
Flukt. Volumen	-	5,4 m ³	21,6 m ³
Volumen	11,5 m ³	9,5 m ³	56,7 m ³

Gemäß der Konzeption der angepassten Wasserverteilung müssen Wasserverteiler keine Speicherfunktion erfüllen, sodass deren Bemessung nur auf einen sachgemäßen Betrieb während der verschiedenen Dargebots- und Bedarfssituationen abzielt. Die vietnamesischen Projektpartner und das ausführende Planungsbüro wollten von einer zusätzlichen Speicherfunktion des übergeordneten Wasserverteilers jedoch nicht absehen und hielten an einem erforderlichen Mindestvolumen des Behälters von 200 m³ fest. Gegenüber dem entsprechend der Konzeption geplanten Wasserverteiler, wurde daher eine zweite Variante mit erheblich größeren Maßen entworfen. Die Maße des tatsächlich umgesetzten übergeordneten Wasserverteilers sind in Tabelle 7.7 zusammengefasst.

Tabelle 7.7: Umgesetzte Maße des übergeordneten Wasserverteilers

Maß	Vorkammer 1	Vorkammer 2	Unterkammer	Wasserverteiler
Länge	6,0 m	6,0 m	6,0 m	9,9 m
Breite	2,0 m	1,5 m	1,3 m	5,8 m
Höhe Wehrkante	-	3,3 m	3,3 m	3,3 m
Höhe Decke	2,0 m	4,0 m	4,0 m	4,0 m
Flukt. Volumen	-	-	25,8 m ³	103,2 m ³
Volumen	24 m ³	36 m ³	31,2 m ³	205,7 m ³

Als zusätzliche Änderung unterteilte das vietnamesische Planungsbüro die Vorkammer in zwei separate Teilkammern, die mit einem Überlauf verbunden sind. Hierdurch soll eine weitere Beruhigung des Wasserspiegels erreicht werden. Abbildung 7.12 zeigt den Entwurf des übergeordneten Wasserverteilers mit den umgesetzten Maßen sowie die Positionierung der Betonelemente in den Wehrüberfallsystemen der einzelnen Unterkammern. Ein Schnitt durch den Wasserverteiler soll zudem dessen grundlegende Funktionsweise verdeutlichen. Der übergeordnete Wasserverteiler wurde im Zentrum der Siedlung Ma U neben der dortigen Grundschule errichtet. Abbildung 7.13 zeigt die Lage des Wasserverteilers in der Siedlung sowie das aus zwei Vorkammern und vier Unterkammern bestehende Mehrkammersystem. Der Wasserverteiler befindet sich hierbei noch im Bauzustand ohne Decke, wobei die Wehrüberfallsysteme ebenfalls noch nicht installiert sind.



Abbildung 7.13: Bau des übergeordneten Wasserverteilers in der Siedlung Ma U

7.5.3 Untergeordneter Wasserverteiler

Die untergeordneten Wasserverteiler befinden sich innerhalb der Versorgungsgruppen VG 3 und VG 4 und teilen das eingespeiste Wasser weiteren Versorgungsgruppen oder Versorgungseinheiten zu. Wie in Abschnitt 7.5.1 beschrieben, wird für alle untergeordneten Wasserverteiler ein Bauwerkstyp mit einheitlichen Abmessungen entworfen. Hierdurch wird ein Teil der Wasserverteiler zwar konservativ bemessen, allerdings vereinfacht sich das gesamte Wasserverteilungssystem hinsichtlich Planung, Umsetzung und Betrieb.

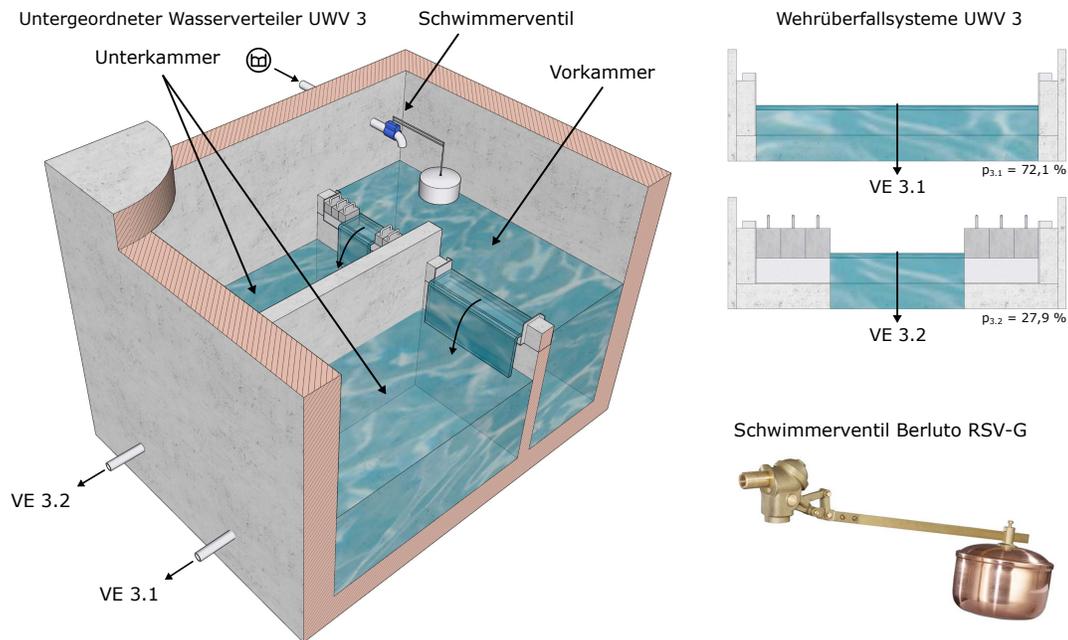


Abbildung 7.14: Entwurf des untergeordneten Wasserverteilers sowie Positionierung der Betonelemente in den Wehrüberfallsystemen

Für die Bemessung maßgeblich sind daher der größte Zufluss und der größte Abfluss in bzw. aus einem untergeordneten Wasserverteiler. Gemäß den Bemessungsdurchflüssen

aus Tabelle 7.4 entstehen die größten Zu- und Abflüsse am Wasserverteiler UWV 4. Der Zufluss $Q_{WV,in}$ in den Wasserverteiler entspricht der Summe des Wasserbedarfs der Versorgungsgruppe VG 4 und beträgt $\sum Q_{dmax,4,n} = 1,65$ l/s. Der größte Abfluss $Q_{WV,out}$ aus der Unterkammer des Wasserverteilers entspricht dem Wasserbedarf der Versorgungsgruppe VG 4.1 und beträgt $\sum Q_{dmax,4.1,n} = 1,40$ l/s. Wie in Abschnitt 7.7.2 beschrieben, wurde für die zulaufende und die abgehende Rohrleitung jeweils ein Nenndurchmesser DN65 ermittelt.

Gemäß den Bemessungsansätzen aus Abschnitt 5.5.4, ergeben sich für die Vorkammer des untergeordneten Wasserverteilers bei einem Innendurchmesser von $D_i = 68,8$ mm, eine Mindesthöhe von $h_{VK} = 0,7$ m und eine Mindestbreite von $b_{VK} = 0,5$ m. Die Mindestüberdeckung der abgehenden Rohrleitung zur Verhinderung eines Lufteintrags in die Unterkammer beträgt $h_{UK,krit} = 0,1$ m. Bei der Bestimmung des fluktuierenden Volumens der Unterkammer, muss aufgrund der unterschiedlichen Betrachtungszeiträume für Versorgungseinheiten und Versorgungsgruppen, jeweils der größte Abfluss zu einer Versorgungseinheit und der größte Abfluss zu einer Versorgungsgruppe untersucht werden. Hierbei ergibt sich das insgesamt größte fluktuierende Volumen von $V_{UK,fluk} = 0,5$ m³ für Versorgungseinheit VE 3.1, bei einem Betrachtungszeitraum von $t = 15$ min und einem Abfluss von $Q_{dmax,VE3.1} = 0,53$ l/s. Die relevanten Parameter für die Bemessung des Wasserverteilers sind in Tabelle 7.8 zusammengefasst.

Tabelle 7.8: Parameter zur Bemessung des untergeordneten Wasserverteilers

Parameter	Wert
h_{VK}	0,7 m
b_{VK}	0,5 m
$V_{UK,fluk}$	0,5 m ³
$h_{UK,krit}$	0,1 m

Beim Entwurf der untergeordneten Wasserverteiler konnten die vietnamesischen Projektpartner und das ausführende Planungsbüro von einem Verzicht auf eine zusätzliche Speicherfunktion überzeugt werden. Basierend auf den in Tabelle 7.8 gelisteten Parametern konnten daher, in Abstimmung mit dem ausführenden Planungsbüro, geeignete Maße festgelegt werden. Für die Vorkammer wurde eine Breite von 0,5 m und eine Höhe zur Wehrkante von 0,8 m gewählt. Die Gesamthöhe des Wasserverteilers wurde auf 1,6 m festgesetzt. Für die Unterkammern wurde eine Breite von je 0,8 m und eine Länge von 1,3 m gewählt. Bei einer Wandbreite der Zwischenwand von 0,2 m ergibt sich so eine Länge der Vorkammer von 1,8 m. Das fluktuierende Volumen zwischen der Wehrkante und der Mindestüberdeckung der Rohrleitung in den Unterkammern beträgt somit 0,7 m³. Insgesamt ergibt sich für den untergeordneten Wasserverteiler somit eine Länge von 2,0 m, eine Breite von 1,8 m und eine Höhe von 1,6 m. Das Gesamtvolumen beträgt 5,8 m³. Die geeigneten und auch umgesetzten Maße für den untergeordneten Wasserverteiler, sind in Tabelle 7.9 zusammengefasst.

Tabelle 7.9: Geeignete und umgesetzte Maße für den untergeordneten Wasserverteiler

Maß	Vorkammer	Unterkammer	Wasserverteiler
Länge	1,8 m	1,3 m	2,0 m
Breite	0,5 m	0,8 m	1,8 m
Höhe Wehrkante	0,8 m	0,8 m	0,8 m
Höhe Decke	1,6 m	1,6 m	1,6 m
Flukt. Volumen	-	0,7 m ³	1,4 m ³
Volumen	1,4 m ³	1,7 m ³	5,8 m ³

Abbildung 7.14 zeigt den Entwurf des untergeordneten Wasserverteilers mit den umgesetzten Maßen. Zudem ist, exemplarisch für den Wasserverteiler UWV 3, die Positionierung der Betonelemente in den Wehrüberfallsystemen der beiden Unterkammern dargestellt. Um gemäß der Konzeption der angepassten Wasserverteilung, einen Rückstau von nicht benötigtem Wasser im Falle einer Bedarfsdeckung zu ermöglichen, sind alle untergeordneten Wasserverteiler mit Schwimmerventilen ausgestattet. Verwendet wird hier das sehr robuste Schwimmerventil RSV-G der Firma Berluto. Je nach Lage der Wasserverteiler und Größe des Bemessungsdurchflusses werden Schwimmerventile in den Nennweiten DN40 oder DN50 benötigt. Die Bemessung der Ventile und die Zuordnung zu den jeweiligen Wasserverteilern findet sich in Abschnitt 7.7.2.



Abbildung 7.15: Bau des untergeordneten Wasserverteilers UWV 3 oberhalb der Siedlung Dau Chua

Als exemplarisches Beispiel für die untergeordneten Wasserverteiler, zeigt Abbildung 7.15 die Umsetzung des Wasserverteilers UWV 3. Um einen ausreichend großen Versorgungsdruck zu gewährleisten, befindet sich dieser auf der Flanke eines Bergkamms, oberhalb der drei Siedlungen Dau Chua, Chung Mung und Sang Ma Sao. Innerhalb des Wasserverteilers wird das Wasser auf die zwei Unterkammern aufgeteilt und an den Wasserspeicher

WS 3.1, der Dau Chua und Chung Mung versorgt, sowie an den Wasserspeicher WS 3.2, der Sang Ma Sao versorgt, weitergeleitet.

7.5.4 Ermittlung der Wehrbreiten

Wie in Abschnitt 5.4.3 beschrieben, können die Wehrbreiten der einzelnen Wehrüberfälle eines Wasserverteilers mit Gleichung 5.1 ermittelt werden. Hierbei ergibt sich eine Wehrbreite b_n in Abhängigkeit ihres Prozentsatzes p_n , dem maximalen Prozentsatz p_{max} innerhalb des Wasserverteilers sowie der maximalen Breite b_{max} des Wehrüberfallsystems. Um eine größtmögliche Ausnutzung aller Wehrbreiten zu erlangen, werden die Wehrbreiten zunächst auf Basis des Wehrüberfalls mit dem größten Prozentsatz bestimmt, wobei dieser durch keine Betonelemente in seiner Breite reduziert wird und somit der maximalen Wehrbreite entspricht. Die praktisch einstellbaren Wehrbreiten $b_{n,prakt}$ ergeben sich allerdings nur segmentweise durch die Betonelementbreite b_B , sodass ggf. keine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den berechneten Breiten gegeben ist. In diesem Fall kann die Breite des Wehrüberfalls mit dem größten Prozentsatz, durch Betonelemente sukzessive reduziert und die Berechnung erneut durchgeführt werden, bis ein zufriedenstellendes Ergebnis erzielt wird. Nach der Positionierung der Betonelemente kann dann die reale Wehrbreite $b_{n,real}$ gemessen werden, die sich aufgrund von Ungenauigkeiten bei der Fertigung und Spalten zwischen den Elementen, leicht von der ermittelten Wehrbreite $b_{n,prakt}$ unterscheiden kann.

Tabelle 7.10: Ermittlung der Wehrbreiten für den übergeordneten Wasserverteiler ÜWV

ÜWV			
UK 1 VE 1	UK 2 VE 2	UK 3 VG 3	UK 4 VG 4
Aufteilung theoretisch			
$p_1 = 65,3 \%$ $b_1 = 94,2 \text{ cm}$	$p_2 = 3,7 \%$ $b_2 = 5,4 \text{ cm}$	$p_3 = 9,6 \%$ $b_3 = 14,0 \text{ cm}$	$p_4 = 21,4 \%$ $b_4 = 31,2 \text{ cm}$
Aufteilung praktisch			
$p_{1,prakt} = 64,2 \%$ $b_{1,prakt} = 94,2 \text{ cm}$	$p_{2,prakt} = 2,8 \%$ $b_{2,prakt} = 4,2 \text{ cm}$	$p_{3,prakt} = 9,7 \%$ $b_{3,prakt} = 14,2 \text{ cm}$	$p_{4,prakt} = 23,3 \%$ $b_{4,prakt} = 34,2 \text{ cm}$
Anzahl Betonelemente			
2	11	10	8
Aufteilung real			
$p_{1,real} = 65,8 \%$ $b_{1,real} = 93,4 \text{ cm}$	$p_{2,real} = 2,0 \%$ $b_{2,real} = 2,8 \text{ cm}$	$p_{3,real} = 9,1 \%$ $b_{3,real} = 12,9 \text{ cm}$	$p_{4,real} = 23,1 \%$ $b_{4,real} = 32,7 \text{ cm}$
Abweichung zur theoretischen Aufteilung			
$\Delta p_1 = + 0,5 \%$	$\Delta p_2 = - 1,7 \%$	$\Delta p_3 = - 0,5 \%$	$\Delta p_4 = + 1,7 \%$

Die Prozentsätze zur Ermittlung der Wehrbreiten sind in Tabelle 7.2 zusammengefasst. Das Wehrüberfallsystem des übergeordneten Wasserverteilers besitzt wie in Abbildung 7.9 dargestellt, eine maximale Wehrbreite von $b_{max} = 114,2 \text{ cm}$ und eine Betonelementbreite von $b_B = 10 \text{ cm}$. Die beste Übereinstimmung mit den praktisch einstellbaren Wehrbreiten, ergibt sich bei einer Reduktion der maximalen Wehrbreite um zwei Betonelementbreiten.

Somit ergibt sich für Unterkammer UK 1 eine Wehrbreite von $b_1 = 94,2$ cm, woraus die weiteren theoretischen Wehrbreiten $b_2 = 5,4$ cm, $b_3 = 14,0$ cm und $b_4 = 31,2$ cm resultieren. Als praktisch umsetzbare Wehrbreiten ergeben sich für Unterkammer UK 1 mit zwei Betonelementen $b_{1,prakt} = 94,2$ cm, für Unterkammer UK 2 mit elf Betonelementen $b_{2,prakt} = 4,2$ cm, für Unterkammer UK 3 mit zehn Betonelementen $b_{3,prakt} = 14,2$ cm und für Unterkammer UK 4 mit acht Betonelementen $b_{4,prakt} = 34,2$ cm. Die realen Wehrbreiten fallen aufgrund von Spalten zwischen den Betonelementen geringfügig kleiner aus und betragen $b_{1,real} = 93,4$ cm, $b_{2,real} = 2,8$ cm, $b_{3,real} = 12,9$ cm und $b_{4,real} = 32,7$ cm. Insgesamt können die theoretisch berechneten Prozentsätze also mit einer totalen Abweichung von $\Delta p_n \leq 2$ % eingestellt werden. Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle 7.10 zusammengefasst.

Das Wehrüberfallssystem der untergeordneten Wasserverteiler besitzt, wie ebenfalls in Abbildung 7.9 dargestellt, eine maximale Wehrbreite von $b_{max} = 60,7$ cm und eine Betonelementbreite von $b_B = 6$ cm. Exemplarisch für alle untergeordneten Wasserverteiler, soll im Folgenden die Ermittlung der Wehrbreiten für den Wasserverteiler UWV 3 beschrieben werden. Hier ergibt sich bereits ohne Reduktion der maximalen Wehrbreite die beste Übereinstimmung mit den praktisch einstellbaren Wehrbreiten. Somit ergibt sich für Unterkammer UK 1 eine Wehrbreite von $b_{3,1} = 60,7$ cm und für Unterkammer UK 2 eine Wehrbreite von $b_{3,2} = 23,7$ cm. Als praktisch umsetzbare Wehrbreite ergeben sich ohne Betonelement $b_{3,1,prakt} = 60,7$ cm und mit sechs Betonelementen $b_{3,2,prakt} = 24,7$ cm. Die realen Wehrbreiten weichen ebenfalls geringfügig ab und betragen $b_{3,1,real} = 60,9$ cm und $b_{3,2,real} = 24,4$ cm. Insgesamt können die theoretisch berechneten Prozentsätze also mit einer totalen Abweichung von $\Delta p_n \leq 1$ % eingestellt werden. Die Berechnungsergebnisse für den Wasserverteiler UWV 3 sind in Tabelle 7.11 zusammengefasst. Eine Übersicht der Wehrbreiten aller Wasserverteiler findet sich in Anhang C.

Tabelle 7.11: Ermittlung der Wehrbreiten für den untergeordneten Wasserverteiler UWV 3

UWV 3	
UK 1 VE 3.1	UK 2 VE 3.2
Aufteilung theoretisch	
$p_{3,1} = 72,1$ %	$p_{3,2} = 27,9$ %
$b_{3,1} = 60,7$ cm	$b_{3,2} = 23,5$ cm
Aufteilung praktisch	
$p_{3,1,prakt} = 71,1$ %	$p_{3,2,prakt} = 28,9$ %
$b_{3,1,prakt} = 60,7$ cm	$b_{3,2,prakt} = 24,7$ cm
Anzahl Betonelemente	
0	6
Aufteilung real	
$p_{3,1,real} = 71,4$ %	$p_{3,2,real} = 28,6$ %
$b_{3,1,real} = 60,9$ cm	$b_{3,2,real} = 24,4$ cm
Abweichung zur theoretischen Aufteilung	
$\Delta p_{3,1} = - 0,7$ %	$\Delta p_{3,2} = + 0,7$ %

Abbildung 7.16 zeigt exemplarisch die Wehrüberfallssysteme des übergeordneten Wasser-

verteilers mit den gemäß Tabelle 7.10 eingestellten, realen Wehrbreiten während der ersten Betriebsvalidierung des angepassten Wasserverteilungssystems.



Abbildung 7.16: Wehrüberfallsysteme im übergeordneten Wasserverteiler

7.6 Bemessung und Bau der Wasserspeicher und Druckunterbrecher

7.6.1 Wasserspeicher

In Versorgungseinheit VE 1 befindet sich der Wasserspeicher WS 1, der den Wasseranteil der Distrikthauptstadt Dong Van zwischenspeichert. Gemäß den in Abschnitt 4.4.1 und 4.4.2 erläuterten Speichertypen und Speicherkonzepten, ist der Wasserspeicher WS 1 als klassischer Hochbehälter ausgeführt und wird hinsichtlich seiner Anbindung an das Leitungssystem als Durchlaufbehälter betrieben. Die Bemessung eines Speichervolumens ergibt sich, wie in Abschnitt 4.4.3 erläutert, u.a. in Abhängigkeit der Systemgröße, wobei kleine, mittelgroße und große Wasserverteilungssysteme unterschieden werden. Grundsätzlich sollte das Speichervolumen ausreichen, um eine Wassermenge entsprechend des maximalen Tagesbedarfs der Versorgungseinheit zwischenspeichern. Aus wirtschaftlichen und betrieblichen Gründen, wird dieses Volumen bei mittelgroßen und großen Systemen durch die Bestimmung eines fluktuierenden Speichervolumens reduziert. Bei kleinen Systemen findet in der Regel keine Abminderung statt, sodass das Speichervolumen direkt dem maximalen Tagesbedarf entspricht. Gemäß dem durch das vietnamesische Planungsbüro definierten Tagesbedarf von $120 \text{ l}/(\text{E} \cdot \text{d})$, besitzt die Distrikthauptstadt einen Wasserbedarf von ca. 508 m^3 pro Tag und ist somit als kleines System einzuordnen. Basierend hierauf wurde für den Wasserspeicher WS 1 ein Speichervolumen von 500 m^3 festgelegt. Für das Speicherbecken, welches einen ggf. entstehenden Systemüberlauf auffängt und für die landwirtschaftliche Nutzung zwischenspeichert, wurde ein Volumen von 1.500 m^3 festgelegt. Trotz des in Dong Van festgestellten Wasserverbrauchs von $135 \text{ l}/(\text{E} \cdot \text{d})$, wurde eine Vergrößerung des Wasserspeichers, auch bei einer simultanen Verkleinerung des Speicherbeckens, durch das Planungsbüro abgelehnt.

Der Wasserspeicher WS 1-1 befindet sich neben dem Speicherbecken und besitzt ein Speichervolumen von 20 m^3 . Da er unterhalb der Siedlung Lung Lu liegt wird er als Tiefbehälter betrieben, wobei anstelle einer Wasserförderung aus dem Behälter ein händischer

Transport des Wassers stattfinden muss. Die beiden Wasserspeicher WS 1 und WS 1-1 sowie das Speicherbecken sind in Abbildung 7.17 dargestellt.



Abbildung 7.17: Lage der Wasserspeicher WS 1 und WS 1-1 sowie des Speicherbeckens in Versorgungseinheit VE 1

Analog zur Bemessung der untergeordneten Wasserverteiler, wurde für die Wasserspeicher im ländlichen Bereich der Modellregion, also in Versorgungseinheit VE 2 und in den Versorgungsgruppen VG 3 und VG 4, ebenfalls ein Bauwerk mit identischen Abmessungen entworfen. Dieses Bauwerk müsste entsprechend den Anforderungen aus Abschnitt 4.4.3 auf den größten maximalen Wasserbedarf einer Versorgungseinheit bemessen werden. Der größte Wasserbedarf ergibt sich gemäß Tabelle 7.3 in Versorgungseinheit VE 3.1 und beträgt ca. 45 m^3 pro Tag. Dennoch wurde das Speichervolumen durch das vietnamesische Planungsbüro auf 20 m^3 festgelegt. Unter Berücksichtigung des ermittelten Wasserverbrauchs von nur $20 \text{ l}/(\text{E}\cdot\text{d})$, gegenüber dem definierten Wasserbedarf von $100 \text{ l}/(\text{E}\cdot\text{d})$ für den ländlichen Bereich der Modellregion sowie einer möglichen Erweiterung des Speichervolumens durch zusätzliche Wasserspeicher in der Zukunft, kann diese Diskrepanz als vertretbar bewertet werden. Um einen Rückstau von nicht benötigtem Wasser im Falle einer Bedarfsdeckung zu ermöglichen, sind alle Wasserspeicher, identisch zu den untergeordneten Wasserverteilern, ebenfalls mit Schwimmerventilen ausgestattet. Hier wurde jedoch auf in Vietnam erhältliche Armaturen zurückgegriffen. Grundsätzlich wurde versucht alle Wasserspeicher als Hochbehälter oberhalb der Siedlungen auszuführen, um eine gravitäre Versorgung der Bewohner zu ermöglichen. Eine detaillierte Erläuterung der Lage aller Wasserverteiler und Wasserspeicher, findet sich in Abschnitt 7.7.1. Abbildung 7.18 zeigt exemplarisch den Wasserspeicher WS 3.1 oberhalb der Siedlung Dau Chua.



Abbildung 7.18: Lage des Wasserspeichers WS 3.1

7.6.2 Druckunterbrecher

Druckunterbrecher trennen das Rohrleitungsnetz und sorgen so auf einer definierten Höhe für einen vollständigen Druckabbau. Gerade in Regionen mit großen topografischen Höhenunterschieden kann hierdurch ein moderater Leitungsdruck innerhalb des Versorgungssystems eingehalten und potentiellen Wasserverlusten entgegengewirkt werden. Gegenüber einem Druckreduzierventil, dessen Druckreduzierung im Versagensfall nach z.B. unzureichender Wartung ausfällt, bietet ein Druckunterbrecher eine absolute Sicherheit. Daher sind sie gerade für die ländlichen Bereiche von Entwicklungsländern gut geeignet. In herkömmlichen, bedarfsdeckenden Systemen müssen Druckunterbrecher so ausgelegt werden, dass ein Leerlaufen des Behälters verhindert wird. Da Druckunterbrecher keine Speicherfunktion erfüllen, muss der potentielle Zulauf also stets größer als der mögliche Ablauf sein. Da in der angepassten Wasserversorgung jedoch auch eine nicht bedarfsdeckende Versorgung berücksichtigt wird, werden die Druckunterbrecher, wie in Abschnitt 5.4.2 beschrieben, entsprechend den Unterkammern eines Wasserverteilers ausgelegt. Das notwendige fluktuierende Volumen des Behälters wird also auf Basis des Bemessungsdurchflusses und einer definierten Dauer von $t = 15$ min für Versorgungseinheiten und $t = 5$ min für Versorgungsgruppen bestimmt.

Insgesamt befinden sich zwei Druckunterbrecher im geplanten Wasserverteilungssystem. In der Versorgungseinheit VE 1 befindet sich der Druckunterbrecher DU 1 zwischen dem Wasserspeicher WS 1 und der Distrikthauptstadt Dong Van. Der Behälter befindet sich hierbei 50 m oberhalb des Tiefpunktes von Dong Van, sodass ein maximaler Systemdruck von 5 bar nicht überschritten werden kann. Da sich der Druckunterbrecher hinter dem Wasserspeicher befindet, wird der Systemabschnitt auf den maximalen Stundenbedarf bemessen. Gemäß Tabelle 7.4 beträgt der Bemessungsabfluss $Q_{hmax,VE1} = 26,1$ l/s. Hieraus ergibt sich ein notwendiges Volumen von $23,5$ m³. Um den Aufwand für Planung und Bau des Druckunterbrechers zu minimieren, wurden in Absprache mit dem vietnamesischen Planungsbüro dieselben Maße wie für die dezentralen Wasserspeicher verwendet, sodass sich ein Behältervolumen von 20 m³ ergibt. Um einen Rückstau von nicht benötigtem Wasser bzw. ein Überlaufen des Behälters zu verhindern, ist der Druckunterbrecher,

identisch zu den untergeordneten Wasserverteilern und den Wasserspeichern, mit einem Schwimmerventil ausgestattet. Aufgrund des vergleichsweise hohen Bemessungsdurchflusses wurde das besonders hochwertige und robuste Schwimmerventil SV der Firma Erhard gewählt. Dessen Schlitzbuchsensatz innerhalb des Ventils ist äußerst widerstandsfähig gegen Hydroabrasions- und Kavitationsschäden und kann im Schadensfall leicht ausgetauscht werden. Innerhalb des Behälters wurde eine Prallwand zwischen dem Einlaufstutzen des Ventils und dem eigentlichen Schwimmkörper installiert, um für eine zusätzliche Beruhigung des Wasserspiegels zu sorgen. Abbildung 7.19 zeigt den Druckunterbrecher oberhalb der Distrikthauptstadt Dong Van, kurz vor Fertigstellung der Bauarbeiten.



Abbildung 7.19: Druckunterbrecher DU 1 oberhalb der Distrikthauptstadt Dong Van

Der Druckunterbrecher DU 4.2 befindet sich zwischen dem Wasserverteiler UWV 4 und dem Wasserspeicher WS 4.2 und liegt somit noch innerhalb der Zubringerleitungen. Daher muss er auf den maximalen Tagesbedarf resp., gemäß Tabelle 7.4, auf den Bemessungsdurchfluss $Q_{dmax,VE4.2} = 0,25$ l/s ausgelegt werden. Hieraus ergibt sich ein notwendiges Volumen von $0,3$ m³. Aus konstruktiven Gründen wurde sich jedoch auf ein Behältervolumen von $1,5$ m³ geeinigt.

7.7 Bemessung und Bau des Leitungssystems

7.7.1 Lage der Wasserverteiler, Wasserspeicher und Druckunterbrecher

Um eine gravitäre Weiterleitung des Wassers vom übergeordneten Wasserverteiler zu den einzelnen Versorgungseinheiten zu etablieren, müssen sich die untergeordneten Wasserverteiler, wie in Abschnitt 5.5.2 beschrieben, aufgrund des Druckabbaus in den Behältern auf sukzessive abfallenden Höhenlagen befinden. Die Höhenlagen der Wasserspeicher können hingegen unterschiedlich ausgeprägt sein. Dies hat zur Folge, dass sich die Wasserverteiler zur Haltung einer bestimmten Höhenlage, je nach topografischen Randbedingungen,

nicht in unmittelbarer Nähe der Versorgungseinheiten befinden müssen. Der relative Höhenunterschied zwischen zwei Behältern, stellt hierbei immer die verfügbare Druckhöhe zur Ausprägung der Fließbewegung in der Rohrleitung dar und nimmt somit, neben der Leitungslänge, einen essenziellen Einfluss auf die Bemessung des Leitungssystems. Daher sollten die Höhenlagen der verschiedenen Behälter so gewählt werden, dass sich insgesamt eine wirtschaftliche Bemessung mit möglichst geringen Rohrdurchmessern ergibt. Die Leitungslängen der einzelnen Leitungsabschnitte zwischen den Behältern sind in Tabelle 7.13 zusammengefasst.

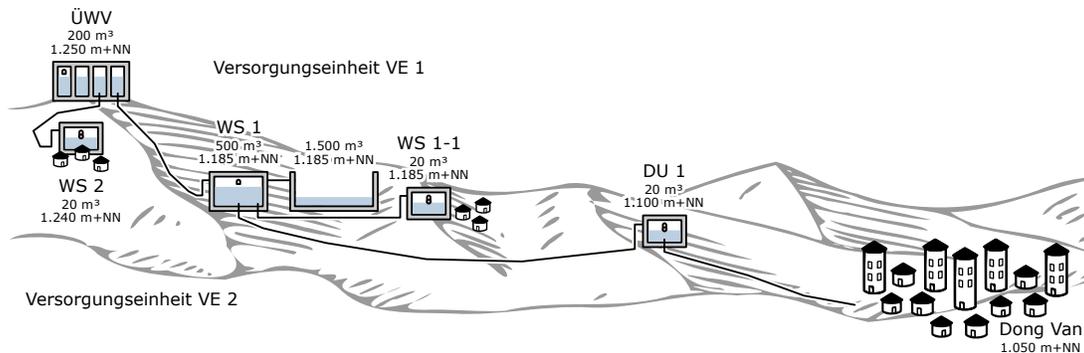


Abbildung 7.20: Versorgungseinheit VE 1 und VE 2 im schematischen Höhenprofil in Vorderansicht

Die Höhenlagen der Behälter aus Versorgungseinheit VE 1 und VE 2 sind schematisch in Abbildung 7.20 dargestellt. Da die Versorgungseinheiten direkt aus dem übergeordneten Wasserverteiler gespeist werden, finden sich hier keine untergeordneten Wasserverteiler. Der übergeordnete Wasserverteiler befindet sich auf einer Höhe von 1.250 m+NN und definiert damit den Energiehorizont des gesamten Wasserverteilungssystems. Die Wasserspeicher WS 1 und WS 1-1 sowie das Speicherbecken befinden sich 65 m unterhalb des übergeordneten Wasserverteilers, auf einer Höhe von 1.185 m+NN. Aufgrund der Größe der Behälter konnte der Standort nicht frei gewählt werden, sondern wurde entsprechend der verfügbaren Bauflächen durch die Provinzregierung vorgegeben. Die Siedlung Lung Lu befindet sich in einiger Entfernung, auf einer Höhe von 1.200 m+NN, sodass das in Wasserspeicher WS 1-1 zwischengespeicherte Wasser abschließend über eine Strecke von ca. 700 m und eine Höhe von 15 m zu den Haushalten transportiert werden muss. Der Druckunterbrecher DU 1 befindet sich 50 m oberhalb des Tiefpunktes der Distrikthauptstadt auf einer Höhe von 1.100 m+NN. Somit kann im bestehenden und z.T. sehr maroden Leitungssystem von Dong Van, ein maximaler Systemdruck von 5 bar nicht überschritten werden. Es ergibt sich also eine Höhendifferenz zwischen Wasserspeicher und Druckunterbrecher von 85 m. Innerhalb des bestehenden Leitungssystems wurde, als Teil eines adaptiven Druckmanagementkonzepts, zusätzlich eine Druckregelung mittels Druckreduzierventil installiert. Das Ventil unterteilt das Leitungsnetz hierbei in eine geodätisch bestimmte und in eine adaptive Druckzone mit regelbarem Versorgungsdruck. In der adaptiven Druckzone können durch eine variable Reduzierung des Versorgungsdrucks so z.B. längere Versorgungsperioden und eine gleichmäßigere Verteilung des Wassers umgesetzt werden. Weitere Informationen zur Anbindung des bestehenden Leitungsnetzes finden sich in Oberle u. a. (2018) und Oberle u. a. (2017).

Im Zentrum der Siedlung Ma U befindet sich der Wasserspeicher WS 2, mit einer Höhendifferenz von 10 m zum übergeordneten Wasserverteiler, auf einer Höhe von 1.240 m+NN. Da ein Teil der Bevölkerung oberhalb des Wasserspeichers lebt, kann hier nur eine teilweise gravitäre Versorgung der Haushalte umgesetzt werden.

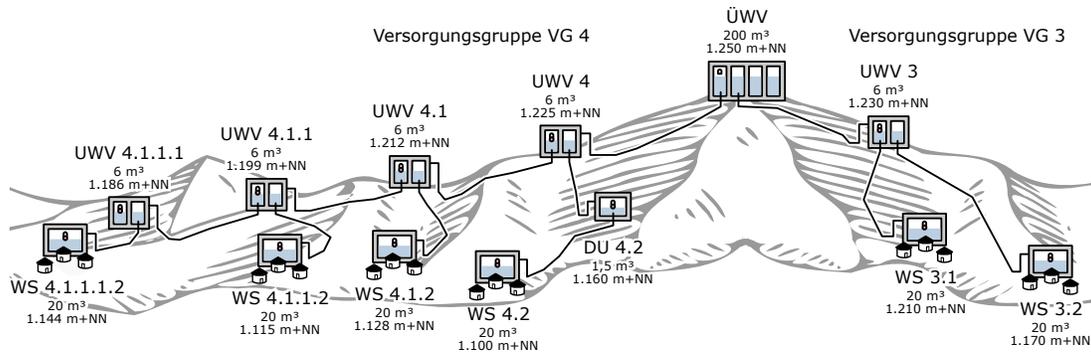


Abbildung 7.21: Versorgungsgruppen VG 3 und VG 4 im schematischen Höhenprofil in Vorderansicht

Die Höhenlagen der Behälter aus Versorgungsgruppe VG 3 und VG 4 sind schematisch in Abbildung 7.21 dargestellt. In Versorgungsgruppe VG 3 befinden sich ein untergeordneter Wasserverteiler und zwei Wasserspeicher. Von deutscher Seite war ursprünglich die Anbindung der drei Siedlungen Dau Chua, Chung Mung und Sang Ma Sao über drei einzelne Wasserspeicher sowie eine gravitäre Versorgung aller Haushalte vorgesehen. Hieraus ergab sich eine relativ hohe Lage des Wasserverteilers UWV 3. Die vietnamesische Planung sieht jedoch nur zwei Wasserspeicher zur Versorgung der drei Siedlungen vor, wobei nur der Wasserspeicher WS 3.1 eine gravitäre Versorgung der Haushalte zulässt. Der Wasserspeicher WS 3.2 wurde hingegen unterhalb der eigentlichen Siedlung errichtet. Die aus der deutschen Planung resultierende Höhenlage des Wasserverteilers wurde jedoch übernommen, sodass sich der Wasserverteiler UWV 3, mit einer Höhendifferenz von 20 m zum übergeordneten Wasserverteiler, auf einer Höhe von 1.230 m+NN befindet. Der Wasserspeicher WS 3.1 befindet sich 20 m tiefer auf einer Höhe von 1.210 m+NN. Der Wasserspeicher WS 3.2 befindet sich 60 m tiefer auf einer Höhe von 1.170 m+NN. Gemäß den Lagen der Wasserspeicher, hätte der Wasserverteiler also auch tiefer errichtet und somit eine wirtschaftlichere Bemessung des Leitungsabschnitts zum übergeordneten Wasserverteiler erreicht werden können.

In Versorgungsgruppe VG 4 befinden sich vier untergeordnete Wasserverteiler, ein Druckunterbrecher und vier Wasserspeicher. Aufgrund der topografischen Ausprägung des Versorgungsgebietes, nehmen die Höhenlagen der Siedlungen entlang des Leitungssystems zu. Daher besitzt der Wasserspeicher WS 4.1.1.1.2 mit 1.144 m+NN die höchste Höhenlage aller Wasserspeicher. Um die Anbindung weiterer Siedlungen in diesem Versorgungsgebiet in der Zukunft zu ermöglichen, wurde für den Wasserverteiler UWV 4.1.1.1 eine notwendige Höhe von 1.186 m+NN bestimmt. Auf Basis dieser Höhe ergeben sich, in Abhängigkeit der Leitungslängen und Bemessungsdurchflüsse, die Höhenlagen der übrigen Wasserverteiler. Zwischen den Wasserverteilern UWV 4.1.1.1, UWV 4.1.1, UWV 4.1 und UWV 4 wurde jeweils eine Höhendifferenz von 13 m bestimmt. Aufgrund der verhältnismäßig langen Leitung zwischen dem Wasserverteiler UWV 4 und dem übergeordneten

Wasserverteiler ÜWV, wurde hier eine Höhendifferenz von 25 m gewählt. Der Wasserspeicher WS 4.2 befindet sich 125 m unterhalb des dazugehörigen Wasserverteilers. Zur Reduktion des Leitungsdrucks befindet sich daher der Druckunterbrecher DU 4.2 auf etwa der Hälfte des Höhenunterschieds. Hierbei ist der Höhenunterschied zwischen Wasserverteiler und Druckunterbrecher um 5 m erhöht, sodass der Zulauf in den Behälter den Abfluss aus den Behälter stets übersteigt und eine hydraulisch bedingte Entleerung bei einer bedarfsdeckenden Versorgung verhindert wird. Die Wasserspeicher WS 4.1.2 und WS 4.1.1.2 befinden sich beide 84 m unterhalb ihrer Wasserverteiler. Der Wasserspeicher WS 4.1.1.1.2 befindet sich 42 m unterhalb seines Wasserverteilers. In diese Wasserspeicher kann aufgrund des moderaten Leitungsdrucks ohne zusätzliche Druckunterbrecher eingespeist werden.

7.7.2 Hydraulische Bemessung der Rohrleitungen

Da die zu bemessenen Rohrleitungen stets zwei offene Behälter mit atmosphärischem Druck verbinden, ergibt sich der Durchfluss im verbindenden Leitungsabschnitt in Abhängigkeit der Druckhöhe resp. des Höhenunterschieds ΔH der Behälter, der Länge L des Leitungsabschnitts, des Rohrlinnendurchmessers D_i sowie der kontinuierlichen und lokalen Energieverluste. Zu den lokalen Energieverlusten tragen u.a. auch die Schwimmerventile bei, die sich an den Enden der meisten Leitungsabschnitte befinden und so einen Rückstau des Wassers ermöglichen. Da die Durchflusskoeffizienten K_{vs} der verwendeten Schwimmerventile der Herstellerfirmen Erhard und Berluto bekannt sind, können in Abhängigkeit der Ventilinnendurchmesser $D_{i,SV}$, wie in Abschnitt 5.5.3 beschrieben, äquivalente Verlustbeiwerte ζ_{SV} bestimmt werden. Da die Durchflusskoeffizienten der vietnamesischen Schwimmerventile nicht bekannt sind, werden hier vereinfacht die Angaben der deutschen Ventile verwendet. Die gemäß Gleichung 5.13 berechneten Verlustbeiwerte der verwendeten Schwimmerventile mit den jeweiligen Nenndurchmessern DN_{SV} , sind in Tabelle 7.12 zusammengefasst.

Tabelle 7.12: Äquivalente Verlustbeiwerte der Schwimmerventile

Schwimmerventil	DN_{SV}	K_{vs} [m ³ /h]	$D_{i,SV}$ [mm]	ζ_{SV}
Erhard SV	100	137	105,3	9,3
Berluto RSV-G	50	18	50,8	31,2
Berluto RSV-G	40	16	44,5	22,9
Berluto RSV-G	25	7,5	31,8	27,3
Vietnam	25	7,5	31,8	27,3

Unter Berücksichtigung der Verlustbeiwerte der Schwimmerventile, können die Rohrleitungen auf die in Tabelle 7.4 gelisteten Bemessungsdurchflüsse Q_{Bem} der einzelnen Leitungsabschnitte ausgelegt werden. Gemäß den vietnamesischen Bemessungsgrundlagen, wurde für die Berücksichtigung der kontinuierlichen Energieverluste eine integrale Rauheit von $k_s = 1,0$ mm angesetzt. Während nach DVGW GW 303-1 (2006) für Haupt- und Versorgungsleitungen mit weitgehend gestreckter Leitungsführung, eine integrale Rauheit von $k_s = 0,4$ mm empfohlen wird, entspricht dies, insbesondere im Hinblick auf potentielle Verkrustungen und ggf. unzureichende Wartungen, einer vertretbaren Bemessungsgrundlage. Basierend auf den hydraulischen Randbedingungen, kann mit Gleichung 5.12 also

der erforderliche Innendurchmesser $D_{i,erf}$, zur Einstellung des Bemessungsdurchflusses bestimmt werden. Die Auslegung der Leitung erfolgt dann entsprechend der verfügbaren Nenndurchmesser DN resp. deren tatsächlichen Innendurchmessern D_i . Tabelle 7.13 fasst die Leitungsabschnitte mit ihren jeweiligen Längen L , den verfügbaren Druckhöhen ΔH und dem dazugehörigen Bemessungsdurchfluss Q_{Bem} zusammen. Weiter sind die berechneten erforderlichen Innendurchmesser $D_{i,erf}$, die gewählten Innendurchmesser D_i resp. die Nenndurchmesser DN sowie die Nenndurchmesser DN_{SV} der verwendeten Schwimmerventile gelistet.

Tabelle 7.13: Auslegung der Leitungsabschnitte auf die erforderlichen Nennweiten

Leitungsabschnitt	L [m]	ΔH [m]	Q_{Bem} [l/s]	$D_{i,erf}$ [mm]	D_i [mm]	DN	DN_{SV}
Versorgungseinheit VE 1							
ÜWV - WS 1	1.222	65	20,00	117,8	130,0	125	-
WS 1 - DU 1	470	85	26,11	104,5	130,0	125	100
Versorgungseinheit VE 2							
ÜWV - WS 2	38	10	0,28	18,6	27,2	25	25
Versorgungsgruppe VG 3							
ÜWV - UWV 3	1.312	20	0,74	43,8	53,0	50	40
UWV 3 - WS 3.1	95	20	0,53	24,2	27,2	25	25
UWV 3 - WS 3.2	1.149	60	0,21	21,9	27,2	25	25
Versorgungsgruppe VG 4							
ÜWV - UWV 4	1.910	25	1,65	60,7	68,8	65	50
UWV 4 - UWV 4.1	794	13	1,40	55,0	68,8	65	50
UWV 4.1 - UWV 4.1.1	1.526	13	0,89	52,4	68,8	65	50
UWV 4.1.1 - UWV 4.1.1.1	1.130	13	0,47	39,1	53,0	50	50
UWV 4 - DU 4.2	173	65	0,25	16,3	27,2	25	25
DU 4.2 - WS 4.2	632	60	0,25	20,9	27,2	25	25
UWV 4.1 - WS 4.1.2	233	84	0,51	21,2	27,2	25	25
UWV 4.1.1 - WS 4.1.1.2	416	84	0,42	22,1	27,2	25	25
UWV 4.1.1.1 - WS 4.1.1.1.2	101	42	0,47	20,4	27,2	25	25

Der Leitungsstrang, der die Distrikthauptstadt Dong Van mit Wasser versorgt, wird durchweg mit einem Nenndurchmesser DN125 ausgeführt. Um ein möglichst großes Hubspektrum des Schwimmerventils im Druckunterbrecher DU 1 auszunutzen, wurde für das Ventil, basierend auf dem Bemessungsdurchfluss, ein Nenndurchmesser $DN_{SV}100$ gewählt. Im ländlichen Bereich wurde für die Anbindung der Wasserspeicher, aus konstruktiven Gründen, grundsätzlich ein Nenndurchmesser DN25 gewählt, obwohl gemäß der Bemessung z.T. auch Leitungen mit geringeren Durchmessern eingesetzt werden könnten. Die Schwimmerventile der Wasserspeicher sind ebenfalls mit einem Nenndurchmesser $DN_{SV}25$ ausgeführt. In Versorgungsgruppe VG 3 wird das Wasser in einer Leitung mit Nenndurchmesser DN50 zum untergeordneten Wasserverteiler geleitet. Das Schwimmerventil in diesem Abschnitt besitzt einen Nenndurchmesser $DN_{SV}40$. In Versorgungsgruppe VG 4 werden die untergeordneten Wasserverteiler durch eine Leitung mit Nenndurchmesser DN65 verbunden, die sich im letzten Systemabschnitt auf einen Nenndurchmesser DN50 ver-

jüngt. Alle Schwimmerventile in diesem Leitungsstrang besitzen einen Nenndurchmesser $DN_{SV}50$. Weiter ergibt sich für diesen Leitungsstrang durch die entsprechend der Normung gewählten Innendurchmesser, insgesamt eine hydraulische Reserve von 40 %. Sollten in der Zukunft also weitere Siedlungen angeschlossen werden, kann hierfür bis zu 40 % mehr Wasser transportiert werden.

7.7.3 Leitungsverläufe und Selbstentlüftung

Aufgrund der limitierten und ggf. nicht bedarfsdeckenden Systemeinspeisung, muss je nach Dargebots- und Bedarfssituation, eine Entleerung, Befüllung oder Teilbefüllung des Rohrleitungssystems in Kauf genommen werden. Gegenüber einem herkömmlich betriebenen Verteilungssystem ergeben sich daher zusätzliche Bemessungsgrundsätze und Anforderungen an das Leitungsnetz. Wie in Abschnitt 5.5.5 erläutert, ist hierbei das Höhenprofil des Leitungsverlaufs maßgeblich für einen sachgemäßen Betrieb des Systems verantwortlich. Zur Vermeidung von Lufteinschlüssen, Zweiphasenströmungen und dynamischen Wasserspiegelschwankungen, sollte möglichst ein zu Beginn kontinuierlich fallender Leitungsverlauf mit ausgeprägtem Tiefpunkt oder ein kontinuierlich fallender Leitungsverlauf ohne Tiefpunkt gewählt werden. Diese Leitungsverläufe ermöglichen eine eigenständige Entlüftung und eine gleichmäßige Befüllung der Leitung. Bei einem ausgeprägten Tiefpunkt bleibt zusätzlich ein Teil der Leitung stets mit Wasser gefüllt und die Interaktion der Wasser- und Luftphase reduziert sich auf einen kürzeren Leitungsabschnitt. Leitungsverläufe mit mehreren Hoch- und Tiefpunkten sollten aufgrund der Gefahr von Lufteinschlüssen und der damit einhergehenden Reduktion des Durchflusses sowie dem potentiellen Auftreten von Druckschwankungen vermieden werden. Ein steiler Abfall zu Beginn der Leitungen sorgt zusätzlich für einen höheren Abfluss bei abrupter Füllung der Behälter und somit für eine größere Sicherheit gegenüber eines Behälterüberlaufs und für eine schnellere Füllung des Leitungssystems resp. einen besseren Luftaustrag.

Aufgrund der für Karstgebiete typischen Topografie der Modellregion, mit vielen lokal ausgeprägten Höhenunterschieden, konnten für fast alle Leitungsstränge Trassierungen mit Höhenprofilen gemäß den in Abschnitt 5.5.5 erläuterten Anforderungen gefunden und umgesetzt werden. Alle untergeordneten Wasserverteiler wurden, zur Haltung der Höhenlage, in den Flanken der Bergkämme weit oberhalb der eigentlichen Siedlungen errichtet. Somit ergeben sich zwischen den Wasserverteilern, Leitungsverläufe mit einem starken Abfall bzw. Anstieg an den Leitungsenden und einem weit ausgeprägten Tiefpunkt in der Leitungsmitte. Dies gilt insbesondere für die Leitungsabschnitte zwischen den Wasserverteilern UWV 4, UWV 4.1, UWV 4.1.1 und UWV 4.1.1.1, zwischen denen sich jeweils nur eine Höhendifferenz von 13 m befindet. Aufgrund der vergleichsweise großen Leitungslängen zwischen den Wasserverteilern von bis zu 1.500 m, gehören hier zwischen 97 % und 99 % der Leitung zum ausgeprägten Tiefpunkt und sind somit stetig mit Wasser gefüllt. Da die Leitungen vom übergeordneten Wasserverteiler aus etwas moderater abfallen, fällt der Anteil des stetig mit Wasser gefüllten Leitungsabschnitts in den Leitungen zu den Wasserverteilern UWV 3 und UWV 4 etwas geringer aus. Der Anteil beträgt hier zwischen 65 % und 83 %. Tabelle 7.14 fasst die Leitungsstränge mit ausgeprägtem Tiefpunkt mit den Leitungslängen L sowie den stetig mit Wasser gefüllten Leitungsabschnitten ΔL_W bzw. deren Anteil an der Gesamtlänge zusammen.

Tabelle 7.14: Anteil des mit Wasser gefüllten Abschnitts bei Leitungen mit ausgeprägtem Tiefpunkt

Leistungsabschnitt	L [m]	ΔL_W [m]	Anteil [%]
ÜWV - UWV 3	1.312	853	65
ÜWV - UWV 4	1.910	1.585	83
UWV 4 - UWV 4.1	794	770	97
UWV 4.1 - UWV 4.1.1	1.526	1510	99
UWV 4.1.1 - UWV 4.1.1.1	1.130	1107	98

Als exemplarisches Beispiel ist in Abbildung 7.22 das Höhenprofil des Leitungsstrangs zwischen den Wasserverteilern ÜWV und UWV 3 dargestellt. Direkt am übergeordneten Wasserverteiler fällt die Leitung stark ab und sorgt so für eine schnelle Zunahme des Durchflusses bei der Füllung der Leitung. Anschließend fällt die Leitung über ca. 700 m moderat ab, bis sie eine topografisch bedingte Senke durchläuft. Nach ca. 1.220 m erreicht die Leitung die Siedlung Dau Chua und steigt dann vergleichsweise steil, entlang der Flanke des Bergkamms, auf eine Höhe von 1.230 m+NN. Bis zur selben Höhenkote auf der gegenüberliegenden Seite der Senke, bildet sich also ein ausgeprägter Tiefpunkt aus. Entsprechend des Leitungsverlaufs sind ca. 65 % der Leitung stets mit Wasser gefüllt, während sich in den restlichen 35 %, je nach Abflussbedingungen, ein variabler Füllstand einstellt.

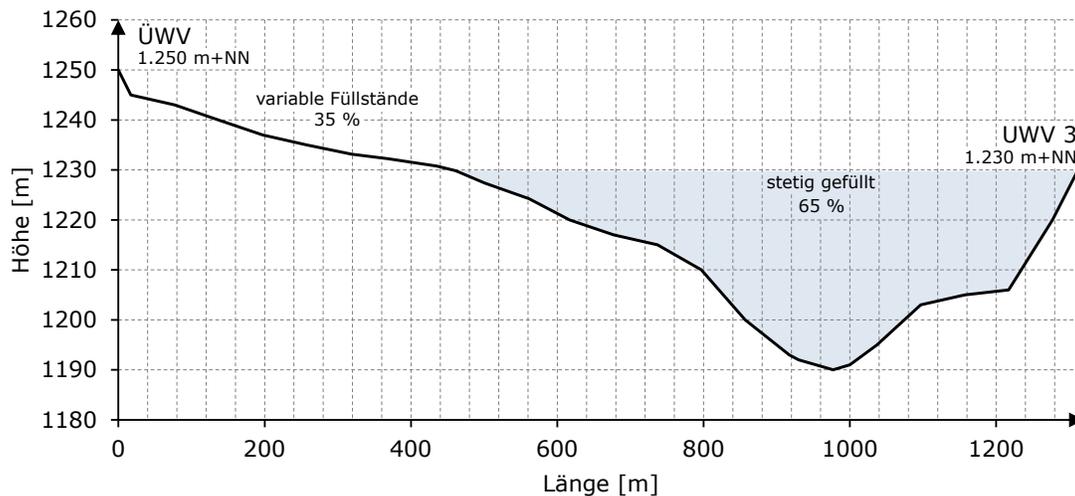


Abbildung 7.22: Höhenprofil des Leitungsstrangs zwischen den Wasserverteilern ÜWV und UWV 3

Da sich die Siedlungen alle weit unterhalb der Wasserverteiler befinden, ergeben sich für die Leitungsstränge zwischen den Wasserverteilern, den Druckunterbrechern und den Wasserspeichern durchweg kontinuierlich fallende Leitungsverläufe, die sich ebenfalls gut für einen Betrieb mit variabler Systemeinspeisung eignen. Die einzige Ausnahme stellt hier die Leitung zwischen dem übergeordneten Wasserverteiler ÜWV und dem Wasserspeicher WS 1 dar. Hier konnte eine geeignete Trasse aufgrund von Schwierigkeiten beim Erwerb des benötigten Baulands nicht umgesetzt werden, sodass sich ein Leitungsverlauf mit vielen lokal ausgeprägten Hoch- und Tiefpunkten ergeben hat. Das Höhenprofil die-

ser Leitung sowie die nach einer Entleerung stets mit Wasser gefüllten Bereiche sind in Abbildung 7.23 dargestellt.

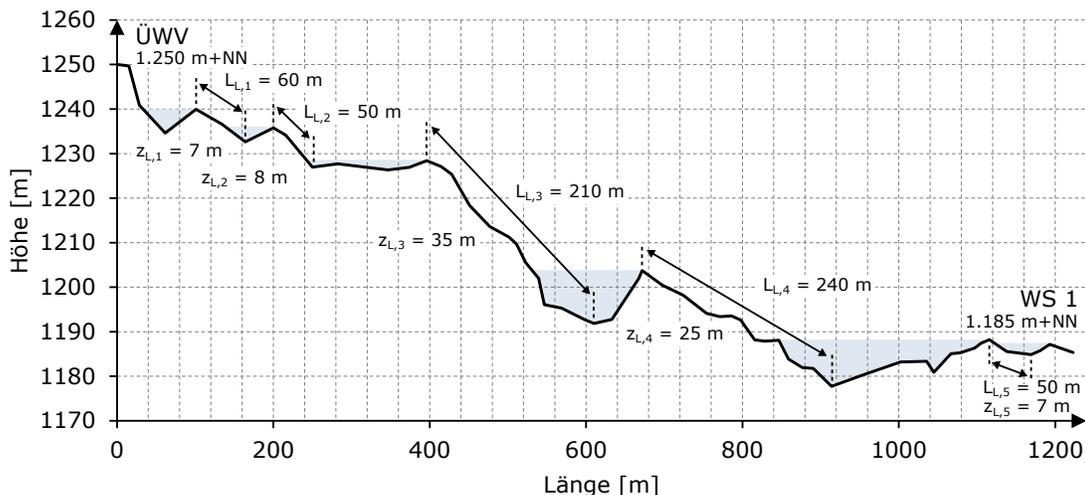


Abbildung 7.23: Höhenprofil des Leitungsstrangs zwischen dem Wasserverteiler ÜWV und dem Wasserspeicher WS 1

Da bei einem Leitungsprofil mit mehreren Hoch- und Tiefpunkten nicht ohne weiteres von einer Entlüftung der Leitung ausgegangen werden kann, müssen die hydraulischen Fließverhältnisse sowie die Selbstentlüftung der Leitung, gemäß der in den Abschnitten 2.4.5, 2.4.6 und 2.4.7 beschriebenen Vorgehensweise überprüft werden. Bei der Befüllung einer leeren Leitung, bildet sich zunächst in allen abwärts geneigten Leitungsabschnitten nach einem lokalen Hochpunkt ein Lufteinschluss. Daher sind die Längen $L_{L,i}$ und die Höhen $z_{L,i}$ dieser Abschnitte ebenfalls in Abbildung 7.23 dargestellt. Gemäß Gleichung 2.60 kann dann die Stillstandsgeschwindigkeit $v_{S,i}$, die für einen Austrag der Lufteinschlüsse mindestens benötigt wird, für alle abwärts geneigten Rohrleitungsabschnitte berechnet werden. Die Stillstandsgeschwindigkeiten der insgesamt fünf relevanten Abschnitte sind in Tabelle 7.15 zusammengefasst.

Tabelle 7.15: Stillstandsgeschwindigkeit in den abwärts geneigten Leitungsabschnitten

$v_{S,i}$ [m/s]
$v_{S,1} = 0,96$
$v_{S,2} = 0,93$
$v_{S,3} = 0,98$
$v_{S,4} = 0,97$
$v_{S,5} = 0,94$

Zur Überprüfung ob eine Selbstentlüftung überhaupt möglich ist, muss zunächst die Fließgeschwindigkeit v_m bei Vollfüllung der Leitung gemäß Gleichung 2.51 berechnet werden. Diese beträgt bei den gegebenen hydraulischen Randbedingungen $v_m = 2,24$ m/s, sodass grundsätzlich die Möglichkeit einer Selbstentlüftung gegeben ist. Als erster vereinfachter Berechnungsschritt wird nun die Kompressibilität der Luft vernachlässigt und alle abwärts geneigten Leitungsabschnitte werden als gänzlich mit Luft gefüllt betrachtet.

Hierbei verringert sich die, durch den Höhenunterschied der beiden Behälter bestimmte, hydrostatische Druckhöhe um die Summe aller Höhen $\sum z_{L,i}$ der Lufteinschlüsse. Die daraus resultierende verringerte Fließgeschwindigkeit $v_{m,L}$ kann gemäß Gleichung 2.52 berechnet werden. Die Summe aller Höhen der Lufteinschlüsse beträgt jedoch $\sum z_{L,i} = 82$ m und ist somit größer als die verfügbare Druckhöhe von 65 m. Daher kommt es bei Vernachlässigung der Kompressibilität, rechnerisch zu einer vollständigen Verhinderung des Durchflusses.

Bei Berücksichtigung der Kompressibilität verkleinern sich die Lufteinschlüsse und somit auch deren Höhen, sodass ggf. eine für die Selbstentlüftung ausreichend große Fließgeschwindigkeit nachgewiesen werden kann. Hierfür ist entsprechend den Gleichungen 2.46 bis 2.50, eine sukzessive Berechnung jedes einzelnen Lufteinschlusses, beginnend am Ende der Leitung, notwendig. Auf Basis des Druckes $p_{L,i}$ in einem Lufteinschluss, kann so die Abnahme der Höhe $\Delta z_{L,i}$ sowie die daraus resultierende Höhe $z_{L,i,comp}$ und Länge $L_{L,i,comp}$ des Lufteinschlusses unter Berücksichtigung der Kompressibilität berechnet werden. Die Ergebnisse dieser Berechnung sind für die Lufteinschlüsse in den fünf Leitungsabschnitten in Tabelle 7.16 zusammengetragen.

Tabelle 7.16: Geometrische Änderung der Lufteinschlüsse unter Berücksichtigung der Kompressibilität

$L_{L,i}$ [m]	$z_{L,i}$ [m]	$p_{L,i}$ [m]	$\Delta z_{L,i}$ [m]	$z_{L,i,comp}$ [m]	$L_{L,i,comp}$ [m]
$L_{L,5} = 50$	$z_{L,5} = 7$	$p_{L,5} = 1,9$	$\Delta z_{L,5} = 1,1$	$z_{L,5,comp} = 5,9$	$L_{L,5,comp} = 42,1$
$L_{L,4} = 240$	$z_{L,4} = 25$	$p_{L,4} = 4,3$	$\Delta z_{L,4} = 7,6$	$z_{L,4,comp} = 17,4$	$L_{L,4,comp} = 167,5$
$L_{L,3} = 210$	$z_{L,3} = 35$	$p_{L,3} = 4,9$	$\Delta z_{L,3} = 11,5$	$z_{L,3,comp} = 23,5$	$L_{L,3,comp} = 141,2$
$L_{L,2} = 50$	$z_{L,2} = 8$	$p_{L,2} = 4,4$	$\Delta z_{L,2} = 2,5$	$z_{L,2,comp} = 5,6$	$L_{L,2,comp} = 34,7$
$L_{L,1} = 60$	$z_{L,1} = 7$	$p_{L,1} = 5,8$	$\Delta z_{L,1} = 2,6$	$z_{L,1,comp} = 4,4$	$L_{L,1,comp} = 37,9$

Unter Berücksichtigung der Kompressibilität, ergibt sich somit eine Summe aller Höhen der Lufteinschlüsse von $\sum z_{L,i,comp} = 56,8$ m resp. eine effektive Druckhöhe von 8,2 m. Die benetzte Leitungslänge reduziert sich um die Summe aller Längen der Lufteinschlüsse von $\sum L_{L,i,comp} = 423,5$ m, sodass sich eine effektive Leitungslänge von 798,5 m ergibt. Gemäß Gleichung 2.52, ergibt sich mit diesen hydraulischen Randbedingungen eine verringerte Fließgeschwindigkeit von $v_{m,L} = 0,97$ m/s. Entsprechend der Stillstandsgeschwindigkeiten aus Tabelle 7.15, werden demnach die Lufteinschlüsse im fünften und vierten Abschnitten ausgetragen. Hierdurch ergibt sich eine erneute Zunahme der effektiven Druckhöhe zu 33,5 m und der effektiven Leitungslänge zu 1.008,2 m, sodass sich die verringerte Fließgeschwindigkeit auf $v_{m,L} = 1,76$ m/s erhöht. Somit werden alle restlichen Lufteinschlüsse ebenfalls ausgetragen und die Selbstentlüftung der Leitung ist rechnerisch nachgewiesen. Die einzelnen Berechnungsschritte des Nachweises der Selbstentlüftung sind detailliert in Anhang D ausgeführt.

Hinsichtlich potentieller Ungenauigkeiten bei der Erhebung des Höhenprofils sowie des relativ knappen Nachweises, empfiehlt sich dennoch die Installation eines Be- und Entlüftungsventils. Der optimale Standort wäre hier am lokalen Hochpunkt nach einer Leitungslänge von etwa 400 m, da hier der Lufteinschluss des dritten Abschnittes mit der größten Höhe von $z_{L,3} = 35$ m ausgetragen wird. Nach der Erstinbetriebnahme der Leitung bleiben die Senken nach einer Entleerung, wie in Abbildung 7.23 dargestellt, mit Was-

ser gefüllt, wodurch sich die mit Luft gefüllten Bereiche verkürzen und somit eigentlich ein höherer Durchfluss zum Austragen der Lufteinschlüsse entsteht. Konservativ betrachtet sollte dieser Fall in der Bemessung jedoch nicht berücksichtigt werden, da sich die Senken nach längeren Stillstandszeiten, z.B. durch Leckagen oder Verdunstungsprozesse trotzdem entleeren können. Abbildung 7.24 zeigt die Rohrleitung im Bereich der Senke zwischen den abwärts geneigten Abschnitten 3 und 4, nach einer Leitungslänge von ca. 600 m. Die Leitung befindet sich hierbei noch im Bauzustand kurz vor der Herstellung einer Verankerung durch Fundamente.



Abbildung 7.24: Rohrleitung zwischen übergeordnetem Wasserverteiler und Wasserspeicher WS 1 mit vielen lokal ausgeprägten Hoch- und Tiefpunkten

7.8 Validierung des angepassten Wasserverteilungssystems

7.8.1 Deckung des Wasserbedarfs

Das angepasste Wasserverteilungssystem wurde entwickelt, um eine möglichst gerechte Verteilung des verfügbaren Wasserdargebots, bei einer nicht bedarfsdeckenden Versorgungssituation zu ermöglichen. Daher eignet es sich insbesondere für die Verteilung von Wasser aus stark schwankenden oder limitierten Wasserressourcen. Typische Beispiele hierfür wären z.B. natürliche Quellen oder Oberflächengewässer in Karstregionen. Die Einspeisung in das umgesetzte Wasserverteilungssystem findet durch die in Abschnitt 7.2 beschriebene Wasserförderanlage statt, die ihr Wasser aus einem solchen Oberflächengewässer mit hohen Dargebotsschwankungen bezieht. Aufgrund der Wasserentnahme aus einem natürlichen Gewässer, stellt die Sedimentkonzentration des Wassers hinsichtlich des zulässigen Feststoffeintrags in die Fördermodule, eine weitere Randbedingung dar. In Abhängigkeit des Wasserdargebots kann also ein Betrieb mit ein oder zwei Modulen realisiert werden, wobei eine durch z.B. Niederschlagsereignisse erzeugte Erhöhung der Sedimentkonzentration, zu einer in der Regel mehrstündigen Unterbrechung des Betriebs führt. Somit ergibt sich zusammenfassend eine variable Systemeinspeisung, die in hohem Maße von den naturräumlichen Randbedingungen abhängt und daher keine dauerhaft

bedarfsdeckende Versorgungssituation gewährleisten kann.

Da die dynamischen Schwankungen der Sedimentkonzentration des Oberflächengewässers während der Planungsphase unterschätzt wurden, mussten die Fördermodule nach ersten Betriebstests konstruktiv-hydraulisch angepasst werden, um eine Erhöhung der Widerstandsfähigkeit gegenüber Feststoffen zu erzielen. Hierbei musste zwar eine Verringerung des Wirkungsgrades in Kauf genommen werden, jedoch konnte die Robustheit der Module erhöht und somit ein einfacherer, wartungsärmerer und in der Summe nachhaltigerer Betrieb der Förderanlage ermöglicht werden. Die in Abschnitt 7.2 genannten und aus den theoretischen Wirkungsgraden abgeleiteten Fördermengen von 11 l/s bzw. 20 l/s, konnten in der Praxis daher nicht erreicht werden. Stattdessen wurden während der Evaluierung der Förderanlage Fördermengen von 9,5 l/s für den Einzelbetrieb und 18,4 l/s für den Parallelbetrieb ermittelt.

Zur Überprüfung der Deckung des Wasserbedarfs in den einzelnen Versorgungseinheiten, wird daher ein Betrieb der Förderanlage mit einem Modul im Einzelbetrieb und mit zwei Modulen im Parallelbetrieb untersucht. Die Ermittlung des Wasserbedarfs im ländlichen Bereich basiert, wie in Abschnitt 7.4.3 erläutert, auf dem durch das vietnamesische Planungsbüro definierten einwohnerbezogenen Tagesbedarf von $100 \text{ l}/(\text{E}\cdot\text{d})$. Somit ergibt sich gemäß Tabelle 7.3 ein Wasserbedarf für Versorgungseinheit VE 2 von 0,28 l/s, für Versorgungsgruppe VG 3 von 0,74 l/s und für Versorgungsgruppe VG 4 von 1,65 l/s. Aufgrund der Unterschätzung des Wasserbedarfs in der Distrikthauptstadt Dong Van durch das Planungsbüro, wird der Analyse hier jedoch ein erhöhter Wasserbedarf von $150 \text{ l}/(\text{E}\cdot\text{d})$ zugrunde gelegt. Für Versorgungseinheit VE 1 ergibt sich daher ein im Vergleich zu Tabelle 7.3 erhöhter Wasserbedarf von 7,48 l/s. Die Berücksichtigung der Aufteilung des Wassers im übergeordneten Wasserverteiler, basiert auf den in Abschnitt 7.8.3 erläuterten Ergebnissen der Validierung während des Systembetriebs. Die hierbei ermittelten, der Aufteilung zugrunde liegenden Prozentsätze, weichen allerdings nur leicht von den berechneten Prozentsätzen ab und ergeben sich zu 65,2 % für Versorgungseinheit VE 1, 4,1 % für Versorgungseinheit VE 2, 9,7 % für Versorgungsgruppe VG 3 und 21,0 % für Versorgungsgruppe VG 4.

Bei einem Betrieb von einem Modul resp. einer Systemeinspeisung von $Q_E = 9,5 \text{ l/s}$, ergibt sich basierend auf dem ermittelten Wasserbedarf und der Aufteilung des Wassers im übergeordneten Wasserverteiler, eine Überversorgung und somit eine vollständige Bedarfsdeckung der ländlichen Versorgungseinheiten. Abhängig von der hydraulischen Bemessung der Leitungsstränge fließt, neben der zur Deckung des Wasserbedarfs benötigten Wassermenge also auch das überschüssige Wasser bzw. ein Teil davon zu den Versorgungseinheiten und sorgt für eine Füllung der dezentralen Wasserspeicher. Mit dieser Füllung entsteht dann ein sukzessiver Rückstau des überschüssigen Wassers zum übergeordneten Wasserverteiler. Der detaillierte zeitliche Verlauf dieses Prozesses kann durch das Aufstellen einer Massenbilanz an den einzelnen Wasserspeichern sowie deren Interaktion berechnet werden. Sind alle Wasserspeicher gefüllt, ergibt sich ein Rückstau von insgesamt 0,64 l/s, der zusätzlich dem urbanen Bereich zur Verfügung steht. Trotz der Vergrößerung des Dargebots in diesem Bereich auf insgesamt 6,83 l/s kann der Wasserbedarf von 7,48 l/s jedoch nicht gedeckt werden.

Bei einem Betrieb von zwei Modulen resp. einer Systemeinspeisung von $Q_E = 18,4 \text{ l/s}$ ergibt sich eine Überversorgung bzw. Bedarfsdeckung aller Versorgungseinheiten, wobei ein überschüssiger Abfluss von insgesamt 8,25 l/s entsteht. Dieses Wasser fließt zum Sys-

temüberlauf in Versorgungseinheit VE 1 und wird dort im Speicherbecken zwischengespeichert, wo es für z.B. landwirtschaftliche Zwecke genutzt werden kann. Die beiden Szenarien der Wasserbedarfsdeckung sind in Tabelle 7.17 zusammengefasst.

Tabelle 7.17: Deckung des Wasserbedarfs durch die Wasserförderanlage

VE VG	Aufteilung [%]	Bedarf [l/s]	Dargebot [l/s]	Rückstau [l/s]	Zufluss [l/s]	Bedarfsdeckung
Betrieb 1 Modul: $Q_E = 9,5$ l/s						
VE 1	65,2	7,48	6,19	- 0,64	6,83	nein
VE 2	4,1	0,28	0,39	+ 0,11	0,28	ja
VG 3	9,7	0,74	0,92	+ 0,18	0,74	ja
VG 4	21,0	1,65	2,00	+ 0,35	1,65	ja
Betrieb 2 Module: $Q_E = 18,4$ l/s						
VE 1	65,2	7,48	12,00	- 8,25	15,73	ja (Überlauf)
VE 2	4,1	0,28	0,76	+ 0,48	0,28	ja
VG 3	9,7	0,74	1,78	+ 1,04	0,74	ja
VG 4	21,0	1,65	3,86	+ 2,21	1,65	ja

7.8.2 Betriebsszenarien der Wasserförderanlage

Hinsichtlich möglicher Betriebsszenarien der Wasserförderanlage wäre, basierend auf der Analyse zur Wasserbedarfsdeckung aus Tabelle 7.17, ein dauerhafter Betrieb von nur einem Modul unter bestimmten Umständen denkbar. Hierbei würde der Wasserbedarf in allen ländlichen Siedlungen gedeckt werden und die dezentralen Wasserspeicher wären stets gefüllt. Unter Berücksichtigung des Rückstaus aus den ländlichen Teilsystemen, ergäbe sich für die Bewohner der Distrikthauptstadt Dong Van dann jedoch nur ein verfügbares einwohnerbezogenes Wasserdargebot von ca. 135 l/(E·d). Aufgrund der potentiellen Unterversorgung würden sich hier zudem keine Speicherreserven bilden. Eine Unterbrechung des Förderbetriebs durch z.B. zu hohe Sedimentkonzentrationen, würde sich in diesem Szenario also direkt auf die Versorgung der Bevölkerung auswirken. Während die Unterbrechung im ländlichen Bereich für eine bestimmte Zeitspanne durch die Betriebsreserven in den Wasserspeichern ausgeglichen werden kann, würde sie im urbanen Bereich für eine direkte Verminderung des verfügbaren Wasserdargebots führen. Da im ländlichen Bereich der Modellregion, wie in Abschnitt 7.4.3 beschrieben, ein derzeitiger Wasserverbrauch von nur 20 l/(E·d) ermittelt wurde, macht der Betrieb von nur einem Modul also vor allem dann Sinn, wenn der Wasserbedarf im ländlichen Bereich weit unterhalb des definierten Wasserbedarfs von 100 l/(E·d) bleibt. Alternativ könnte dieses Betriebsszenario ebenfalls genutzt werden, wenn die Bevölkerung der Distrikthauptstadt in Zeiten einer Unterversorgung, weiterhin auf die in Abschnitt 6.4.2 beschriebenen und bereits existierenden zentralen und individuellen Wasserversorgungskonzepte zurückgreift.

Bei einem Betriebsszenario mit einem dauerhaften Betrieb von zwei Modulen ergibt sich eine deutliche Überversorgung aller Versorgungseinheiten. Neben den Wasserspeichern im ländlichen Bereich, stellt sich also auch im Wasserspeicher des urbanen Bereichs eine Betriebsreserve ein. Der nach der Speicherfüllung resultierende Systemüberlauf am Wasserspeicher WS 1, würde hierbei für eine Füllung des Speicherbeckens nach nur etwa

zwei Tagen sorgen. Eine ausgeglichene Versorgung würde sich hingegen bei einer täglichen Betriebsdauer von ca. 14 Stunden einstellen. Somit ergibt sich pro Tag also eine Betriebsdauerreserve von ca. zehn Stunden für den Fall von naturräumlich oder technisch bedingten Betriebsunterbrechungen.

7.8.3 Aufteilung des Wassers in den Wasserverteilern

Zur Validierung der Aufteilung des Wassers durch die in Abschnitt 7.5.1 beschriebenen Wehrüberfallssysteme mit den in Abschnitt 7.5.4 ermittelten Wehrbreiten, wurden Messkampagnen in den einzelnen Wasserverteilern durchgeführt. Hierbei wurden die von den Unterkammern der Wasserverteiler abgehenden Leitungsstränge verschlossen und in allen Unterkammern ein initialer Wasserspiegel, kurz oberhalb des Kammerbodens, eingestellt. Anschließend wurde Wasser in die Wasserverteiler resp. über die Wehrüberfallssysteme in die Unterkammern eingespeist, bis zu einer fast vollständigen Füllung der Kammern mit dem größten Prozentsatz resp. dem breitesten Wehrüberfall. Durch die Ermittlung der Wasserspiegelzunahme während der Messung konnte dann, unter Berücksichtigung der genauen Abmessungen der einzelnen Kammern, das in jede Unterkammer eingeleitete Volumen bestimmt werden. Abbildung 7.25 zeigt exemplarisch die Aufteilung des Wassers durch die Wehrüberfallssysteme im übergeordneten Wasserverteiler.



Abbildung 7.25: Wehrüberfälle im übergeordneten Wasserverteiler ÜWV während des Systembetriebs

Im übergeordneten Wasserverteiler konnte für die Validierung insgesamt ein Wasservolumen von $V_{ges} = 29.834 \text{ l}$ in die vier Unterkammern geleitet werden. Hiervon befanden sich $V_{1,val} = 19.163 \text{ l}$ in Unterkammer UK 1, $V_{2,val} = 1.201 \text{ l}$ in Unterkammer UK 2, $V_{3,val} = 2.834 \text{ l}$ in Unterkammer UK 3 und $V_{4,val} = 6.186 \text{ l}$ in Unterkammer UK 4. Die daraus resultierenden Prozentsätze der Aufteilung betragen somit $p_{1,val} = 65,2 \%$, $p_{2,val} = 4,1 \%$, $p_{3,val} = 9,7 \%$ und $p_{4,val} = 21,0 \%$. Verglichen mit den auf den realen Wehrbreiten basierenden, sich eigentlich einstellen sollenden Prozentsätzen $p_{n,real}$, ergeben sich absolute Abweichungen von $\Delta p_n \leq 2,1 \%$. Unter Berücksichtigung der z.T. sehr unterschiedlichen Wehrbreiten, den Ungenauigkeiten bei der Fertigung der Stahl- und Betonelemente sowie den relativ einfachen Methoden zur Ausrichtung und zum Einbau der Wehrüberfallssysteme, kann diese Abweichung jedoch als sehr zufriedenstellend betrachtet werden.

Bei einem Vergleich der validierten Prozentsätze mit den auf den Einwohnerzahlen basierenden, theoretischen Prozentsätzen, ergibt sich eine absolute Abweichung von $\Delta p_n \leq 0,4 \%$. Diese Verringerung der Abweichung muss jedoch als rein zufällig betrachtet werden und könnte ebenso für eine Vergrößerung der Abweichung sorgen. Die Ergebnisse der Validierung der Wasseraufteilung im übergeordneten Wasserverteiler sind in Tabelle 7.18 zusammengefasst.

Tabelle 7.18: Validierung der Aufteilung im übergeordneten Wasserverteiler ÜWV

ÜWV			
UK 1	UK 2	UK 3	UK 4
Aufteilung theoretisch			
$p_1 = 65,3 \%$	$p_2 = 3,7 \%$	$p_3 = 9,6 \%$	$p_4 = 21,4 \%$
Aufteilung real			
$p_{1,real} = 65,8 \%$	$p_{2,real} = 2,0 \%$	$p_{3,real} = 9,1 \%$	$p_{4,real} = 23,1 \%$
Validierung der Aufteilung mit $V_{ges} = 29.384 \text{ l}$			
$V_{1,val} = 19.163 \text{ l}$	$V_{2,val} = 1.201 \text{ l}$	$V_{3,val} = 2.834 \text{ l}$	$V_{4,val} = 6.186 \text{ l}$
$p_{1,val} = 65,2 \%$	$p_{2,val} = 4,1 \%$	$p_{3,val} = 9,7 \%$	$p_{4,val} = 21,0 \%$
Abweichung zur realen Aufteilung			
$\Delta p_{1,real} = - 0,6 \%$	$\Delta p_{2,real} = + 2,1 \%$	$\Delta p_{3,real} = + 0,6 \%$	$\Delta p_{4,real} = - 2,1 \%$
Abweichung zur theoretischen Aufteilung			
$\Delta p_1 = - 0,1 \%$	$\Delta p_2 = + 0,4 \%$	$\Delta p_3 = + 0,1 \%$	$\Delta p_4 = - 0,4 \%$

Die Validierung der Wasseraufteilung in den untergeordneten Wasserverteilern wurde exemplarisch am Wasserverteiler UWV 3 überprüft. Hier konnte insgesamt ein Wasservolumen von $V_{ges} = 1.106 \text{ l}$ in die zwei Unterkammern geleitet werden, wovon sich $V_{3.1,val} = 764 \text{ l}$ in Unterkammer UK 1 und $V_{3.2,val} = 342 \text{ l}$ in Unterkammer UK 2 befanden. Die daraus resultierenden Prozentsätze der Aufteilung betragen somit $p_{3.1,val} = 69,1 \%$ und $p_{3.2,val} = 30,9 \%$. Verglichen mit den auf den realen Wehrrbreiten basierenden Prozentsätzen $p_{n,real}$, ergeben sich also absolute Abweichungen von $\Delta p_n = 2,3 \%$. Konträr zum übergeordneten Wasserverteiler, sorgt ein Vergleich mit den theoretischen Prozentsätzen für eine weitere Abweichung, sodass sich eine absolute Abweichung von $\Delta p_n = 3,0 \%$ ergibt. Doch auch diese Abweichung kann unter Berücksichtigung der o.g. Randbedingungen als vertretbar betrachtet werden. Die Ergebnisse der Validierung der Wasseraufteilung im Wasserverteiler UWV 3 sind in Tabelle 7.19 zusammengefasst. Da der Bau des Wasserverteilungssystems von Versorgungsgruppe VG 4 derzeit noch nicht abgeschlossen ist, kann an dieser Stelle keine Validierung der Wasserverteiler in diesem Systemabschnitt dargestellt werden. Die grundlegende Funktionalität der Wasserverteiler und der Wehrüberfallssysteme, kann jedoch anhand der Validierung der zwei im Wasserverteilungssystem vorkommenden Bauwerkstypen als nachgewiesen angesehen werden.

Tabelle 7.19: Validierung der Aufteilung im untergeordneten Wasserverteiler UWV 3

UWV 3	
UK 1	UK 2
Aufteilung theoretisch	
$p_{3.1} = 72,1 \%$	$p_{3.2} = 27,9 \%$
Aufteilung real	
$p_{3.1,real} = 71,4 \%$	$p_{3.2,real} = 28,6 \%$
Validierung der Aufteilung mit $V_{ges} = 1.106 \text{ l}$	
$V_{3.1,val} = 764 \text{ l}$	$V_{3.2,val} = 342 \text{ l}$
$p_{3.1,val} = 69,1 \%$	$p_{3.2,val} = 30,9 \%$
Abweichung zur realen Aufteilung	
$\Delta p_{3.1,real} = - 2,3 \%$	$\Delta p_{3.2,real} = + 2,3 \%$
Abweichung zur theoretischen Aufteilung	
$\Delta p_{3.1,real} = - 3,0 \%$	$\Delta p_{3.2,real} = + 3,0 \%$

7.8.4 Leistungsfähigkeit des Leitungssystems

Zur Validierung der Leistungsfähigkeit des Leitungssystems, wurde der Durchfluss während verschiedener Betriebsszenarien in ausgewählten Leitungsabschnitten überprüft. Die Befüllung des Leitungssystems und die Bemessung der Rohrleitungen wurde exemplarisch am Leitungsabschnitt zwischen dem übergeordneten Wasserverteiler ÜWV und dem untergeordneten Wasserverteiler UWV 3 untersucht. Dieser Abschnitt kann stellvertretend für alle Abschnitte mit ausgeprägtem Tiefpunkt betrachtet werden und ist in Abbildung 7.22 dargestellt. Bei einer Wasserförderung mit zwei Modulen steht diesem Leitungsabschnitt, entsprechend der ermittelten Wasseraufteilung aus Tabelle 7.18, ein Zufluss von ca. 1,78 l/s zur Verfügung. Aufgrund des stets gefüllten Tiefpunkts, wurde bereits kurz nach dem Beginn der Wasserförderung, erstes Wasser zum Wasserverteiler UWV 3 geleitet. Der initial relativ geringe Durchfluss stieg dabei kontinuierlich an, was auf die Füllung des Leitungsabschnitts mit variablem Füllstand resp. die ansteigende Druckhöhe zurückzuführen ist. Nach der Füllung der Unterkammer des übergeordneten Wasserverteilers und der Einstellung eines stationären Fließzustands, wurde der Durchfluss durch eine volumetrische Messung ermittelt. Hierbei ergab sich ein Durchfluss von $Q_{real} = 1,29 \text{ l/s}$. Gemäß den in Tabelle 7.13 zusammengefassten geometrischen Parametern des Leitungsabschnitts, mit einer Länge von $L = 1.312 \text{ m}$, einer Druckhöhe von $\Delta H = 20 \text{ m}$ und einem Innendurchmesser von $D_i = 53 \text{ mm}$, ergibt sich bei einer integralen Rauheit von $k_s = 1,0 \text{ mm}$ ein rechnerischer Durchfluss von $Q_{calc} = 1,25 \text{ l/s}$. Unter Berücksichtigung der Ungenauigkeiten bei der Durchflussmessung, der Bestimmung von Leitungslänge und Druckhöhe sowie der Abschätzung der integralen Rauheit, ergibt sich eine gute Übereinstimmung der ermittelten Werte. Nach der Unterbrechung der Wasserförderung und der Entleerung der Unterkammer im übergeordneten Wasserverteiler, ergab sich eine kontinuierliche Abnahme des Durchflusses, sodass auch von einer gleichmäßigen Entleerung des Leitungsabschnitts mit variablem Füllstand auszugehen ist. Insgesamt ergibt sich also ein Betrieb des Leitungsabschnitts entsprechend der entwickelten Konzeption und der aufgestellten Planungs- und Bemessungsprinzipien.

Die Selbstentlüftung des Leitungssystems wurde am Leitungsabschnitt zwischen dem

übergeordneten Wasserverteiler ÜWV und dem Wasserspeicher WS 1 untersucht. Wie in Abbildung 7.23 dargestellt, ist dieser Leitungsverlauf durch viele lokal ausgeprägte Hoch- und Tiefpunkte geprägt. Während der Befüllung bilden sich daher Lufteinschlüsse in den abwärts geneigten Abschnitten. Diese können den Durchfluss, durch die Reduktion der effektiven Druckhöhe, stark verringern oder gänzlich unterbinden. Mit den bereitgestellten Berechnungsverfahren, konnte, wie in Abschnitt 7.7.3 erläutert, jedoch eine Selbstentlüftung des Leitungsabschnitts rechnerisch nachgewiesen werden. Zur Überprüfung der Selbstentlüftung wurde die gesamte Systemeinspeisung, über eine entsprechende Einstellung des übergeordneten Wasserverteilers, zum Wasserspeicher WS 1 geleitet. Somit ergab sich ein Zufluss in den Leitungsabschnitt von ca. 18,4 l/s. Ohne einen Luftaustrag würde sich gemäß der Berechnung, eine verringerte Fließgeschwindigkeit von $v_{m,L} = 0,97$ m/s resp. ein verringerter Durchfluss von $Q_{m,L} = 12,9$ l/s einstellen. In diesem Fall wäre also ein Anstieg des Wasserspiegels in der Unterkammer zu beobachten. Da jedoch die gesamte Einspeisung weitergeleitet wurde und kein Anstieg des Wasserspiegels stattfand, kann die berechnete Selbstentlüftung des Leitungsabschnitts bestätigt werden. Abbildung 7.26 zeigt den Zufluss in den Wasserspeicher WS 1 während der Untersuchung.



Abbildung 7.26: Zufluss in den Wasserspeicher WS 1

7.8.5 Modellierung der angepassten Wasserverteilung

In Abschnitt 5.6 wird die Modellierung des angepassten Wasserverteilungssystems und die Simulation des hydraulischen Systemverhaltens beschrieben. Bis auf die Aufteilung des Wassers in den Wasserverteilern, können hierbei alle Systemkomponenten entsprechend bekannter Vorgehensweisen modelliert und simuliert werden. Zur Validierung des entwickelten Modellierungs- und Simulationsansatzes, wurde daher die Aufteilung des Wassers in einem Wasserverteiler messtechnisch ermittelt und mit einem Simulationsergebnis verglichen. Die Untersuchung wurde exemplarisch am untergeordneten Wasserverteiler UWV 3 durchgeführt. Die für die Simulation relevanten geometrischen Parameter, sind in Tabelle 7.20 zusammengefasst. Aufgrund einiger Ungenauigkeiten beim Bau des Wasserverteilers, weichen diese Parameter leicht von den geplanten Parametern aus Tabelle 7.9 ab.

Tabelle 7.20: Relevante Maße des untergeordneten Wasserverteilers UWV 3

Maß	Vorkammer	Unterkammer UK 1	Unterkammer UK 2
Länge	1,72 m	1,29 m	1,29 m
Breite	0,53 m	0,73 m	0,88 m
Höhe Wehrkante	0,84 m	0,84 m	0,84 m
Höhe Decke	1,70 m	1,70 m	1,70 m

Vor der Messung wurde in der Vorkammer und in den zwei Unterkammern ein initialer Wasserspiegel von 20 cm eingestellt, um Einflüsse durch Unebenheiten des Behälterbodens zu vermeiden. Weiter wurden die aus den Unterkammern abgehenden Leitungen geschlossen, sodass der gesamte Zufluss in den Kammern verbleibt. Anschließend wurde Wasser in die Vorkammer eingeleitet und der Anstieg der Wasserspiegellagen in den Kammern, mit einem Zeitintervall von $t = 90$ s, durch eine Pegelmessung ermittelt. Diese Wasserspiegellagen sind in Abbildung 7.27 als Punkte dargestellt.

Da nur der Modellierungs- und Simulationsansatz überprüft werden soll, werden bei der Modellierung der Wasseraufteilung nicht die errechneten, sondern die während der Validierung der Wasseraufteilung tatsächlich gemessenen Prozentsätze verwendet. Diese sind in Abschnitt 7.8.3 zusammengefasst und ergeben sich für den Wasserverteiler UWV 3 zu $p_{3.1, val} = 69,1$ % und $p_{3.2, val} = 30,9$ %. Als Systemeinspeisung wurde der, während der Validierung der Leistungsfähigkeit des Leitungssystems gemessene Durchfluss aus Abschnitt 7.8.4 verwendet. Dieser ergibt sich am Wasserverteiler UWV 3 zu $Q_{real} = 1,29$ l/s. Durch die Verwendung dieser gemessenen Werte, sollen die Abweichung des Ergebnisses auf modellspezifische Einflüsse reduziert werden. Die Simulation des hydraulischen Systemverhaltens wurde anschließend gemäß des in Abschnitt 5.6 beschriebenen Ansatzes durchgeführt. Die berechneten Wasserspiegellagen sind in Abbildung 7.27 als Linien dargestellt.

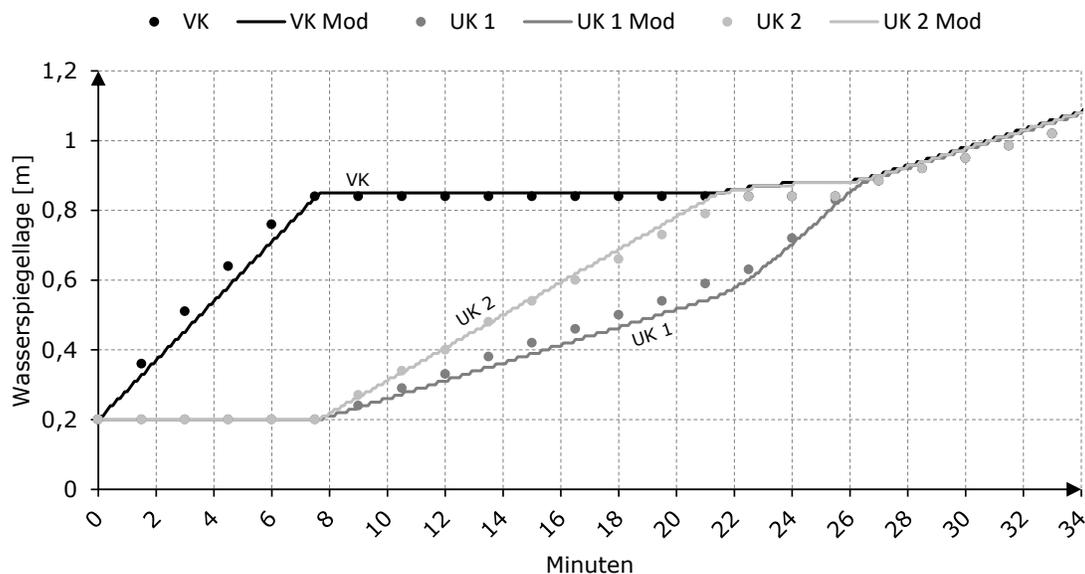


Abbildung 7.27: Messung (Punkte) und Berechnung (Linien) der Wasserspiegellage im Wasserverteiler UWV 3

Zu Beginn des Versuchs befinden sich alle Wasserspiegel auf der initial eingestellten Höhe. Der Wasserspiegel steigt zunächst nur in der Vorkammer VK, bis nach ca. $t = 7,5$ min die Höhe der Wehrkante erreicht wird. Da die Abflüsse aus den Unterkammern verschlossen sind, beginnen in diesem Moment auch die Wasserspiegel in den Unterkammern UK 1 und UK 2 zu steigen. Aufgrund des größeren Zuflusses, steigt der Wasserspiegel in Unterkammer UK 2 schneller als in Unterkammer UK 1. Die Steigungen entsprechen hierbei jedoch nicht exakt den modellierten Prozentsätzen, da die Kammern unterschiedlich große Grundflächen haben. Nach ca. $t = 22,5$ min ist Unterkammer UK 2 gefüllt und der Wasserspiegelanstieg in Unterkammer UK 1 erhöht sich durch den Rückstauereffekt. Nach ca. $t = 25,5$ min ist auch Unterkammer UK 1 gefüllt und die Wasserspiegel steigen in allen Kammern gleichmäßig an.

Die Simulationsergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Wasserspiegellagen. Es zeigen sich allerdings leichte Abweichungen beim Wasserspiegelanstieg. So ergibt die Simulation eine etwas zu langsame Füllung von Unterkammern UK 1 und eine etwas zu schnelle Füllung von Unterkammer UK 2. Diese Abweichung kann jedoch auf die Ungenauigkeit bei der Ermittlung der Kammergeometrie zurückgeführt werden. Aufgrund von Mängeln bei der Bauausführung, weisen die Außen- und Zwischenwände der Kammern z.B. sehr unebene und z.T. geneigte Oberflächen auf. Hierdurch lässt sich die Grundfläche der Kammern nicht korrekt bestimmen und die Relation von Grundfläche zu Wasserspiegellage wird verzerrt. Da das grundlegende Systemverhalten dennoch gut abgebildet wird, kann der Modellierungs- und Simulationsansatz der angepassten Wasserverteilung als zielführend bewertet werden.

7.9 Technologie- und Wissenstransfer

7.9.1 Entscheidungsträger

Wie in Abschnitt 3.8 erläutert, hängt die nachhaltige Implementierung innovativer Technologien in Entwicklungs- und Schwellenländern in hohem Maße von einem erfolgreichen Technologie- und Wissenstransfer in allen Bereichen und auf allen Ebenen ab. Insbesondere bei interdisziplinären und bilateralen Projekten ist es essenziell, alle Beteiligten möglichst früh in die Planungs- und Umsetzungsprozesse miteinzubeziehen. Während der Planungsphase des angepassten Wasserverteilungssystems, wurde daher von Beginn an eine enge Abstimmung mit allen vietnamesischen Entscheidungsträgern gesucht. Hierbei fungierten verschiedene vietnamesische Ministerien sowie Provinz- und Distriktregierungen als Geldgeber und Bauherren. Die Projektplanung wurde auf vietnamesischer Seite durch z.T. erfahrene Planungsbüros aus Hanoi, aber auch durch sehr unerfahrene lokal ansässige Planungsbüros umgesetzt. Gemäß den Förderstrukturen des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) für internationale Projekte im Bereich nachhaltiger Entwicklung, wurde auf deutscher Seite neben der Projektkoordination die wissenschaftlich-technische Betreuung sowie die Entwicklung und Implementierung neuer Produkte durch Industriepartner gefördert. Daher wurden alle infrastrukturellen Baumaßnahmen ohne wissenschaftlichen Hintergrund, also z.B. der Bau von einfachen Leitungssystemen oder Wasserspeichern, durch die Partnerländer selbst finanziert und umgesetzt. Somit lag die Konzeption der angepassten Wasserverteilung und die Entwicklung der Vor-

entwurfsplanung des Wasserverteilungssystems in deutscher Verantwortung, während die Entwicklung der genehmigungsfähigen Ausführungsplanung auf Basis in Vietnam gültiger Bemessungsgrundlagen sowie die Bauausführung selbst in vietnamesischer Verantwortung lag. Aufgrund dieser Struktur lag die finanzielle und technische Verantwortung für ein funktionierendes Wasserverteilungssystem also letztlich bei den vietnamesischen Entscheidungsträgern. Da zur erfolgreichen Umsetzung der angepassten Wasserverteilung jedoch neu entwickelte technische Konzeptionen und Bemessungsansätze Verwendung finden mussten, war während der Planungsphase ein enormer Aufwand zur Überzeugung der vietnamesischen Projektpartner notwendig. So waren z.B. eine Vielzahl an bilateralen Arbeits- und Abstimmungstreffen vor Ort notwendig, um einerseits technisches Wissen zu übermitteln und andererseits eine Vertrauensbasis zwischen allen Projektbeteiligten zu schaffen. Um den Wissenstransfer selbst möglichst erfolgreich zu gestalten, wurde eine didaktisch fundierte, grafische Aufbereitung aller wesentlichen Inhalte angestrebt. So konnten die zum Verständnis des angepassten Wasserverteilungskonzepts notwendigen Zusammenhänge durch Präsentationen während der Treffen und durch die Übergabe von aufwendig aufbereiteten Dokumenten, insbesondere auch bei den lokal ansässigen Projektbeteiligten, nachhaltig übermittelt werden. Dennoch mussten während der Entwicklung der Ausführungsplanung einige Veränderung an der ursprünglich entworfenen Systemplanung und den Systemelementen in Kauf genommen werden, wobei durch einen iterativen Abstimmungsprozess stets das übergeordnete Systemkonzept beibehalten werden konnte.

7.9.2 Nutzer

Eine der grundlegenden Zielsetzungen bei der Entwicklung der angepassten Wasserverteilung, war neben der Berücksichtigung von naturräumlichen Randbedingungen auch den technischen Entwicklungsstand der Modellregion sowie die soziokulturellen Gegebenheiten der Bevölkerung miteinzubeziehen. Daher sollten einfache, pragmatische und transparente Technologien und Lösungsansätze Verwendung finden, die die Anforderungen an Planung, Bau und Betrieb des Wasserverteilungssystems möglichst gering halten. Gerade die Aufteilung des Wassers durch das entwickelte Wehrüberfallsystem in den Wasserverteilern oder die Verwendung von mechanischen Schwimmerventilen zum Rückstau von überschüssigem Wasser, stellen sehr einfach verständliche und sich, hydraulisch betrachtet, selbst regelnde Lösungen dar. Somit wird ein weitestgehend autarker Betrieb des Systems mit nur sehr geringem wartungstechnischen Handlungsbedarf ermöglicht.

Der Betrieb des angepassten Wasserverteilungssystems wird durch die Provinzialabteilung der öffentlichen Behörde National Center for Rural Water Supply and Sanitation (CERWASS) umgesetzt, die ebenfalls den Betrieb des bestehenden Wasserverteilungssystems der Distrikthauptstadt Dong Van verantwortet. Bereits während der Planungsphase wurde das zukünftige Betriebspersonal in den Planungsprozess mit eingebunden, sodass z.B. deren Vorschläge für geeignete Behälterstandorte oder Leitungstrassen berücksichtigt werden konnten. Auch die Installation der betrieblichen Systemkomponenten, wie z.B. der Wehrüberfallsysteme oder der Schwimmerventile, wurde durch das Betriebspersonal begleitet. So konnte einerseits eine persönliche Identifikation mit dem Wasserverteilungssystem geschaffen und andererseits praktisches Wissen hinsichtlich der Funktion, Wartung und Instandhaltung der Systemkomponenten vermittelt werden.

Die lokale Bevölkerung zeigte ebenfalls stets großes Interesse an allen Umsetzungsmaß-

nahmen, sodass auch hier die grundlegende Funktionsweise der angepassten Wasserverteilung direkt vor Ort erläutert werden konnte. Insbesondere die Aufteilung des Wassers durch die Wehrüberfallsysteme und die Verwendung der Betonelemente konnte hierbei sehr erfolgreich demonstrativ veranschaulicht werden. Abbildung 7.28 zeigt beispielhaft für den Wissenstransfer auf Nutzerebene, interessierte Kinder bei der Füllung eines Wasserspeichers und das Betriebspersonal beim Einstellen der Wehrrbreiten im übergeordneten Wasserverteiler.



Abbildung 7.28: Interessierte Kinder bei der Füllung eines Wasserspeichers und Betriebspersonal beim Einstellen der Wehrrbreiten im übergeordneten Wasserverteiler

7.9.3 Übertragbarkeit der angepassten Wasserverteilung

Das angepasste Wasserverteilungssystem wurde explizit für die in der Modellregion vorherrschenden Randbedingungen entwickelt. Typisch für ländliche Regionen in Entwicklungs- und Schwellenländern kann die Modellregion hierbei als ökonomisch schwach und mit geringem Bildungsstand der Bevölkerung klassifiziert werden. Weiter ergibt sich durch die klimatisch bedingten Regen- und Trockenzeiten sowie die Lage in einem Karstgebiet, ein limitiertes und z.T. stark schwankendes Wasserdargebot. Die zerklüftete, für Karstgebiete typische Topografie mit großen Höhenunterschieden hat zudem eine sehr heterogene Siedlungsstruktur mit großen Entfernungen zwischen den einzelnen Siedlungen und den Wasserressourcen zur Folge.

Die angepasste Wasserverteilung kann also überall dort sinnvoll angewandt werden, wo ein limitiertes oder schwankendes Wasserdargebot, das in der Regel nicht den vorherrschenden Wasserbedarf deckt, gerecht verteilt werden soll. Die Aufteilung des Wasser erfordert hierbei die Definition von einzelnen Versorgungseinheiten mit gemeinsam genutzten, dezentralen Wasserspeichern, sodass sich insbesondere die Versorgung von mehreren kleinen Siedlungen eignet. Aufgrund der sehr pragmatischen und robusten Lösungsansätze, eignet sich aus technischer Sicht der Einsatz in einfachen Verhältnissen, wo die quantitative Versorgung der Bevölkerung mit Wasser vor den qualitativen Anforderungen an das Wasser selbst steht. Um eine gravitäre Leitung des Wassers zwischen den Wasserverteilern und den Verbrauchern sowie einen Rückstau von überschüssigem Wasser innerhalb des Systems zu ermöglichen, sind weiter unterschiedliche topografische Höhenpotentiale erforderlich.

Vereint werden diese Randbedingungen insbesondere in Karstgebieten, die sich in den ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern befinden und zwischen dem nördlichen und südlichen Wendekreis liegen. Durch die Lage zwischen den Wendekreisen resp. im Wirkungsbereich der Innertropischen Konvergenzzone, sind die Gebiete aus klimatischer Sicht, Regen- und Trockenzeiten ausgesetzt, sodass sich grundsätzlich eine saisonal sehr ungleiche Verteilung des Wasserdargebots ergibt. Der poröse Karstuntergrund verschärft diese Situation weiter, indem eine Grundwasserbildung zur Zwischenspeicherung des Wassers verhindert wird und Quellschüttungen oder Oberflächenabflüsse aufgrund der hohen Infiltrationswirkung und der heterogenen Bodenstruktur starken Schwankungen ausgesetzt sind. Während die Bewohner von Karstgebieten in den Industrienationen durch ausreichend finanzielle und technische Mittel, meist nicht von Wasserknappheit betroffen sind, sind die Bewohner in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern aufgrund der geringen ökonomischen und technischen Entwicklung insbesondere auf einfache Lösungen zur Wasserversorgung angewiesen.

Potentielle Anwendungsgebiete für die angepasste Wasserverteilung finden sich daher weltweit in den tropischen und subtropischen Karstgebieten in Südost- und Ostasien, in West-, Mittel- und Ostafrika sowie im nördlichen Südamerika und Mittelamerika. Die Anwendbarkeit der angepassten Wasserverteilung ist hierbei jedoch nicht nur auf Karstgebiete beschränkt. Sie lässt sich generell auch auf alle weiteren entwicklungsschwachen Regionen mit Gebirgs- oder Hügellandschaften übertragen, die sich mit physischer oder ökonomischer Wasserknappheit konfrontiert sehen. Da schon heute bereits etwa eine halbe Mrd. Menschen dauerhaft von Wasserknappheit betroffen sind, werden sich diese Regionen durch den Klimawandel, die anhaltende Zerstörung natürlicher Lebensräume, die wachsende Weltbevölkerung und das zunehmende Konsumverhalten zwangsläufig weiter ausbreiten.

Kapitel 8

Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Wasser ist ein lebensnotwendiges, fundamentales Gemeingut und daher unverzichtbar für die menschliche Zivilisation. Weiter bildet die adäquate Versorgung der Menschen mit Wasser, in Form einer funktionierenden Wasserversorgung, die Basis jeglicher Entwicklung in Landwirtschaft, Handel und Industrie und ist somit unabdingbarer Bestandteil der Infrastruktur einer modernen Gesellschaft. Dennoch sieht sich ein erheblicher Teil der Weltbevölkerung noch immer mit einer defizitären Wasserversorgung konfrontiert. Eine der Hauptursachen hierfür sind die zeitlich und räumlich sehr unterschiedlich verteilten globalen Wasserressourcen und die Vielzahl der daraus resultierenden physischen Wasserknappheiten. Trotz deren weltweiten Auftretens, ist die defizitäre Wasserversorgung jedoch vorwiegend ein Problem in Entwicklungs- und Schwellenländern. Industrienationen stehen aufgrund ihrer ökonomischen und technischen Entwicklung, hochentwickelte Technologien sowie deren sachgemäße Anwendung zur Verfügung, um ausreichende Wasserressourcen zu erschließen. In Entwicklungs- und Schwellenländern können diese Technologien aufgrund der hohen finanziellen, technischen und organisatorischen Aufwendung jedoch meist nicht nachhaltig genutzt werden. Zusätzlich kann hier das vorhandene Wasserdargebot, aufgrund mangelhaft geplanter, umgesetzter und betriebener Wasserverteilungssysteme, oft nicht gemäß den anerkannten Regeln der Technik an die Bevölkerung verteilt werden. Erschwerend zu der klimatisch und naturräumlich bedingten physischen Wasserknappheit ergibt sich also eine technisch bedingte ökonomische Wasserknappheit. Laut den Vereinten Nationen sind derzeit mehr Menschen von ökonomischer als von physischer Wasserknappheit betroffen, wobei die ökonomische Wasserknappheit vorwiegend in den strukturschwachen ländlichen Regionen der Entwicklungs- und Schwellenländer vorzufinden ist. Hier birgt ein wirtschaftlich-technischer Fortschritt oder die Verwendung von gesamtheitlich angepassten Technologien also die Möglichkeit eine Wasserknappheit potentiell zu verhindern.

In Industrienationen wird die Wasserverteilung erfolgreich durch netzgebundene Wasserverteilungssysteme umgesetzt. Deren grundlegende Konzeption basiert auf einer dauerhaften Deckung des Wasserbedarfs und erfordert somit in erster Linie ausreichende Wasserressourcen, eine sachgemäß geplante und umgesetzte Verteilinfrastruktur und eine adäquate Wasserentnahme seitens der Verbraucher. Aufgrund fehlender Alternativen, werden Wasserverteilungssysteme in ländlichen Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern in

der Regel ebenfalls entsprechend der in Industrienationen angewandten Konzeption geplant und umgesetzt. Die oft extremen klimatischen und naturräumlichen Gegebenheiten sowie die geringe technische und ökonomische Entwicklung, führen jedoch meist zu einem Betrieb der Systeme entgegen dieser Konzeption. Eines der Hauptprobleme bestehender Systeme, insbesondere in den tropischen und subtropischen Regionen, ist hierbei das oft limitierte und stark schwankende Wasserdargebot, welches eine bedarfsdeckende Versorgung grundsätzlich verhindert. Neben vielfältigen negativen Auswirkungen auf die Systemhydraulik, die Verteilinfrastruktur und die allgemeine Versorgungssituation, resultiert hierdurch u.a. eine hydraulisch bedingte ungerechte Verteilung des verfügbaren Wasserdargebots. Diese führt häufig zu gesellschaftlichen Spannungen und Nutzerkonflikten, in Folge derer ganze Systeme manipuliert und zerstört werden. Aufgrund der unzureichenden Versorgung durch diese mangelhaften Systeme, wird vielerorts sogar gänzlich auf eine netzgebundene Wasserverteilung verzichtet. Die Bevölkerung ist dann zwangsweise auf alternative, körperlich und zeitlich meist sehr aufwendige Konzepte zur Wasserversorgung angewiesen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher ein angepasstes Wasserverteilungssystem zur Etablierung einer gerechten und adäquaten Wasserversorgung, unter Berücksichtigung der für ländliche Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländer typischen Rahmenbedingungen, konzeptioniert und in Form eines Demonstrationsprojekts umgesetzt. Aus technischer Sicht wäre eine adäquate Wasserverteilung auf Basis bestehender Konzepte zwar umsetzbar, hierfür müssten allerdings komplexe Systemstrukturen sowie anspruchsvolle Regelprozesse und Betriebsweisen Verwendung finden, welche in diesen Regionen nicht nachhaltig angewandt werden können. Daher wurde unter Berücksichtigung der technischen, ökonomischen, ökologischen und soziokulturellen Randbedingungen ein neues Konzept entworfen, das ausschließlich auf einfachen, pragmatischen und robusten Technologien und Lösungsansätzen basiert und das weiter einen möglichst geringen Aufwand für Planung, Umsetzung und Betrieb erfordert.

Im ersten Abschnitt der Arbeit werden dafür alle notwendigen Grundlagen und der Stand der Wissenschaft und Technik beschrieben, die zum umfassenden Verständnis der zu lösenden Problematik sowie des entwickelten Lösungsansatzes benötigt werden. Hierfür werden die grundsätzlichen Zusammenhänge zwischen Wasserverfügbarkeit, Wasserbedarf und Wasserknappheit, deren global sehr unterschiedliche Ausprägung sowie deren Einfluss auf die Bemessung und den Betrieb von Wasserverteilungssystemen erläutert. Da die Motivation, Wasser möglichst gerecht zu verteilen, schon seit dem Sesshaftwerden der Menschheit in permanenten Siedlungen besteht, werden zudem die historische Entwicklung der Wasserversorgung sowie bereits in der Antike entwickelte Systeme zur kontrollierten Aufteilung von Wasser umfassend untersucht und dargestellt. Das Grundkonzept einiger dieser Systeme bildet, in Kombination mit heute bewährten Komponenten aus dem Rohrleitungsbau, die Basis des angepassten Wasserverteilungskonzepts. Weiter werden die Konzeption, der Aufbau und die Bemessung von herkömmlichen Wasserverteilungssystemen erläutert. Darauf aufbauend werden im zweiten Abschnitt der Arbeit, bestehen bleibende, angepasste und neu entwickelte Systemkomponenten und Planungsprinzipien definiert bzw. eingeführt. Um auch nicht bedarfsdeckende Betriebsszenarien bei der Systemauslegung berücksichtigen zu können, wird zudem die Hydraulik von Rohrleitungssystemen hinsichtlich inkompressibler und kompressibler Fluide erläutert. Hierbei wird insbesondere auf die Interaktion von Wasser und Luft in Rohrleitungen und deren

Auswirkung auf die Systemhydraulik eingegangen.

Im zweiten Abschnitt der Arbeit wird die Konzeption und Bemessung sowie eine mögliche Modellierung des angepassten Wasserverteilungssystems, in Form eines allgemeingültigen Lösungsansatzes erarbeitet. Um grundsätzlich eine kontrollierte Aufteilung des Wassers zu ermöglichen, sieht das entwickelte Konzept zunächst eine Dezentralisierung der Wasserspeicherung vor. Hierfür muss ein Versorgungsgebiet in einzelne Versorgungseinheiten unterteilt werden, denen jeweils ein dezentraler Wasserspeicher zugewiesen wird. Innerhalb des Zubringersystems, kann das verfügbare Wasser durch die Anbindung von Wasserverteilern aufgeteilt werden. Ein Wasserverteiler besteht aus einem Wasserbehälter mit integriertem Mehrkammersystem, das sich in eine Vor- und mehrere Unterkammern gliedern lässt. Wasser, das in die Vorkammer fließt, wird dabei über in der Breite justierbare Wehrüberfallsysteme, in die Unterkammern aufgeteilt. Die so entstehenden Teilströme werden dann direkt zu den Versorgungseinheiten weitergeleitet oder in untergeordneten Wasserverteilern erneut aufgeteilt. Die Zuläufe in die Wasserverteiler und in die dezentralen Wasserspeicher sind dabei mit Schwimmerventilen ausgestattet, die den Zufluss in Abhängigkeit des Wasserspiegels mechanisch regeln. Bei einem nicht bedarfsdeckenden Betriebsszenario wird das Wasser den Versorgungseinheiten also entsprechend der eingestellten Wehrbreiten zugeteilt. Im Vergleich zu einem herkömmlichen Wasserverteilungssystem, spielt die Lage der Versorgungseinheiten innerhalb des Gesamtsystems hierbei keine Rolle. Bei einem gänzlich bedarfsdeckenden Betriebsszenario, sind die Wasserverteiler dauerhaft gefüllt und die Wasseraufteilung verliert ihre Funktion. Das System verhält sich somit entsprechend eines herkömmlichen, kontinuierlich betriebenen Systems. Wird der Wasserbedarf nur in einzelnen Versorgungseinheiten gedeckt, erfolgt durch die Schwimmerventile ein Rückstau zu den oberstrom liegenden Wasserverteilern. Die überschüssige, zu diesem Zeitpunkt nicht benötigte Wassermenge, wird dann wiederum anteilig auf die übrigen unterstrom liegenden Versorgungseinheiten aufgeteilt. Der gesamte Betrieb des Verteilungssystems wird hierbei rein hydraulisch durch die Wehrüberfallsysteme und die Schwimmerventile gesteuert und erfordert, nach einer einmaligen Einstellung der Wehrbreiten, keinen zusätzlichen Handlungsbedarf seitens des Betriebspersonals.

Die Bemessung des angepassten Wasserverteilungssystems basiert grundsätzlich auf den Bemessungsprinzipien herkömmlicher Wasserverteilungssysteme. Die veränderte Konzeption und die Einführung neuer Systemkomponenten, erfordert jedoch die Anpassung einiger dieser Prinzipien. Hinsichtlich des gravitären Wassertransports zwischen und des vollständigen Druckabbaus in den Wasserverteilern, müssen die Rohrleitungen z.B. nicht nur entsprechend einzuhaltender Fließgeschwindigkeits- und Druckgrenzen, sondern auch in Abhängigkeit der Höhenlage der Wasserverteiler ausgelegt werden. Um hierbei eine möglichst wirtschaftliche Systemauslegung zu erlangen, wurde u.a. ein Ansatz zur Ermittlung optimaler Höhenlagen entwickelt. Weiter müssen durch die nicht bedarfsdeckende Versorgung, Entleerungs- und Befüllungsprozesse des Leitungssystems berücksichtigt werden. Hierfür wurden spezielle Anforderungen an den Leitungsverlauf abgeleitet und Berechnungsverfahren zur Kontrolle eines sachgemäßen hydraulischen Betriebszustands erarbeitet. Für die Wasserverteiler als neue Systemkomponente, mussten auch gänzlich neue Bemessungsprinzipien aufgestellt werden. Diese erläutern u.a. die hydraulische Auslegung des Mehrkammersystems und die Ermittlung hierfür erforderlicher Behälter- und Kammerabmessungen sowie die technische Ausführung und Dimensionierung der Wehrüberfallsysteme.

Um eine Planung und Analyse des angepassten Wasserverteilungssystems zu vereinfachen, wurde zudem eine Methode zur hydraulischen Simulation des Systemverhaltens entwickelt. Hierbei wird aufgezeigt, wie sich die neuen Systemkomponenten sowie deren Verknüpfungen, in eine Open-Source-Software zur numerischen Rohrnetzmodellierung integrieren lassen und wie das angepasste Systemkonzept bei der Rohrnetzanalyse berücksichtigt wird. Durch die Verwendung einer einfach verständlichen Open-Source-Software, kann die Modellierung des Systems dabei schnell erlernt und weltweit ohne den Erwerb notwendiger Softwarelizenzen angewandt werden.

Im dritten Abschnitt der Arbeit wird die Umsetzung eines angepassten Wasserverteilungssystems in Form eines Demonstrationsprojektes dargelegt. Hierbei wurde die sachgemäße Funktion der entwickelten Konzeption, der neuen Systemkomponenten und der aufgestellten Planungs- und Bemessungsprinzipien untersucht sowie der Betrieb des Systems evaluiert. Die Umsetzung des Demonstrationsprojektes wurde im Rahmen des von Seiten des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten Verbundvorhabens KaWaTech, in einer subtropischen Karstregion im Norden Vietnams realisiert. Diese Region sieht sich mit vielen, für ländliche Regionen von Entwicklungs- und Schwellenländern typischen Problemen hinsichtlich einer adäquaten Wasserversorgung konfrontiert. Aufgrund fehlender oder nur sehr defizitärer Verteilinfrastrukturen, ist die Bevölkerung hier auf die Nutzung einer Vielzahl individueller Konzepte zur Wasserbeschaffung angewiesen und leidet z.T. unter erheblicher Wasserknappheit.

Basierend auf der entwickelten Konzeption, wurde daher ein angepasstes Wasserverteilungssystem zur Versorgung der Distrikthauptstadt sowie von 13 umliegenden Siedlungen entworfen. Hierbei wurden acht unterschiedliche Versorgungseinheiten definiert, wobei das verfügbare Wasserdargebot, durch sechs Wasserverteiler, mit bis zu vier Unterkammern aufgeteilt und über ein ca. zwölf Kilometer langes Leitungsnetz weiter verteilt wird. Ein je nach Dargebots- und Bedarfssituation abhängiger Rückstau von nicht benötigtem Wasser, kann dabei in bis zu vier übergeordnete Versorgungsgruppen stattfinden. In Kooperation mit den vietnamesischen Projektpartnern, wurde das entworfene Wasserverteilungssystem anschließend umgesetzt, wobei in dieser Arbeit insbesondere die Bemessung und der Bau, der sich zu herkömmlichen Wasserverteilungssystemen unterscheidenden Systemkomponenten beschrieben werden. Im Rahmen der Evaluierung konnte abschließend ein sachgemäßer Betrieb des Verteilungssystems entsprechend der entwickelten Konzeption nachgewiesen werden. Hervorzuheben sind hier die korrekte Aufteilung des Wassers durch die Wehrüberfallssysteme und das Mehrkammersystem in den Wasserverteilern, das selbstständige Entstehen bedarfsdeckender und nicht bedarfsdeckender Betriebszustände in Abhängigkeit der Dargebots- und Bedarfssituation sowie der ordnungsgemäße Wassertransport hinsichtlich auftretender Befüllungs- und Entleerungsprozesse innerhalb des Leitungssystems. Insgesamt konnte so eine nachhaltige und adäquate Wasserversorgung für ca. 10.000 Menschen in der Region sichergestellt werden.

8.2 Ausblick

Mit der Umsetzung eines Demonstrationsprojektes konnte die sachgemäße Funktion der angepassten Wasserverteilung entsprechend der entwickelten Konzeption im Allgemeinen nachgewiesen werden. Zum Zeitpunkt der Einreichung dieser Arbeit war der Bau

des nördlichen Versorgungsgebiets jedoch noch nicht vollständig abgeschlossen und die Wasserförderanlage wurde nur phasenweise, unter Aufsicht der deutschen Projektpartner, betrieben. Die sachgemäße Funktion des Wasserverteilungssystems wurde daher in Pilotversuchen untersucht, wobei alle auftretenden Betriebsszenarien separat herbeigeführt und analysiert wurden. Ein unterschiedliches Systemverhalten ist im Dauerbetrieb der Anlage zwar nicht zu erwarten, dennoch sollte diesbezüglich eine weitere Untersuchung nach Abschluss aller Baumaßnahmen und nach Übergang in den Regelbetrieb durchgeführt werden. Neben diesen technischen Aspekten, sollten im Regelbetrieb auch die soziokulturellen Aspekte weiter untersucht werden. Hierbei gilt es zu klären, ob die gerechte und durch alle Nutzer ersichtliche Aufteilung des verfügbaren Wassers durch die Wasserverteiler, den üblichen Nutzerkonflikten und damit der potentiellen Manipulation und Zerstörung der Verteilungssysteme entgegenwirkt. Weiter können die Erfahrungen des Betriebspersonals genutzt werden, um die neu entwickelten Systemkomponenten ggf. hinsichtlich Langlebigkeit und Nutzerfreundlichkeit zu optimieren.

Aus technischer Sicht stellt der Entleerungs- und Befüllungsprozess des Leitungssystems bei nicht bedarfsdeckenden Betriebsszenarien nach wie vor einen Kritikpunkt des angepassten Wasserverteilungssystems dar. Es werden zwar spezielle Planungsprinzipien für das Rohrleitungssystem erläutert, die eine hydraulisch einwandfreie Funktion des Systems sicherstellen, dennoch ergeben sich durch diese Betriebsweise einige negative Auswirkungen. Hierzu gehören z.B. das Auftreten von Druckschwankungen und kurzzeitigen Druckspitzen während der Befüllung sowie von Unterdrücken während der Entleerung. Diese können ggf. eine schnellere Degradation des Leitungssystems oder einen Schmutzeintrag in das Leitungssystem zur Folge haben. Während der Entwicklung der angepassten Wasserverteilung wurden daher bereits erste Entwürfe für eine weitere Systemkomponente erarbeitet, die eine Entleerung des Leitungssystems, auch bei nicht bedarfsdeckenden Betriebsszenarien, hydraulisch verhindert. Hierbei wird das Leitungssystem zwischen zwei Wasserbehältern zur hydrostatischen Messung des Wasserspiegels im oberstrom liegenden Behälter genutzt. Erst ab einem bestimmten hydrostatischen Druck resp. Wasserspiegel im Behälter, ermöglicht ein mechanisch-hydraulischer Mechanismus den Durchfluss einer definierten Wassermenge. Somit entsteht ein oszillierender Durchfluss, der eine Entleerung der Leitung verhindert. Diese Systemkomponente kann in Form eines Prototyps umgesetzt und innerhalb des angepassten Wasserverteilungssystems weiter erprobt werden.

Bezogen auf das im Dong Van Karst Plateau umgesetzte Wasserversorgungssystem, in Form der wasserkraftbasierten Wasserförderanlage und des angepassten Wasserverteilungssystems, ist für das Jahr 2020 auch die Umsetzung einer Wasseraufbereitungsanlage geplant. So kann das verfügbare Wasser nicht nur unter quantitativen, sondern zukünftig auch unter qualitativen Aspekten adäquat an die Bevölkerung verteilt werden.

Anhang A

Rohrnetzmodell des angepassten Wasserverteilungssystems

Im Folgenden wird das mit EPANET modellierte Rohrnetzmodell aus Abschnitt 5.6.4 dargestellt. Abbildung 1.1 zeigt die Topologie des Rohrnetzmodells sowie die Lage aller Knoten und Stränge. Zudem ist der Quellcode des Rohrnetzmodells angegeben. Hier können alle der Modellierung und der Simulation zugrunde liegenden Attribute und Parameter entnommen werden.

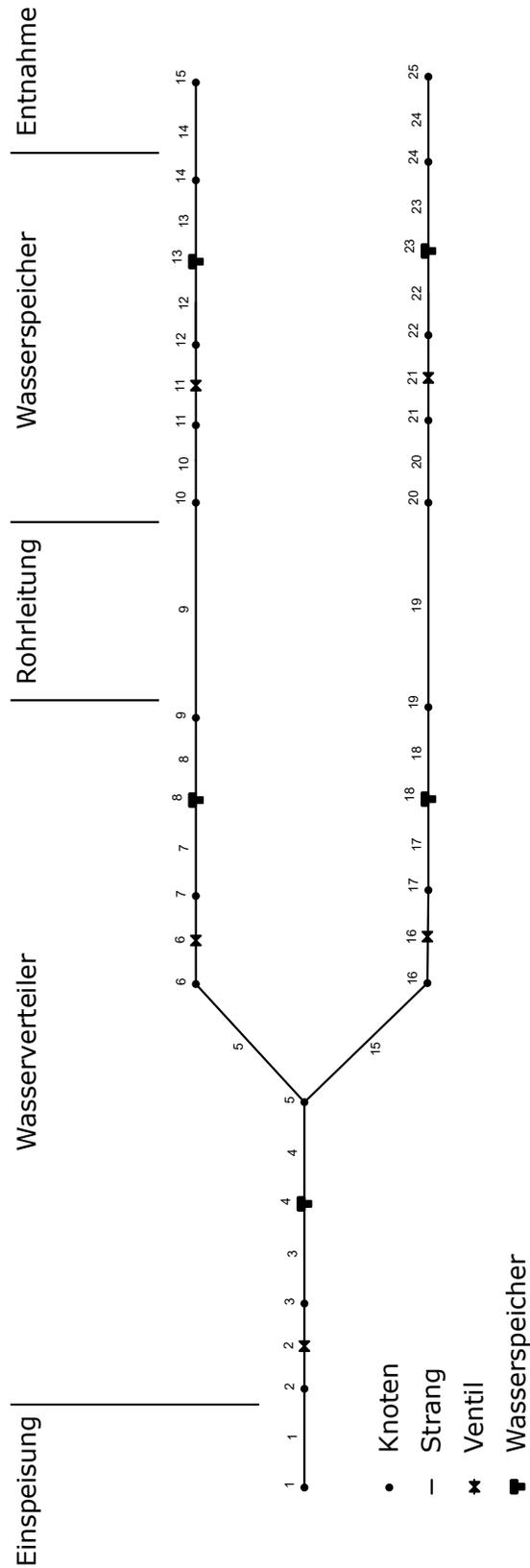


Abbildung 1.1: EPANET-Rohrnetzmodell des angepassten Wasserverteilungssystems

```

1 [TITLE]
2
3
4 [JUNCTIONS]
5 ;ID Elev Demand Pattern
6 1 102.5 -5 ;
7 2 102.5 0 ;
8 3 102.5 0 ;
9 5 100 0 ;
10 6 101 0 ;
11 7 101 0 ;
12 9 100 0 ;
13 10 50 0 ;
14 11 53.5 0 ;
15 12 53.5 0 ;
16 14 50 0 ;
17 15 50 1 ;
18 16 101 0 ;
19 17 101 0 ;
20 19 100 0 ;
21 20 50 0 ;
22 21 53.5 0 ;
23 22 53.5 0 ;
24 24 50 0 ;
25 25 50 1 ;
26
27 [RESERVOIRS]
28 ;ID Head Pattern
29
30 [TANKS]
31 ;ID Elevation InitLevel MinLevel MaxLevel Diameter MinVol VolCurve
32 4 100 0 0 2 1.128 0 ;
33 8 100 0 0 2 1.128 0 ;
34 13 50 0 0 3 1.596 0 ;
35 18 100 0 0 2 1.128 0 ;
36 23 50 0 0 3 1.596 0 ;
37
38 [PIPES]
39 ;ID Node1 Node2 Length Diameter Roughness MinorLoss Status
40 1 1 2 1 75 1 0 Open ;
41 3 3 4 1 75 1 0 Open ;
42 4 4 5 1 75 1 0 Open ;
43 5 5 6 0.1 75 0.1 2.77 Open ;
44 7 7 8 0.1 75 0.1 0 Open ;
45 8 8 9 1 75 1 0 Open ;
46 9 9 10 1000 75 1 0 Open ;
47 10 10 11 1 75 1 0 Open ;
48 12 12 13 1 75 1 0 Open ;
49 13 13 14 1 75 1 0 Open ;
50 14 14 15 1 75 1 0 Open ;
51 15 5 16 0.1 75 0.1 6.25 Open ;
52 17 17 18 0.1 75 0.1 0 Open ;
53 18 18 19 1 75 1 0 Open ;
54 19 19 20 1000 75 1 0 Open ;
55 20 20 21 1 75 1 0 Open ;

```

```

56 22 22 23 1 75 1 0 Open ;
57 23 23 24 1 75 1 0 Open ;
58 24 24 25 1 75 1 0 Open ;
59
60 [PUMPS]
61 ;ID Node1 Node2 Parameters
62
63 [VALVES]
64 ;ID Node1 Node2 Diameter Type Setting MinorLoss
65 2 2 3 75 PSV 0 0 ;
66 6 6 7 75 PSV 0 0 ;
67 11 11 12 75 PSV 0 0 ;
68 16 16 17 75 PSV 0 0 ;
69 21 21 22 75 PSV 0 0 ;
70
71 [TAGS]
72
73 [DEMANDS]
74 ;Junction Demand Pattern Category
75
76 [STATUS]
77 ;ID Status/Setting
78
79 [PATTERNS]
80 ;ID Multipliers
81 ;
82 1 1 1 1 1 1 1
83 1 1 1 1 1 1 1
84 1 1 1 1 1 1 1
85 1 1 1 1 1 1 1
86
87 [CURVES]
88 ;ID X-Value Y-Value
89
90 [CONTROLS]
91 LINK 1 CLOSED IF NODE 4 ABOVE 1.99
92 LINK 1 OPEN IF NODE 4 BELOW 1.99
93
94 LINK 5 CLOSED IF NODE 8 ABOVE 1.99
95 LINK 5 OPEN IF NODE 8 BELOW 1.99
96
97 LINK 15 CLOSED IF NODE 18 ABOVE 1.99
98 LINK 15 OPEN IF NODE 18 BELOW 1.99
99
100 LINK 8 CLOSED IF NODE 8 BELOW 0.01
101 LINK 8 OPEN IF NODE 8 ABOVE 0.01
102
103 LINK 18 CLOSED IF NODE 18 BELOW 0.01
104 LINK 18 OPEN IF NODE 18 ABOVE 0.01
105
106 LINK 10 CLOSED IF NODE 13 ABOVE 2.99
107 LINK 10 OPEN IF NODE 13 BELOW 2.99
108
109 LINK 20 CLOSED IF NODE 23 ABOVE 2.99
110 LINK 20 OPEN IF NODE 23 BELOW 2.99

```

```

111
112 LINK 13 CLOSED IF NODE 13 BELOW 0.01
113 LINK 13 OPEN IF NODE 13 ABOVE 0.01
114
115 LINK 23 CLOSED IF NODE 23 BELOW 0.01
116 LINK 23 OPEN IF NODE 23 ABOVE 0.01
117
118 [RULES]
119
120 [ENERGY]
121   GlobalEfficiency 75
122   GlobalPrice      0
123   DemandCharge    0
124
125 [EMITTERS]
126 ;Junction Coefficient
127
128 [QUALITY]
129 ;Node InitQual
130
131 [SOURCES]
132 ;Node Type Quality Pattern
133
134 [REACTIONS]
135 ;Type Pipe/Tank Coefficient
136
137
138 [REACTIONS]
139   Order Bulk          1
140   Order Tank         1
141   Order Wall         1
142   Global Bulk       0
143   Global Wall       0
144   Limiting Potential 0
145   Roughness Correlation 0
146
147 [MIXING]
148 ;Tank Model
149
150 [TIMES]
151   Duration           2:00
152   Hydraulic Timestep 00:00:05
153   Quality Timestep  0:05
154   Pattern Timestep  1:00
155   Pattern Start     0:00
156   Report Timestep   00:00:05
157   Report Start      0:00
158   Start ClockTime   12am
159   Statistic         None
160
161 [REPORT]
162   Status No
163   Summary No
164   Page 0
165

```

```

166 [OPTIONS]
167 Units          LPS
168 Headloss       D-W
169 Specific Gravity 1
170 Viscosity      1
171 Trials         40
172 Accuracy       0.001
173 CHECKFREQ      2
174 MAXCHECK       10
175 DAMPLIMIT      0
176 Unbalanced     Continue10
177 Pattern        1
178 Demand Multiplier 1.0
179 Emitter Exponent 0.5
180 Quality        Nonemg/L
181 Diffusivity    1
182 Tolerance      0.01
183
184 [COORDINATES]
185 ;Node X-Coord Y-Coord
186 1      -4382.24 4839.12
187 2      -3120.98 4839.12
188 3      -2027.03 4839.12
189 5       546.98 4839.12
190 6      2065.64 6229.09
191 7      3185.33 6229.09
192 9      5476.19 6229.09
193 10     8770.91 6229.09
194 11     9761.90 6229.09
195 12    10791.51 6229.09
196 14    12889.32 6229.09
197 15    14150.58 6229.09
198 16    2078.51 3268.98
199 17    3262.55 3256.11
200 19    5604.89 3256.11
201 20    8770.91 3256.11
202 21    9826.25 3256.11
203 22    10907.34 3256.11
204 24    13133.85 3256.11
205 25    14214.93 3256.11
206 4      -752.90 4839.12
207 8      4420.85 6229.09
208 13     11859.72 6229.09
209 18     4433.72 3256.11
210 23     11988.42 3256.11
211
212 [VERTICES]
213 ;Link X-Coord Y-Coord
214
215 [LABELS]
216 ;X-CoordY-CoordLabel&AnchorNode
217
218 [BACKDROP]
219 DIMENSIONS 0.00 0.00 10000.00 10000.00
220 UNITS      None

```

```
221 FILE
222 OFFSET      0.00  0.00
223
224 [END]
```


Anhang B

Exemplarische Konstruktionszeichnung des Wehrüberfallsystems

Im Folgenden findet sich eine exemplarische Konstruktionszeichnung des Wehrüberfallsystems, welche für die Bemessung und Herstellung des Systems bei einer Multiplikation des angepassten Wasserverteilungssystems genutzt werden kann. Alle Maße werden hierbei in Abhängigkeit der maximalen Wehrbreite b_{max} angegeben und haben sich während des Betriebs des Systems bewährt.

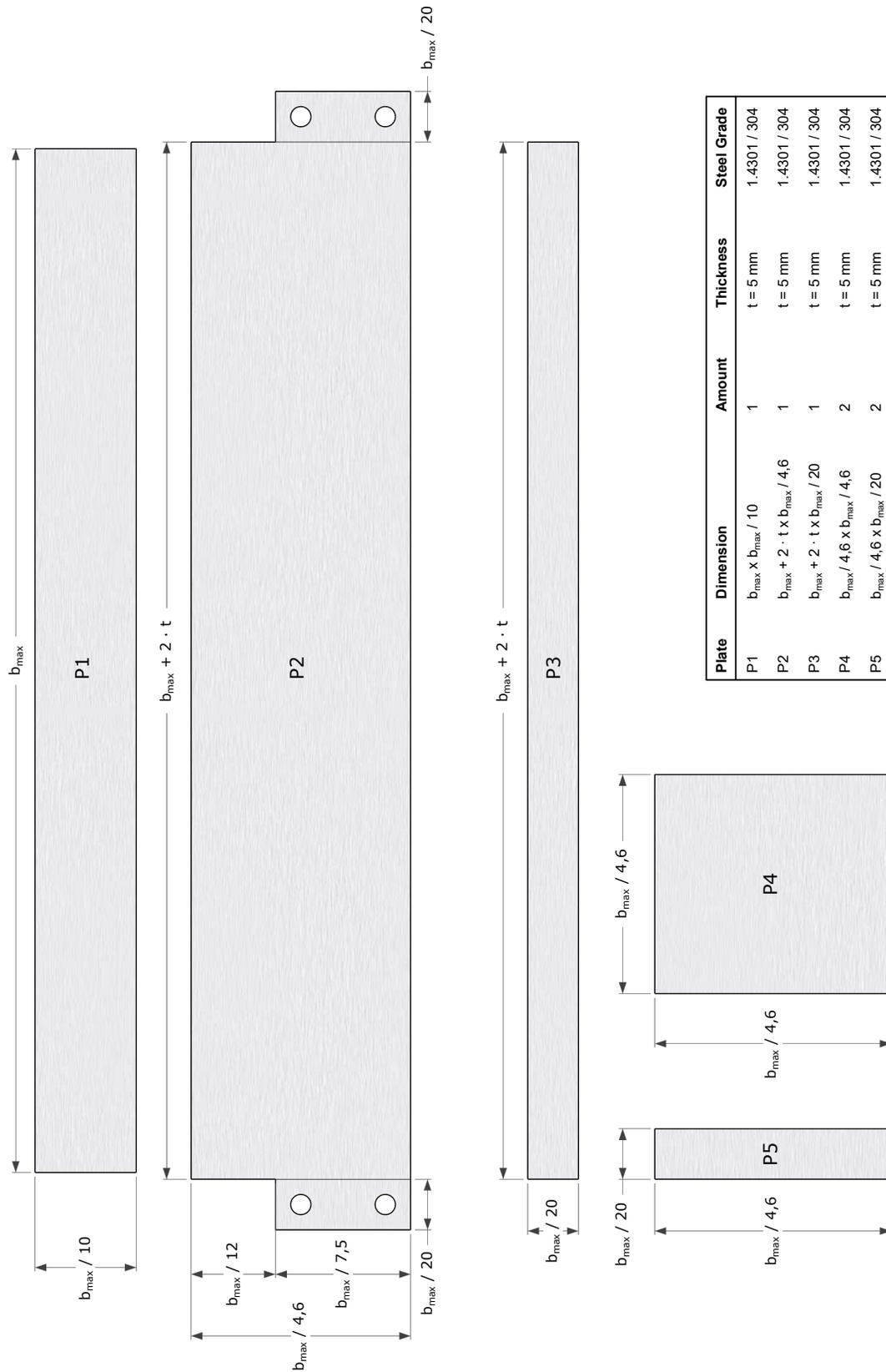


Abbildung 2.1: Konstruktionszeichnung des Wehrüberfallsystems - nichtrostendes Stahlelement

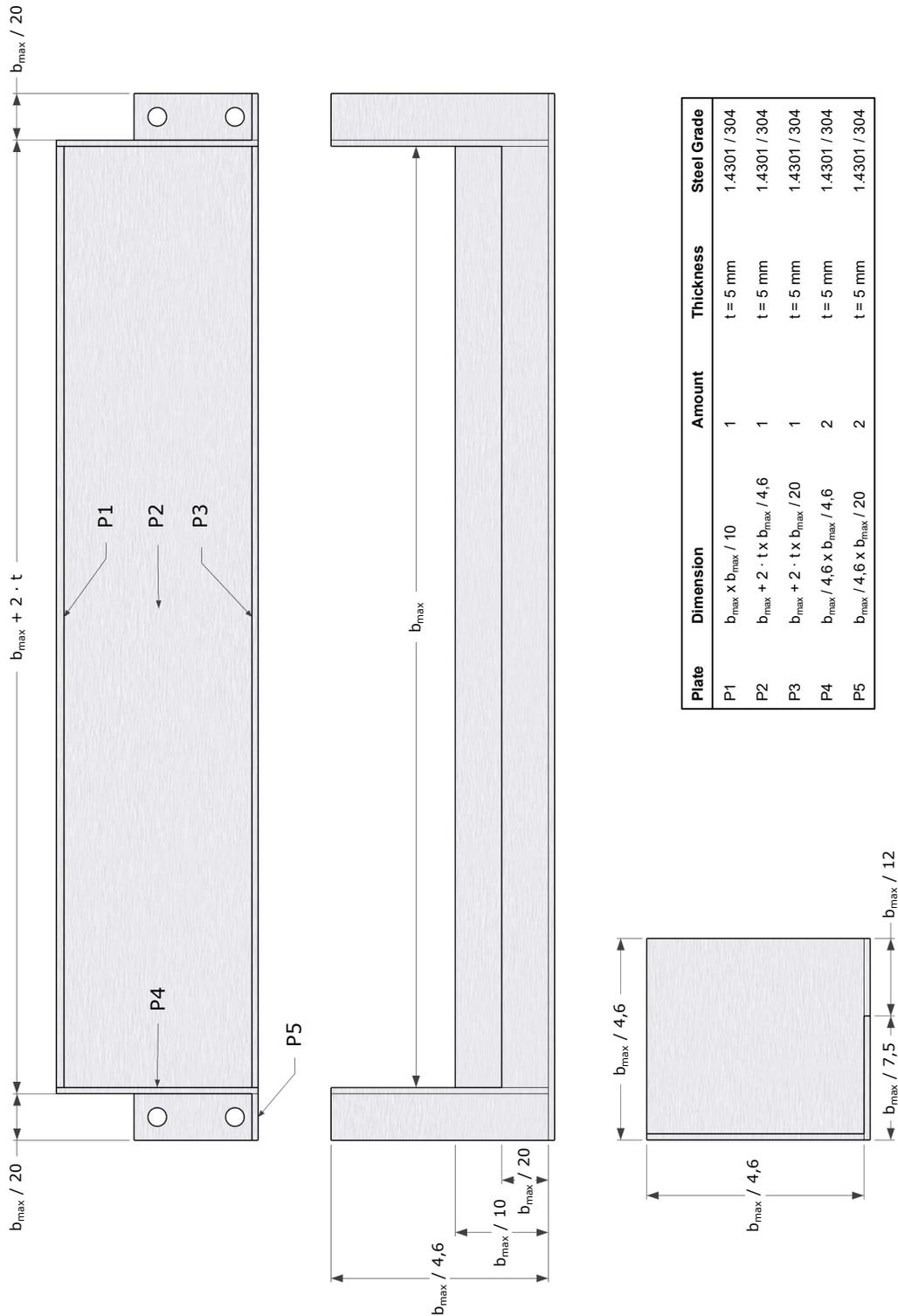


Abbildung 2.2: Konstruktionszeichnung des Wehrüberfallsystems - Zusammenbau nicht-rostendes Stahlelement

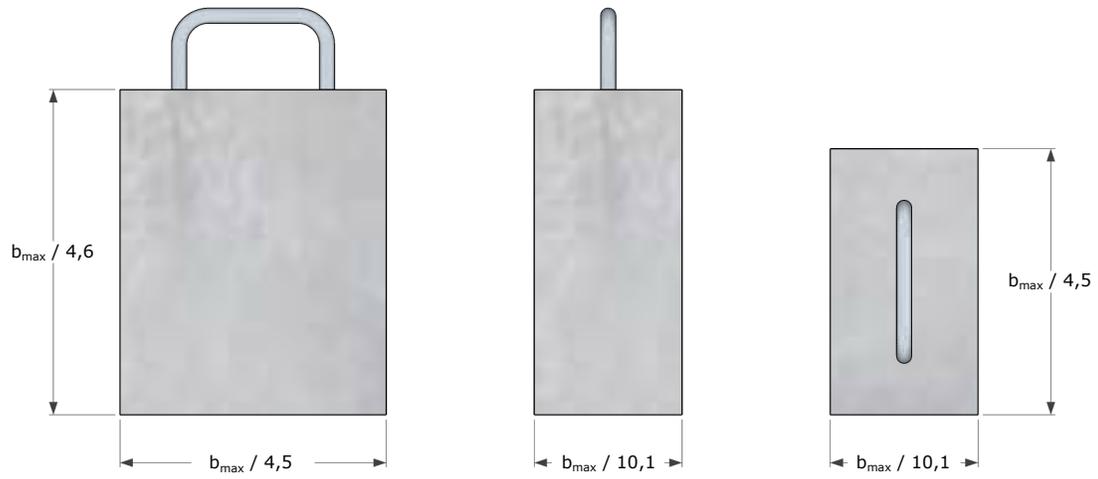


Abbildung 2.3: Konstruktionszeichnung des Wehrüberfallsystems - Betonelemente

Anhang C

Ermittlung der Wehrbreiten

Im Folgenden findet sich die Ermittlung der Wehrbreiten für die Wehrüberfallssysteme in den Wasserverteilern. Die Prozentsätze zur Ermittlung der Wehrbreiten sind in Tabelle 7.2 zusammengefasst. Das Wehrüberfallssystem des übergeordneten Wasserverteilers besitzt eine maximale Wehrbreite von $b_{max} = 114,2$ cm und eine Betonelementbreite von $b_B = 10$ cm. Das Wehrüberfallssystem der untergeordneten Wasserverteiler besitzt eine maximale Wehrbreite von $b_{max} = 60,7$ cm und eine Betonelementbreite von $b_B = 6$ cm. Da der Bau des Wasserverteilungssystems von Versorgungsgruppe VG 4 derzeit noch nicht vollständig abgeschlossen ist, sind hier keine Werte für die reale Aufteilung angegeben.

Tabelle 3.1: Ermittlung der Wehrbreiten für den übergeordneten Wasserverteiler ÜWV

ÜWV			
UK 1 VE 1	UK 2 VE 2	UK 3 VG 3	UK 4 VG 4
Aufteilung theoretisch			
$p_1 = 65,3 \%$ $b_1 = 94,2$ cm	$p_2 = 3,7 \%$ $b_2 = 5,4$ cm	$p_3 = 9,6 \%$ $b_3 = 14,0$ cm	$p_4 = 21,4 \%$ $b_4 = 31,2$ cm
Aufteilung praktisch			
$p_{1,prakt} = 64,2 \%$ $b_{1,prakt} = 94,2$ cm	$p_{2,prakt} = 2,8 \%$ $b_{2,prakt} = 4,2$ cm	$p_{3,prakt} = 9,7 \%$ $b_{3,prakt} = 14,2$ cm	$p_{4,prakt} = 23,3 \%$ $b_{4,prakt} = 34,2$ cm
Anzahl Betonelemente			
2	11	10	8
Aufteilung real			
$p_{1,real} = 65,8 \%$ $b_{1,real} = 93,4$ cm	$p_{2,real} = 2,0 \%$ $b_{2,real} = 2,8$ cm	$p_{3,real} = 9,1 \%$ $b_{3,real} = 12,9$ cm	$p_{4,real} = 23,1 \%$ $b_{4,real} = 32,7$ cm
Abweichung zur theoretischen Aufteilung			
$\Delta p_1 = + 0,5 \%$	$\Delta p_2 = - 1,7 \%$	$\Delta p_3 = - 0,5 \%$	$\Delta p_4 = + 1,7 \%$

Tabelle 3.2: Ermittlung der Wehrbreiten für den untergeordneten Wasserverteiler UWV 3

UWV 3	
UK 1	UK 2
VE 3.1	VE 3.2
Aufteilung theoretisch	
$p_{3.1} = 72,1 \%$	$p_{3.2} = 27,9 \%$
$b_{3.1} = 60,7 \text{ cm}$	$b_{3.2} = 23,5 \text{ cm}$
Aufteilung praktisch	
$p_{3.1,prakt} = 71,1 \%$	$p_{3.2,prakt} = 28,9 \%$
$b_{3.1,prakt} = 60,7 \text{ cm}$	$b_{3.2,prakt} = 24,7 \text{ cm}$
Anzahl Betonelemente	
0	6
Aufteilung real	
$p_{3.1,real} = 71,4 \%$	$p_{3.2,real} = 28,6 \%$
$b_{3.1,real} = 60,9 \text{ cm}$	$b_{3.2,real} = 24,4 \text{ cm}$
Abweichung zur theoretischen Aufteilung	
$\Delta p_{3.1} = - 0,7 \%$	$\Delta p_{3.2} = + 0,7 \%$

Tabelle 3.3: Ermittlung der Wehrbreiten für den untergeordneten Wasserverteiler UWV 4

UWV 4	
UK 1	UK 2
VG 4.1	VE 4.2
Aufteilung theoretisch	
$p_{4.1} = 84,9 \%$	$p_{4.2} = 15,1 \%$
$b_{4.1} = 36,7 \text{ cm}$	$b_{4.2} = 6,5 \text{ cm}$
Aufteilung praktisch	
$p_{4.1,prakt} = 84,6 \%$	$p_{4.2,prakt} = 15,4 \%$
$b_{4.1,prakt} = 36,7 \text{ cm}$	$b_{4.2,prakt} = 6,7 \text{ cm}$
Anzahl Betonelemente	
4	9
Aufteilung real	
$p_{4.1,real} = - \%$	$p_{4.2,real} = - \%$
$b_{4.1,real} = - \text{ cm}$	$b_{4.2,real} = - \text{ cm}$
Abweichung zur theoretischen Aufteilung	
$\Delta p_{4.1} = - \%$	$\Delta p_{4.2} = - \%$

Tabelle 3.4: Ermittlung der Wehrbreiten für den untergeordneten Wasserverteiler UWV 4.1

UWV 4.1	
UK 1 VG 4.1.1	UK 2 VE 4.1.2
Aufteilung theoretisch	
$p_{4.1.1} = 63,8 \%$	$p_{4.1.2} = 36,2 \%$
$b_{4.1.1} = 54,7 \text{ cm}$	$b_{4.1.2} = 31,0 \text{ cm}$
Aufteilung praktisch	
$p_{4.1.1,prakt} = 64,1 \%$	$p_{4.1.2,prakt} = 35,9 \%$
$b_{4.1.1,prakt} = 54,7 \text{ cm}$	$b_{4.1.2,prakt} = 30,7 \text{ cm}$
Anzahl Betonelemente	
1	5
Aufteilung real	
$p_{4.1.1,real} = - \%$	$p_{4.1.2,real} = - \%$
$b_{4.1.1,real} = - \text{ cm}$	$b_{4.1.2,real} = - \text{ cm}$
Abweichung zur theoretischen Aufteilung	
$\Delta p_{4.1.1} = - \%$	$\Delta p_{4.1.2} = - \%$

Tabelle 3.5: Ermittlung der Wehrbreiten für den untergeordneten Wasserverteiler UWV 4.1.1

UWV 4.1.1	
UK 1 VG 4.1.1.1	UK 2 VE 4.1.1.2
Aufteilung theoretisch	
$p_{4.1.1.1} = 52,5 \%$	$p_{4.1.1.2} = 47,5 \%$
$b_{4.1.1.1} = 60,7 \text{ cm}$	$b_{4.1.1.2} = 54,9 \text{ cm}$
Aufteilung praktisch	
$p_{4.1.1.1,prakt} = 52,6 \%$	$p_{4.1.1.2,prakt} = 47,4 \%$
$b_{4.1.1.1,prakt} = 60,7 \text{ cm}$	$b_{4.1.1.2,prakt} = 54,7 \text{ cm}$
Anzahl Betonelemente	
0	1
Aufteilung real	
$p_{4.1.1.1,real} = - \%$	$p_{4.1.1.2,real} = - \%$
$b_{4.1.1.1,real} = - \text{ cm}$	$b_{4.1.1.2,real} = - \text{ cm}$
Abweichung zur theoretischen Aufteilung	
$\Delta p_{4.1.1.1} = - \%$	$\Delta p_{4.1.1.2} = - \%$

Tabelle 3.6: Ermittlung der Wehbreiten für den untergeordneten Wasserverteiler UWV 4.1.1.1

UWV 4.1.1.1	
UK 1	UK 2
-	VE 4.1.1.1.2
Aufteilung theoretisch	
$p_{4.1.1.1.1} = 0 \%$	$p_{4.1.1.1.2} = 100 \%$
$b_{4.1.1.1.1} = 0 \text{ cm}$	$b_{4.1.1.1.2} = 60,7 \text{ cm}$
Aufteilung praktisch	
$p_{4.1.1.1.1,prakt} = 1,1 \%$	$p_{4.1.1.1.2,prakt} = 98,9 \%$
$b_{4.1.1.1.1,prakt} = 0,7 \text{ cm}$	$b_{4.1.1.1.2,prakt} = 60,7 \text{ cm}$
Anzahl Betonelemente	
10	0
Aufteilung real	
$p_{4.1.1.1.1,real} = - \%$	$p_{4.1.1.1.2,real} = - \%$
$b_{4.1.1.1.1,real} = - \text{ cm}$	$b_{4.1.1.1.2,real} = - \text{ cm}$
Abweichung zur theoretischen Aufteilung	
$\Delta p_{4.1.1.1.1} = - \%$	$\Delta p_{4.1.1.1.2} = - \%$

Anhang D

Nachweis der Selbstentlüftung des Leitungsabschnitts ÜWV - WS 1

Berechnung der Stillstandsgeschwindigkeit $v_{S,i}$ gemäß Gleichung 2.60:

$$v_{S,1} = \sqrt{1,5g \cdot \frac{D_i \cdot \sin\alpha}{1,64 \cdot \sin\alpha + 0,06}} = \sqrt{1,5g \cdot \frac{0,13 \cdot \frac{7}{60}}{1,64 \cdot \frac{7}{60} + 0,06}} = 0,94 \text{ m/s} \quad (4.1)$$

$$v_{S,2} = \sqrt{1,5g \cdot \frac{D_i \cdot \sin\alpha}{1,64 \cdot \sin\alpha + 0,06}} = \sqrt{1,5g \cdot \frac{0,13 \cdot \frac{8}{50}}{1,64 \cdot \frac{8}{50} + 0,06}} = 0,97 \text{ m/s} \quad (4.2)$$

$$v_{S,3} = \sqrt{1,5g \cdot \frac{D_i \cdot \sin\alpha}{1,64 \cdot \sin\alpha + 0,06}} = \sqrt{1,5g \cdot \frac{0,13 \cdot \frac{35}{210}}{1,64 \cdot \frac{35}{210} + 0,06}} = 0,98 \text{ m/s} \quad (4.3)$$

$$v_{S,4} = \sqrt{1,5g \cdot \frac{D_i \cdot \sin\alpha}{1,64 \cdot \sin\alpha + 0,06}} = \sqrt{1,5g \cdot \frac{0,13 \cdot \frac{25}{240}}{1,64 \cdot \frac{25}{240} + 0,06}} = 0,93 \text{ m/s} \quad (4.4)$$

$$v_{S,1} = \sqrt{1,5g \cdot \frac{D_i \cdot \sin\alpha}{1,64 \cdot \sin\alpha + 0,06}} = \sqrt{1,5g \cdot \frac{0,13 \cdot \frac{7}{50}}{1,64 \cdot \frac{7}{50} + 0,06}} = 0,96 \text{ m/s} \quad (4.5)$$

Berechnung der Fließgeschwindigkeit v_m bei Vollfüllung gemäß Gleichung 2.51. Entsprechend der Empfehlung aus DVGW GW 303-1 (2006) wird für die Berechnung eine integrale Rauheit von $k_s = 0,4 \text{ mm}$ verwendet:

$$v_m = \sqrt{\frac{2g \cdot z_E}{\lambda \cdot \frac{L}{D_i} + \sum \zeta_i}} = \sqrt{\frac{2g \cdot 65}{0,027 \cdot \frac{1222}{0,13} + 0}} = 2,24 \text{ m/s} \quad (4.6)$$

Berechnung der reduzierten Fließgeschwindigkeit $v_{m,L}$ bei Vernachlässigung der Kompressibilität und unter Annahme der vollständigen Füllung mit Luft aller abwärts geneigten Leitungsabschnitte gemäß Gleichung 2.52:

$$v_{m,L} = \sqrt{\frac{2g \cdot (z_E - \sum z_{L,i})}{\lambda \cdot \frac{L - \sum L_{L,i}}{D} + \sum \zeta_i}} = \sqrt{\frac{2g \cdot (65 - 82)}{\lambda \cdot \frac{1222 - 610}{0,13} + 0}} = 0 \text{ m/s} \quad (4.7)$$

Berechnung des Drucks und der Geometrischen Veränderungen des Lufteinschlusses unter Berücksichtigung der Kompressibilität gemäß den Gleichungen 2.48, 2.46, 2.49 und 2.50 für Abschnitt 5 aus Abbildung 7.23:

$$p_{L,5} = z_{W,5} + p_{L,5+1} - z_{L,5} \cdot \frac{p_{L,5}}{p_{L,5,atm} + p_{L,5}} = 3 + 0 - 7 \cdot \frac{p_{L,5}}{10 + p_{L,5}} = 1,89 \text{ m} \quad (4.8)$$

$$\Delta z_{L,5} = z_{L,5} \cdot \frac{p_{L,5}}{p_{L,5,atm} + p_{L,5}} = 7 \cdot \frac{1,89}{10 + 1,89} = 1,11 \text{ m} \quad (4.9)$$

$$z_{L,5,comp} = z_{L,5} - \Delta z_{L,5} = 7 - 1,11 = 5,89 \text{ m} \quad (4.10)$$

$$L_{L,5,comp} = L_{L,5} \cdot \left(1 - \frac{\Delta z_{L,5}}{z_{L,5}}\right) = 50 \cdot \left(1 - \frac{1,11}{7}\right) = 42,14 \text{ m} \quad (4.11)$$

Berechnung des Drucks und der Geometrischen Veränderungen des Lufteinschlusses unter Berücksichtigung der Kompressibilität gemäß den Gleichungen 2.48, 2.46, 2.49 und 2.50 für Abschnitt 4 aus Abbildung 7.23:

$$p_{L,4} = z_{W,4} + p_{L,5} - z_{L,4} \cdot \frac{p_{L,4}}{p_{L,4,atm} + p_{L,4}} = 10 + 1,89 - 25 \cdot \frac{p_{L,4}}{10 + p_{L,4}} = 4,33 \text{ m} \quad (4.12)$$

$$\Delta z_{L,4} = z_{L,4} \cdot \frac{p_{L,4}}{p_{L,4,atm} + p_{L,4}} = 25 \cdot \frac{4,33}{10 + 4,33} = 7,55 \text{ m} \quad (4.13)$$

$$z_{L,4,comp} = z_{L,4} - \Delta z_{L,4} = 25 - 7,55 = 17,45 \text{ m} \quad (4.14)$$

$$L_{L,4,comp} = L_{L,4} \cdot \left(1 - \frac{\Delta z_{L,4}}{z_{L,4}}\right) = 240 \cdot \left(1 - \frac{7,55}{25}\right) = 167,52 \text{ m} \quad (4.15)$$

Berechnung des Drucks und der Geometrischen Veränderungen des Lufteinschlusses unter Berücksichtigung der Kompressibilität gemäß den Gleichungen 2.48, 2.46, 2.49 und 2.50 für Abschnitt 3 aus Abbildung 7.23:

$$p_{L,3} = z_{W,3} + p_{L,4} - z_{L,3} \cdot \frac{p_{L,3}}{p_{L,3,atm} + p_{L,3}} = 12 + 4,33 - 35 \cdot \frac{p_{L,3}}{10 + p_{L,3}} = 4,87 \text{ m} \quad (4.16)$$

$$\Delta z_{L,3} = z_{L,3} \cdot \frac{p_{L,3}}{p_{L,3,atm} + p_{L,3}} = 35 \cdot \frac{4,87}{10 + 4,87} = 11,46 \text{ m} \quad (4.17)$$

$$z_{L,3,comp} = z_{L,3} - \Delta z_{L,3} = 35 - 11,46 = 23,54 \text{ m} \quad (4.18)$$

$$L_{L,3,comp} = L_{L,3} \cdot \left(1 - \frac{\Delta z_{L,3}}{z_{L,3}}\right) = 210 \cdot \left(1 - \frac{11,46}{35}\right) = 141,24 \text{ m} \quad (4.19)$$

Berechnung des Drucks und der Geometrischen Veränderungen des Lufteinschlusses unter Berücksichtigung der Kompressibilität gemäß den Gleichungen 2.48, 2.46, 2.49 und 2.50 für Abschnitt 2 aus Abbildung 7.23:

$$p_{L,2} = z_{W,2} + p_{L,3} - z_{L,2} \cdot \frac{p_{L,2}}{p_{L,2,atm} + p_{L,2}} = 2 + 4,87 - 8 \cdot \frac{p_{L,2}}{10 + p_{L,2}} = 4,42 \text{ m} \quad (4.20)$$

$$\Delta z_{L,2} = z_{L,2} \cdot \frac{p_{L,2}}{p_{L,2,atm} + p_{L,2}} = 8 \cdot \frac{4,42}{10 + 4,42} = 2,45 \text{ m} \quad (4.21)$$

$$z_{L,2,comp} = z_{L,2} - \Delta z_{L,2} = 8 - 2,45 = 5,55 \text{ m} \quad (4.22)$$

$$L_{L,2,comp} = L_{L,2} \cdot \left(1 - \frac{\Delta z_{L,2}}{z_{L,2}}\right) = 50 \cdot \left(1 - \frac{2,45}{8}\right) = 34,69 \text{ m} \quad (4.23)$$

Berechnung des Drucks und der Geometrischen Veränderungen des Lufteinschlusses unter Berücksichtigung der Kompressibilität gemäß den Gleichungen 2.48, 2.46, 2.49 und 2.50 für Abschnitt 1 aus Abbildung 7.23:

$$p_{L,1} = z_{W,1} + p_{L,2} - z_{L,1} \cdot \frac{p_{L,1}}{p_{L,1,atm} + p_{L,1}} = 4 + 4,42 - 7 \cdot \frac{p_{L,1}}{10 + p_{L,1}} = 5,84 \text{ m} \quad (4.24)$$

$$\Delta z_{L,1} = z_{L,1} \cdot \frac{p_{L,1}}{p_{L,1,atm} + p_{L,1}} = 7 \cdot \frac{5,84}{10 + 5,84} = 2,58 \text{ m} \quad (4.25)$$

$$z_{L,1,comp} = z_{L,1} - \Delta z_{L,1} = 7 - 2,58 = 4,42 \text{ m} \quad (4.26)$$

$$L_{L,1,comp} = L_{L,1} \cdot \left(1 - \frac{\Delta z_{L,1}}{z_{L,1}}\right) = 60 \cdot \left(1 - \frac{2,58}{7}\right) = 37,89 \text{ m} \quad (4.27)$$

Berechnung der reduzierten Fließgeschwindigkeit $v_{m,L}$ bei Berücksichtigung der Kompressibilität gemäß Gleichung 2.52:

$$v_{m,L} = \sqrt{\frac{2g \cdot (z_E - \sum z_{L,i})}{\lambda \cdot \frac{L - \sum L_{L,i}}{D} + \sum \zeta_i}} = \sqrt{\frac{2g \cdot (65 - 56,85)}{0,028 \cdot \frac{1222 - 423,46}{0,13} + 0}} = 0,97 \text{ m/s} \quad (4.28)$$

Berechnung der reduzierten Fließgeschwindigkeit $v_{m,L}$ bei Berücksichtigung der Kompressibilität und nach dem Austrag der Lufteinschlüsse im Abschnitt 5 und 4 gemäß Gleichung 2.52:

$$v_{m,L} = \sqrt{\frac{2g \cdot (z_E - \sum z_{L,i})}{\lambda \cdot \frac{L - \sum L_{L,i}}{D} + \sum \zeta_i}} = \sqrt{\frac{2g \cdot (65 - 33,51)}{0,027 \cdot \frac{1222 - 213,82}{0,13} + 0}} = 1,76 \text{ m/s} \quad (4.29)$$

Literaturverzeichnis

- [Aigner 2003a] AIGNER, D.: *Merkblatt - Hydraulische Bemessung von Freigefälledruckleitungen zum Abwassertransport*. Dresden : Technische Universität Dresden, 2003
- [Aigner und Bollrich 2015] AIGNER, D. ; BOLLRICH, G.: *Handbuch der Hydraulik: für Wasserbau und Wasserwirtschaft*. Beuth Verlag GmbH, 2015 (Bauwesen Wissen). – ISBN 9783410213413
- [Aigner 2003b] AIGNER, Detlef: Lufttransport in (wassergefüllten) Rohrleitungen. In: *Wasserbauliche Mitteilungen* Bd. 26. Dresden : Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2003
- [Aigner 2000] AIGNER, Detlef: Freigefälledruckleitungen zur Abwasserüberleitung. In: *Korrespondenz Abwasser - Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall* 6 (2000), S. 876–881
- [Andey und Kelkar 2007] ANDEY, Subhash P. ; KELKAR, Prakash S.: Performance of water distribution systems during intermittent versus continuous water supply. In: *Journal-American Water Works Association* 99 (2007), Nr. 8, S. 99–106
- [Bachmeier 1995] BACHMEIER, G.: *Druckstossbelastungen verursacht durch Luftaustritt aus unter Druck gefahrenen Rohren*. Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie, Dissertation, 1995
- [BDEW 2017] BDEW: *Entwicklung des personenbezogenen Wassergebrauchs in Deutschland*. Berlin : BDEW Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft e.V., 2017 (Pressemitteilung vom 21.08.2017)
- [Beasley u. a. 1990] BEASLEY, A. ; EDUCATION, Naval ; (U.S.), Training Program Management Support A.: *Fluid Power*. The Activity, 1990
- [Bendiksen 1984] BENDIKSEN, Kjell H.: An experimental investigation of the motion of long bubbles in inclined tubes. In: *International journal of multiphase flow* 10 (1984), Nr. 4, S. 467–483
- [Billings und Jones 2011] BILLINGS, R.B. ; JONES, C.V.: *Forecasting Urban Water Demand*. American Water Works Association, 2011. – ISBN 9781613000700
- [Böswirth 2010] BÖSWIRTH, Leopold: *Technische Strömungslehre: Lehr- und Übungsbuch ; mit 43 Tabellen*. 8., überarb. und erw. Aufl. Wiesbaden : Vieweg + Teubner, 2010. – ISBN 978-3-8348-0523-2

- [BPB 2017] BPB: *Wasserverbrauch - Anteil der jährlichen Frischwasserentnahme an den sich erneuernden Wasserressourcen*. Bundeszentrale für politische Bildung, 2017
- [Callebat 1973] CALLEBAT, Louis: *De l'architecture. VIII*. Les Belles Lettres, 1973 (Collection des Universités de France Buch 8)
- [Chan u. a. 2012] CHAN, Ek S. ; VERMERSCH, Michel ; VAUGHAN, Patrick: Water supply in Phnom Penh: from devastation to sector leadership. In: *Water Utility Management International* 7 (2012), Nr. 3, S. 9–12
- [Charalambous und Lapidou 2017] CHARALAMBOUS, Bambos ; LASPIDOU, Chrysi: *Dealing with the Complex Interrelation of Intermittent Supply and Water Losses*. London : IWA Publishing, 2017. – ISBN 9781780407067
- [Chen und Goldscheider 2018] CHEN, Z. ; GOLDSCHIEDER, N.: *Kartographie erstellt im Rahmen des WOKAM-Projektes (World Karst Aquifer Mapping Project)*. Karlsruher Institut für Technologie (KIT) - Institut für Angewandte Geowissenschaften (AGW), 2018
- [Diercke und Michael 2015] DIERCKE, C. ; MICHAEL, T.: *Diercke Weltatlas*. Westermann, 2015 (Diercke Weltatlas). – ISBN 9783141008005
- [DIN 2000 2017] DIN: *DIN 2000 Zentrale Trinkwasserversorgung - Leitsätze für Anforderungen an Trinkwasser, Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung der Versorgungsanlagen - Technische Regel des DVGW*. 2017
- [DIN 4046 1983] DIN: *DIN 4046 Wasserversorgung; Begriffe*. 1983
- [DIN 4049 1992] DIN: *DIN 4049 Hydrologie; Grundbegriffe*. 1992
- [DIN EN 805 2000] DIN: *DIN EN 805 Anforderungen an Wasserversorgungssysteme und deren Bauteile außerhalb von Gebäuden*. 2000
- [DVGW GW 303-1 2006] DVGW: *DVGW Arbeitsblatt GW 303-1 Berechnung von Gas- und Wasserrohrnetzen - Teil 1: Hydraulische Grundlagen, Netzmodellierung und Berechnung*. 2006
- [DVGW W 300-1 2014] DVGW: *DVGW Arbeitsblatt W 300-1 Trinkwasserbehälter - Teil 1: Planung und Bau*. 2014
- [DVGW W 400-1 2015] DVGW: *DVGW Arbeitsblatt W 400-1 Technische Regeln Wasserverteilungsanlagen (TRWV) - Teil 1: Planung*. Januar 2015
- [DVGW W 406 2012] DVGW: *DVGW Arbeitsblatt W 406 Volumen- und Durchflussmessung von kaltem Trinkwasser in Druckrohrleitungen: Auswahl, Bemessung, Einbau und Betrieb von Wasserzählern*. Januar 2012
- [DVGW W 410 2008] DVGW: *DVGW Arbeitsblatt W 410 Wasserbedarf - Kennwerte und Einflüssgrößen*. 2008

- [DVGW W 610 2010] DVGW: *DVGW Arbeitsblatt W 610 Pumpensysteme in der Trinkwasserversorgung*. Januar 2010
- [Ervine und Himmo 1984] ERVINE, D. A. ; HIMMO, S. K.: Modelling the Behaviour of Air Pockets in Closed Conduit Hydraulic Systems. In: *Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures* (1984), S. 4.15.01–4.15.12
- [Falkenmark u. a. 1989] FALKENMARK, Malin ; LUNDQVIST, Jan ; WIDSTRAND, Carl: Macro-scale water scarcity requires micro-scale approaches: Aspects of vulnerability in semi-arid development. In: *Natural resources forum* Bd. 13 Wiley Online Library (Veranst.), 1989, S. 258–267
- [Falvey 1980] FALVEY, Henry T.: *Engineering monograph*. Bd. 41: *Air-water flow in hydraulic systems*. United States Department of the Interior Water and Power Resources Service, 1980
- [FAO 2016] FAO: *AQUASTAT database: Water withdrawal by sector*. FAO Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2016
- [FAO 2017a] FAO: *AQUASTAT database: Total renewable water resources per capita*. FAO Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2017
- [FAO 2017b] FAO: *AQUASTAT database: Total water withdrawal per capita*. FAO Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2017
- [FAO 2018] FAO: *Progress on Level of Water Stress - Global baseline for SDG indicator 6.4.2*. Rome : FAO Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2018
- [Fritsch u. a. 2014] FRITSCH, Peter ; MUTSCHMANN, Johann ; STIMMELMAYR, Fritz: *Taschenbuch der Wasserversorgung*. 16., vollst. überarb. und aktual. Aufl. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2014. – ISBN 978-3-8348-2560-5
- [Frontinus-Gesellschaft 1982] FRONTINUS-GESELLSCHAFT: *Wasserversorgung im Antiken Rom: Sextus Iulius Frontinus, Curator Aquarum*. R. Oldenbourg Verlag München, 1982 (Geschichte der Wasserversorgung). – ISBN 9783486261110
- [Frontinus-Gesellschaft 1988] FRONTINUS-GESELLSCHAFT: *Die Wasserversorgung antiker Städte: Mensch und Wasser, Mitteleuropa, Thermen, Bau/Materialien, Hygiene*. Verlag Philipp von Zabern, 1988 (Geschichte der Wasserversorgung Bd. 2). – ISBN 9783805309844
- [Gandenberger 1957] GANDENBERGER, Wilhelm: *Schriftenreihe gwf Wasser, Abwasser*. Bd. 4: *Über die wirtschaftliche und betriebssichere Gestaltung von Fernwasserleitungen*. München : Oldenbourg, 1957
- [Gerybadze 2003] GERYBADZE, Alexander: *Knowledge Management and Transnational R & D Projects: The Role of Asymmetric Understanding and Group Cognition Processes in Distributed Work*. Center for Internationales Management und Innovation, Univ. Hohenheim, 2003

- [GIZ 2011] GIZ: *Guidelines for water loss reduction*. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, 2011
- [Grambow u. a. 2013] GRAMBOW, Martin ; MAUSER, Wolfram ; WILDERER, Peter: *Nachhaltige Wasserbewirtschaftung: Konzept und Umsetzung eines vernünftigen Umgangs mit dem Gemeingut Wasser*. Springer, 2013
- [Gresse 2010] GRESSE, Christopher: *Wissensmanagement im Technologietransfer: Einfluss der Wissensmerkmale in F&E-Kooperationen*. Springer-Verlag, 2010
- [Hakenesch 2014] HAKENESCH, P. R.: *Aerodynamik des Flugzeugs - Skript zur Vorlesung*. Hochschule München, 2014
- [Hartmann u. a. 2014] HARTMANN, A. ; GOLDSCHIEDER, N. ; WAGENER, T. ; LANGE, J. ; WEILER, M.: Karst water resources in a changing world: Review of hydrological modeling approaches. In: *Reviews of Geophysics* 52 (2014), Nr. 3, S. 218–242
- [Hewitt und Hall-Taylor 1970] HEWITT, G. F. ; HALL-TAYLOR, N. S.: *Annular two-phase flow*. 1., Aufl. Oxford und New York : Pergamon Press, 1970. – ISBN 0080157971
- [Horlacher und Helbig 2018] HORLACHER, H.B. ; HELBIG, U.: *Rohrleitungen 2: Einsatz, Verlegung, Berechnung, Rehabilitation*. Springer Berlin Heidelberg, 2018 (Rohrleitungen 2). – ISBN 9783662503546
- [Howard und Bartram 2003] HOWARD, G. ; BARTRAM, J.: *Domestic Water Quantity, Service Level and Health*. Geneva, Switzerland : World Health Organization, 2003
- [Idelchik und Fried 1986] IDELCHIK, I. E. ; FRIED, Erwin: *Handbook of hydraulic resistance*. 2., vollst. überarb. und aktual. Aufl. Washington : Hemisphere Pub. Corp., 1986. – ISBN 3540159622
- [IWA 2016] IWA: *International Statistics for Water Services 2016*. London : IWA - International Water Association, 2016 (IWA Statistics and Economics)
- [IWMI 2007] IWMI: *Water for Food Water for Life - A Comprehensive Assessment of Water Management in Agriculture*. UK : IWMI - International Water Management Institute and Earthscan, 2007
- [Jordan 1984] JORDAN, Thomas D.: *A Handbook of Gravity-flow Water Systems for Small Communities*. Intermediate Technology Publications, 1984. – ISBN 9780946688500
- [Kalinske und Robertson 1943] KALINSKE, A. A. ; ROBERTSON, J. M.: Closed conduit flow. In: *ASCE* 108 (1943), S. 1435–1516
- [Kaminsky und Kumpel 2018] KAMINSKY, Jessica ; KUMPEL, Emily: Dry Pipes: Associations between Utility Performance and Intermittent Piped Water Supply in Low and Middle Income Countries. In: *Water* 10 (2018), Nr. 8, S. 1032

- [Karger und Hoffmann 2012] KARGER, Rosemarie ; HOFFMANN, Frank: *Wasserversorgung: Gewinnung - Aufbereitung - Speicherung - Verteilung*. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2012. – ISBN 9783834813800
- [Klaphake und Scheumann 2001] KLAPHAKE, A. ; SCHEUMANN, W.: Politische Antworten auf die globale Wasserkrise: Trends und Konflikte. In: *Politik und Zeitgeschichte - Bundeszentrale für politische Bildung* B 48-49/2001 (2001)
- [Klingel 2018] KLINGEL, P.: *Modellierung von Wasserverteilungssystemen: Erstellung und Anwendung von Rohrnetzmodellen nach allgemein anerkannten Regeln der Technik*. Wiesbaden : Springer Fachmedien, 2018. – ISBN 9783658212698
- [Klingel 2013] KLINGEL, Philipp: Die Problematik der intermittierenden Wasserverteilung. In: *gwf - Wasser/Abwasser* 154 (2013), Nr. 01, S. 94–101
- [Knauss 1987] KNAUSS, Jost: *Swirling flow problems at intakes: hydraulic structures design manual*. A A Balkema Publishers, 1987
- [Kretschmer 1983] KRETSCHMER, Fritz: *Bilddokumente römischer Technik*. 5., Aufl. Düsseldorf : VDI-Verlag, 1983. – ISBN 9783184005986
- [Kumar 1998] KUMAR, A: Technologies to improve efficiency in distribution system with intermittent supplies. In: *Water Supply-International Water Supply Association* 16 (1998), Nr. 1, S. 576–579
- [Lang und Stache 2010] LANG, Cornelia ; STACHE, Nikolai: *Hydraulik von Rohrsystemen*. Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe, 2010
- [Langeheinecke u. a. 2017] LANGEHEINECKE, K. ; KAUFMANN, A. ; LANGEHEINECKE, K. ; THIELEKE, G.: *Thermodynamik für Ingenieure: Ein Lehr- und Arbeitsbuch für das Studium*. Springer Fachmedien Wiesbaden, 2017. – ISBN 9783658143008
- [Lauchlan u. a. 2005] LAUCLAN, C.S. ; ESCARAMEIA, M. ; MAY, R.W. ; BURROWS, R. ; GAHAN, C.: *Air in Pipelines - A Literature Review*. HR Wallingford Limited, 2005
- [Lauth und Kowalczyk 2015] LAUTH, G.J. ; KOWALCZYK, J.: *Thermodynamik: Eine Einführung*. Springer Berlin Heidelberg, 2015. – ISBN 9783662462287
- [LAW 1965] LAW: *Lexikon der alten Welt*. Zürich : Artemis, 1965
- [McIntosh 2003] MCINTOSH, Arthur: *Asian water supplies: reaching the urban poor*. Asian Development Bank, 2003
- [Meurer 2013] MEURER, R.: *Wasserbau und Wasserwirtschaft in Deutschland: Vergangenheit und Gegenwart*. Vieweg+Teubner Verlag, 2013. – ISBN 9783322802132
- [Miller 1990] MILLER, Donald S.: *Internal flow systems*. 2., Aufl. Cranfield : BHR Group, 1990. – ISBN 0947711775
- [Germain de Montauzan 1908] MONTAUZAN, Camille Germain de: *Les Aqueducs anti-ques de Lyon: étude comparée d'archéologie romaine*. Paris : Ernest Leroux, 1908

- [NCHMF 2017] NCHMF: *Klima-Datenbank*. Vietnam National Centre for Hydro-Meteorological Forecastings, 2017
- [Nestmann 1984] NESTMANN, Franz: *Sauerstoffeintrag durch Blasen und Entwicklung eines mechanischen Belüftungsverfahrens*. Karlsruhe, Universität Karlsruher, Dissertation, 1984
- [Nestmann u. a. 2018] NESTMANN, Franz ; GOLDSCHIEDER, Nico ; NEUMANN, Thomas ; MÜLLER, S.Harald: *KaWaTech - Vietnamesisch-Deutsche Kooperation zur Entwicklung nachhaltiger Technologien für die Karstwasserwirtschaft: Abschlussbericht: Laufzeit 01.09.2013 bis 31.10.2016*. KIT Karlsruher Institut für Technologie, 2018
- [Oberle u. a. 2017] OBERLE, Peter ; STOFFEL, Daniel ; WALTER, David ; BREINER, Raphael ; VOGEL, Michael ; MÜLLER, Harald S. ; NESTMANN, Franz: Innovative Technologien zur Wasserförderung und -verteilung in Gebirgsregionen. In: *Bautechnik* 94 (2017), Nr. 8, S. 514–525
- [Oberle u. a. 2018] OBERLE, Peter ; STOFFEL, Daniel ; WALTER, David ; KAHLES, Georg ; RIESTER, Katrin ; NESTMANN, Franz: Implementierung innovativer Wasserförder- und -verteilkonzepte in einer Gebirgsregion im Norden Vietnams. In: *WasserWirtschaft* 108 (2018), Nr. 4, S. 32–38
- [Ohlig 2004] OHLIG, C.: *Wasserbauten im Königreich Urartu und weitere Beiträge zur Hydrotechnik in der Antike*. DWWhG, 2004 (Schriften der Deutschen Wasserhistorischen Gesellschaft). – ISBN 9783833415029
- [Perrault 1684] PERRAULT, Claude: *Les dix Livres d'architecture de Vitruve*. Jean-Baptiste Coignard, 1684
- [Pfeffer 2010] PFEFFER, K.H.: *Karst: Entstehung - Phänomene - Nutzung*. Borntraeger, 2010 (Studienbücher der Geographie). – ISBN 9783443071479
- [Pfriemer und Bedürftig 2001] PFRIEMER, Udo ; BEDÜRFTIG, Friedemann: *Aus erster Quelle ... : eine Sanitärchronik vom Ursprung bis zum Beginn des 20. Jahrhunderts*. Leiben : Science, 2001. – ISBN 9783902166005
- [Pham 2019] PHAM, Thang T.: *Technical Performance Indicators for Small-sized Water Supply Networks - Case Study in Dong Van City, Vietnam*. Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie, Dissertation, 2019
- [Rossman 2000] ROSSMAN, L.A.: *EPANET 2 USERS MANUAL - EPA/600/R-00/057*. Washington : EPA U.S. Environmental Protection Agency, 2000
- [Rouse 1938] ROUSE, Hunter: *Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers*. McGraw-Hill, 1938 (Engineering Societies Monographs)
- [Schlichting und Gersten 2006] SCHLICHTING, Hermann ; GERSTEN, Klaus: *Grenzschicht-Theorie*. Springer-Verlag, 2006
- [Schumacher 1973] SCHUMACHER, Ernst F.: *Small is beautiful. Economics as if people mattered*. London : Blond & Briggs, 1973

- [Siemens 2011a] SIEMENS: *African Green City Index - Assessing the environmental performance of Africa's major cities*. München : Siemens AG Corporate Communications and Government Affairs, 2011
- [Siemens 2011b] SIEMENS: *Asian Green City Index - Assessing the environmental performance of Asia's major cities*. München : Siemens AG Corporate Communications and Government Affairs, 2011
- [StBA 2015] STBA: *Öffentliche Wasserversorgung und öffentliche Abwasserentsorgung*. Wiesbaden : Statistisches Bundesamt, 2015 (Fachserie 19 Reihe 2.1.1)
- [StBA 2018] STBA: *Nichtöffentliche Wasserversorgung und nichtöffentliche Abwasserentsorgung*. Wiesbaden : Statistisches Bundesamt, 2018 (Fachserie 19 Reihe 2.2)
- [Stübinger 1909] STÜBINGER, Otto: *Die römischen Wasserleitungen von Nîmes und Arles*. Heidelberg : Winter, 1909 (Zeitschrift für Geschichte der Architektur. Beiheft 3)
- [Szymczyk 2012] SZYMCZYK, J. A.: *Labor Fluidmechanik I - Luftströmungen*. Fachhochschule Stralsund, 2012
- [Taitel und Dukler 1976] TAITEL, Yemada ; DUKLER, A. E.: A model for predicting flow regime transitions in horizontal and near horizontal gas-liquid flow. In: *AIChE Journal* 22 (1976), Nr. 1, S. 47–55
- [Totsuka u. a. 2004] TOTSUKA, N ; TRIFUNOVIC, N ; VAIRAVAMOORTHY, K: Intermittent urban water supply under water starving situations. In: *30th WEDC international conference on peoplecentered approaches to water and environmental sanitation*, 2004, S. 505–12
- [Umweltbundesamt 2017] UMWELTBUNDESAMT: *Indikatorenbericht - Daten zur Umwelt 2017*. Dessau-Roßlau : Umweltbundesamt, 2017
- [UN 2015] UN: *Transforming our World: The 2030 Agenda for Sustainable Development*. New York : UN - United Nations Organization, 2015
- [UN 2019] UN: *The Sustainable Development Goals Report 2019*. New York : UN - United Nations Organization, 2019
- [UNDP 2006] UNDP: *Human Development Report 2006 - Beyond scarcity: Power, poverty and the global water crisis*. New Yorks : UNDP - United Nations Development Programme, 2006
- [UNESCO 2018] UNESCO: *The United Nations World Water Development Report 2018 - Nature-Based Solutions for Water*. Paris : UNESCO - United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization, 2018
- [UNESCO 2019] UNESCO: *The United Nations World Water Development Report 2019 - Leaving No One Behind*. Paris : UNESCO - United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization, 2019

- [Vairavamoorthy u. a. 2001] VAIRAVAMOORTHY, Kalanithy ; AKINPELU, Ebenezer ; LIN, Zhuhai ; ALI, Mohammed: Design of sustainable water distribution systems in developing countries. In: *Bridging the Gap: Meeting the World's Water and Environmental Resources Challenges*, 2001, S. 1–10
- [VDI 2008] VDI: *Wasserknappheit und Technologie - Übersichtsstudie*. Düsseldorf : Zukünftige Technologien Consulting (ZTC) des VDI-Technologiezentrums, 2008
- [VNAT 2017] VNAT: *Ha Giang Province awaits tourism boom*. Juli 2017. – URL <http://vietnamtourism.gov.vn/english/index.php/items/11995>. – Zugriffsdatum: 13. November 2019
- [Walter u. a. 2017] WALTER, David ; MASTALLER, Miran ; KLINGEL, Philipp: Accuracy of single-jet water meters during filling of the pipe network in intermittent water supply. In: *Urban Water Journal* 14 (2017), Nr. 10, S. 991–998
- [Walter u. a. 2018] WALTER, David ; MASTALLER, Miran ; KLINGEL, Philipp: Accuracy of single-jet and multi-jet water meters under the influence of the filling process in intermittently operated pipe networks. In: *Water Supply* 18 (2018), Nr. 2, S. 679–687
- [WHO und UNIFEC 2000] WHO ; UNIFEC: *Global Water Supply and Sanitation Assessment 2000 Report*. World Health Organization and United Nations Children's Fund, 2000. – ISBN 9241562021
- [WHO und UNIFEC 2015] WHO ; UNIFEC: *Progress on sanitation and drinking water – 2015 update and MDG assessment*. World Health Organization and United Nations Children's Fund, 2015. – ISBN 9789241509145
- [Willems 2017] WILLEMS, H.: *Die Wasser der Gesellschaft: Zur Einführung in eine Soziologie des Trinkwassers*. Springer Fachmedien Wiesbaden, 2017. – ISBN 9783658177034
- [Yazdi und Khaneiki 2016] YAZDI, A.A.S. ; KHANEIKI, M.L.: *Qanat Knowledge: Construction and Maintenance*. Springer Netherlands, 2016. – ISBN 9789402409574
- [Zanke 2013] ZANKE, U.: *Hydraulik für den Wasserbau*. Springer Berlin Heidelberg, 2013 (SpringerLink : Bücher). – ISBN 9783642054891
- [Zindler und Stolpe 2018] ZINDLER, Björn ; STOLPE, Harro: *FuE-Verbundvorhaben KaWaTech: Vietnamesisch-Deutsche Kooperation zur Entwicklung nachhaltiger Technologien für die Karstwasserwirtschaft, Teilprojekt 7, Ländliche Entwicklung, Ressourcenschutz und soziokulturelle Aspekte: Abschlussbericht: Laufzeit des Vorhabens und Berichtszeitraum: 01.09. 2013 bis 31.12. 2016*. Ruhr-Universität Bochum, Umwelttechnik und Ökologie im Bauwesen, 2018