

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

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

Datum

Unterschrift

Danksagung

Mit den nachfolgenden Zeilen möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mir während des Studiums und der Verwirklichung meiner Diplomarbeit ihre Unterstützung und Betreuung entgegeneten.

Ein aufrichtiges Dankeschön gilt vor allem:

Herrn Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut Knoblauch, der nicht nur mein Betreuer bzw. Mentor war und mir durch seine Bemühungen überhaupt erst das Thema dieser Arbeit ermöglichte, sondern mir auch in seiner Tätigkeit als Studiendekan in zahlreichen Besprechungen jederzeit weiterhalf.

Allen anderen Mitarbeitern des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, besonders dem Institutsvorstand, Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald Zenz, der durch seine Tätigkeit als Professor unter anderem mein Interesse für den konstruktiven Wasserbau weckte und mich bei der Bearbeitung der vorliegenden Arbeit im Namen des Instituts auch finanziell unterstützte.

Herrn MR Dipl.-Ing. Helmut Czerny, der mir trotz seiner zahlreichen beruflichen Tätigkeiten im Namen des BMLFUW seine Zeit und Betreuung widmete und mir erst die Möglichkeit gab, mein Masterprojekt zu dieser für mich überaus lehrreichen Arbeit auszubauen.

Dem ÖWAV, insbesondere GF Dipl.-Ing. Manfred Assmann, der mir die Möglichkeit gab, mein Wissen im Rahmen der sehr informativen ÖWAV-Kurse auszubauen.

Der Steiermärkischen Landesregierung, insbesondere Herrn Dr. Thomas Weihs und Herrn Dipl.-Ing. Paul Saler, die mich an ihrem Wissen teilhaben ließen, aber vor allem durch ihre Bemühungen und ihre geopfert Zeit maßgeblich zu dieser Arbeit beitrugen.

Den Ingenieurbüros IGBK und AEP, die mir sehr viel Vertrauen entgegeneten und mir zum besseren Verständnis einen Einblick in ihre Projektarbeiten gewährten. Insbesondere gilt der Dank Herrn Dipl.-Ing. Stefan Ribitsch-Bilek, der

zusätzlich sehr viel seiner Zeit opferte und ohne welchen eine Bearbeitung des Themengebiets in dieser Art nicht möglich gewesen wäre.

Allen Skigebiet-Betreibern, die mir ihr Vertrauen entgegenbrachten, indem sie mir einen Einblick in ihren Betrieb gestatteten und dadurch zur Arbeit als solche beitrugen. Insbesondere gilt der Dank Herrn Wilfried Schmidberger, Herrn Herbert Landl, Herrn Friedrich Kaltenecker, Herrn Karl Höflechner, Herrn Gottfried Gambs und Herrn Harald Rossmann, die ihre Zeit in meine Besichtigungen der Teichanlagen investierten.

All meinen Studienkollegen und Studienkolleginnen, insbesondere Thomas Laggner, Darko Pejic, Eva Virgolini, Hannes Glatz, Karoline Prall, Bernhard Widmoser und Patrick Hermann, die mich mit Unterlagen und Wissen ausstatteten bzw. mich das ganze Studium über begleiteten und meine Studienzzeit gemeinsam mit all meinen anderen Freunden unvergesslich gemacht haben.

Meiner Familie, die mich während meiner Studienzzeit immer unterstützt hat und mir Halt gab. Besonders nennen möchte ich:

Meine Eltern, Renate und Alfred Scherr, die mir das Studium in Graz überhaupt erst ermöglichten und mich mein ganzes Leben lang immer und überall förderten, wo sie konnten.

Meine Schwester, Melanie Scherr, die mich bereits mein ganzes Leben lang begleitet und mir auch bei der vorliegenden Arbeit ihre fachliche Unterstützung widmete. Ebenso ihren Freund, Michael Wagner, bei dem ich mich insbesondere für seine Bemühungen und Anmerkungen zur Arbeit bedanken möchte.

Meine Schwiegereltern und deren Lebensgefährten, die mir immer das Gefühl gaben zur Familie zu gehören.

Meinen Freund, Stefan Kollegger, dem ich vor allem für die Geduld und seine Fürsorge sowie seine bedingungslose Unterstützung danken will.

DANKE.

Kurzfassung

„Wir sind hier an einem Ort zu Gast, an dem ein Märchen Wirklichkeit wurde. Frau Holle ist nicht mehr ein Traum, sondern eine technologische Errungenschaft ...“ (Dr. Stefan Pan, Ansprache beim Unternehmerempfang [83])

Aufgrund der heutigen und zukünftigen Klimasituation, ist zur Aufrechterhaltung des Wintertourismus insbesondere in Österreich ein technisches Konzept notwendig, welches die Schneesicherheit in den Wintersportregionen gewährleistet. Dazu werden projektspezifische Beschneiungsanlagen zwingend erforderlich, mit welchen eine technische Schneeerzeugung ermöglicht wird.

Diese Schneeproduktion setzt einerseits entsprechende Wasserressourcen und andererseits einen effizienten und gesicherten Betrieb voraus. Um das notwendige Wasserdargebot in den Schneimonaten sicherzustellen, müssen in der Regel konstruktive Maßnahmen in Form eines künstlich angelegten Speicherbeckens ergriffen werden, dessen Nutzinhalt durch externe Zuleitungen eingespeist und über ein Verteilernetz bis zu den eigentlichen Schneeerzeugern am Feld transportiert wird.

In diesem Zusammenhang gelten sowohl für die Speicheranlage als auch für die Anlagentechnik nicht nur zahlreiche konstruktive und hydraulische Bedingungen bzw. Bemessungsgrundlagen, sondern auch ökologische sowie hygienische und sicherheitstechnische Gesichtspunkte, die im Rahmen dieser Arbeit näher erläutert werden. Die damit einhergehenden Notwendigkeiten und Herausforderungen sollen dabei den derzeitigen Stand der Technik widerspiegeln und richten sich im Wesentlichen nach dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1: Bewilligung und Überprüfung von Neuanlagen“ [59] der Salzburger Landesregierung.

Nach der technisch-theoretischen Aufbereitung des Themengebiets soll in Zusammenarbeit mit dem BMLFUW sowie dem Land Steiermark schließlich speziell auf Beschneiungsanlagen in der Steiermark eingegangen und hinsichtlich der Anforderungen des o.a. Leitfadens ein Vergleich mit den anlagenspezifischen Gegebenheiten aufgestellt werden, indem die Zustandseruierung von acht Stauanlagen in der Steiermark erfolgt.

Abstract

„We are guests on a place, where a fairy tale became reality. Mother Holle is no longer a dream, but a technological innovation ...”

(Dr. Stefan Pan, speech at the corporation welcome [83])

Because of today's and future climate conditions, we need a technical concept to sustain tourism during the winter seasons and guarantee enough snow in winter sport areas, especially in Austria. Therefore, project-specific snow plants have to be designed.

Technical snow production requires appropriate water resources as well as an efficient and secure operation. The huge water discharge demand during the snow producing months often requests the construction of a water reservoir.

Concerning the storage basin and the plant equipment, lots of constructive and hydraulic design bases have to be considered. This diploma thesis also contains ecological, hygienic and safety-related aspects. All conditions and challenges should represent the state of the art and refer to the “Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1: Bewilligung und Überprüfung von Neuanlagen” [59] published by the Land Government of Salzburg.

The second part of the thesis deals with snow plants in Styria supported by the Federal Ministry for Agriculture and Forestry, Environment and Water economy and the Land Government of Styria. According to the mentioned guideline, eight Styrian snow plants should be visited und compared to the theoretical instructions.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
2. Allgemeines zu Beschneiungsanlagen	3
3. Rechtliche Grundlagen und Zuständigkeiten	8
3.1 Bundesgesetze	8
3.2 Landesgesetze	9
3.3 Zuständigkeiten nach dem WRG [10].....	10
4. Technisches Konzept einer Beschneiungsanlage.....	11
5. Speicherbecken	14
5.1 Aufbau und Konstruktion.....	15
5.1.1 Dammkonstruktionen	16
5.1.1.1 Dämme mit Oberflächendichtung.....	16
5.1.1.2 Dämme mit dünnen Innendichtungen	17
5.1.1.3 Homogene Dämme	17
5.1.1.4 Gegliederte Dämme (Zonendämme)	19
5.1.2 Dammbautechnische Anforderungen	20
5.1.2.1 Schüttmaterialien.....	21
5.1.2.2 Luftseitige Böschung	21
5.1.2.3 Wasserseitige Böschung.....	22
5.1.2.4 Hochwasserentlastung und Überströmbereiche	22
5.1.2.5 Einbindung von Betonbauwerken in Dammkörper und Dichtebene	23
5.1.2.6 Dichtheitsüberprüfung	24
5.1.2.7 Dammkrone	24
5.1.3 Oberflächendichtungen	24
5.1.3.1 Foliendichtung	25
5.1.3.2 Asphaltbetondichtung.....	30
5.1.3.3 Betondichtung.....	31
5.1.3.4 Mineralische Dichtung	31
5.1.4 Überschüttung und Schutzmaßnahmen	32
5.1.5 Drainage- und Filterzonen.....	33
5.1.5.1 Oberflächendichtung	33
5.1.5.2 Innendichtung.....	34
5.1.5.3 Homogendamm	34
5.1.5.4 Einschnittsböschung	35

5.1.5.5	Suffosions-, Erosions- und Filterstabilität	35
5.1.5.6	Filtermatten	40
5.1.6	Beckendrainagen und Sektionierung	40
5.2	Betriebseinrichtungen	42
5.2.1	Hochwasserentlastung	42
5.2.1.1	Bemessungshochwässer	44
5.2.1.2	Sicherheitsfreibord und -kote	48
5.2.1.3	Sicherheitsfreibordbemessung	50
5.2.1.4	Hochwassersicherheit	53
5.2.2	Grundablass und Entleerleitung	53
5.2.3	Überlaufrohr	56
5.2.4	Entnahmebauwerk	56
5.3	Nachweisführung	59
5.3.1	Standsicherheitsuntersuchung	59
5.3.2	Durchströmungsberechnung und innere Stabilität	63
5.3.3	Überströmsicherheit	64
6.	Anlagentechnik	65
6.1	Ermittlung des Wasserbedarfs	65
6.2	Ermittlung der Wasserleistung	69
6.3	Deckung des Wasserbedarfs	70
6.4	Anlagentechnische Komponenten	72
6.4.1	Wasserafassung	73
6.4.1.1	Entnahme aus Fließgewässern	74
6.4.1.2	Entnahme aus stehenden Gewässern	77
6.4.1.3	Entnahme aus Grund- bzw. Quellwasser	78
6.4.1.4	Entnahme aus sonstigen Anlagen	78
6.4.2	Rohrleitungsanlagen	79
6.4.2.1	Druckrohrleitungen	80
6.4.2.2	Freispiegelleitungen	82
6.4.3	Schneeerzeugung und Systeme	83
6.4.3.1	Technische Schneeerzeugung	84
6.4.3.2	Systeme der technischen Schneeerzeugung	86
6.4.3.3	Ausblick: Ressourcenschonende Technologien	92
6.5	Anforderungen an die Anlagentechnik	93
6.5.1	Wasserbautechnische Anforderungen	93
6.5.2	Hygienische und umweltmedizinische Anforderungen	95
6.5.3	Wildbach- und Lawinentechnische Anforderungen	97

7.	Ökologische und hygienische Aspekte	97
7.1	Gewässerökologische Aspekte von Wasserentnahmen	97
7.1.1	Wasserentnahme aus kleinen Fließgewässern	98
7.1.2	Wasserentnahme aus großen Fließgewässern	99
7.1.3	Wasserentnahme aus stehenden Gewässern	99
7.1.4	Wasserentnahme aus Trinkwasserversorgungsanlagen	100
7.2	Gewässerökologie im Speicherbecken	100
7.3	Wasserbelastung der Schneiflächen und Ableitungssysteme	102
7.4	Wasserqualität für die Beschneigung	104
7.4.1	Definition der Wasserqualität	104
7.4.2	Mögliche Auswirkungen der Wasserqualität	106
7.4.3	Anforderungen an die Wasserqualität	107
8.	Sicherheitskonzept der Stauanlage	108
8.1	Messeinrichtungen und Anlagenüberwachungssysteme	109
8.1.1	Speicherspiegel, Sickerwasser und Porenwasserdrücke	109
8.1.2	Verformungen	111
8.2	Betrieb und Überwachung	112
8.2.1	Überwachungspersonal	113
8.2.1.1	Anlagenbetreiber	115
8.2.1.2	Sperrenwärter (SW)	115
8.2.1.3	Talsperrenverantwortlicher (TSV)	115
8.2.1.4	Stauanlagenverantwortlicher (STV)	117
8.2.1.5	Talsperrenaufsichtsorgan (TAO)	118
8.2.1.6	Staubeckenkommission im BMLFUW	119
8.2.2	Überwachungsprogramm	119
8.3	Gefährdungspotenzial der Stauanlage	124
8.3.1	Abschätzung und Zuordnung des Gefährdungspotenzials	125
8.3.2	Flutwellenabschätzung	127
8.3.2.1	Abschätzung der Auslaufwelle	129
8.3.2.2	Abschätzung der Abflusswelle	134
9.	Beschneigungsanlagen in der Steiermark	141
9.1	Allgemeines	141
9.2	Besichtigung von 8 Beschneigungsspeichern in der Steiermark	144
9.2.1	Beschneigungsspeicher „Kristallsee“ (Mariazeller Bürgeralpe)	144
9.2.2	Beschneigungsspeicher „Kaiblingalm“ (Hauser Kaibling)	150

9.2.3	Beschneigungsspeicher „Ennslingalm“ (Hauser Kaibling)	155
9.2.4	Beschneigungsspeicher „Schwarze Lacke“ (Hauser Kaibling).....	160
9.2.5	Beschneigungsspeicher „Salzstiegl“	164
9.2.6	Beschneigungsspeicher „Braunhofer“ (Planai-Hochwurzten).....	168
9.2.7	Beschneigungsspeicher „Wieslechnerwieserl“ (Planai-Hochwurzten)...	172
9.2.8	Beschneigungsspeicher „Schafalm“ (Turracher Höhe)	176
10.	Zusammenfassung und Ausblick	181
	Literaturverzeichnis	I
	Abbildungsverzeichnis.....	IX
	Tabellenverzeichnis.....	XII
	Abkürzungsverzeichnis.....	XIII

1. Einleitung

Aufgrund einer zu hohen Treibhausgasbelastung beeinträchtigt der Klimawandel sämtliche Regionen der Erde. Auch der österreichische Alpenraum ist von diesem Ereignis stark betroffen. Die globale Erwärmung führt nicht nur zur Schneeschmelze vieler Gletscher und zum Tauen des Permafrostbodens in den höheren Lagen, sondern auch zu einer enormen Reduktion des natürlichen Schneefalls in Skigebieten. [88]

Aus diesem Grund sind effiziente Technologien zur technischen Schneeerzeugung bereits seit den schneearmen Winterperioden Ende der 1980er Jahre für die Aufrechterhaltung des Wintersports notwendig und mittlerweile ein unerlässlicher Bestandteil der Skibetriebe. [102: S. 14] Da in den meisten Regionen in den Beschneigungsmonaten zu geringe Wasserressourcen für die technische Schneeproduktion zur Verfügung stehen, ist abhängig von den zu beschneien- den Pistenflächen in der Regel eine ausreichende Wasserbevorratung in Form von Speicherbecken notwendig. [111]

Nachdem diese Arbeit in Kapitel 2 und 3 einen Einblick in die allgemeine Notwendigkeit und die wesentlichen Bestimmungen hinsichtlich Schneeanlagen sowie deren gesetzliche Regelungen und Zuständigkeiten gegeben hat, werden im Anschluss das technische Beschneigungsanlagenkonzept sowie die grundlegenden Funktionen der Anlagenkomponenten in Kapitel 4 nähergebracht.

Bei der Ausführung des Wasserreservoirs sind zahlreiche Herausforderungen aus bau- und sicherheitstechnischer Sicht zu beachten, auf welche in Kapitel 5 „Speicherbecken“ eingegangen wird. Dabei wird zunächst das Absperrbauwerk mit seinen Konstruktionsarten sowie seinen bautechnischen Anforderungen beschrieben. Anschließend werden die erforderlichen Betriebseinrichtungen des Speicherteichs dargelegt, wobei besonders die Bemessung der Hochwässer und des erforderlichen Freibords sowie Abflüsse und das Entnahmebauwerk im Vordergrund stehen. Darüber hinaus erfolgt eine Erläuterung der zu erbringenden Nachweise in Bezug auf die Standsicherheit und Stabilität des Absperrbauwerkes sowie die Überströmsicherheit.

Kapitel 6 „Anlagentechnik“ schildert die Ermittlung und Bereitstellung des erforderlichen Wasserbedarfs sowie die Bestimmung der installierten Anlagenleistung, bevor die wesentlichen anlagentechnischen Komponenten aufgezeigt werden. Im Rahmen dieser Arbeit kann diesbezüglich lediglich auf die wasserbautechnischen und hydraulischen Bestimmungen eingegangen werden. Diese beziehen sich im Allgemeinen auf die Grundsätze der Wasserfassung bzw. der Rohrleitungsanlagen und Gerinne. Des Weiteren werden das Prinzip der technischen Schneeerzeugung bzw. die dafür benötigten Systeme erläutert und wesentliche anlagentechnische Anforderungen aufgezählt.

Für den Betrieb einer Schneeanlage gelten wichtige ökologische und hygienische Bedingungen, welche in Kapitel 7 „Ökologische und hygienische Aspekte“ dargelegt werden. Dabei werden einerseits gewässerökologische Kriterien im Hinblick auf die Wasserfassung bzw. das Speicherbecken erläutert und andererseits die umweltspezifischen Auswirkungen durch die Wasserbelastung der Pistenflächen geschildert. Zudem wird ein Überblick über die erforderlichen Wasserqualitäten gegeben.

In Kapitel 8 „Sicherheitskonzept der Stauanlage“ erfolgt die Beschreibung der sicherheitstechnischen Anlagenüberwachung. Dabei bezieht sich die Arbeit hauptsächlich auf die erforderlichen Überwachungssysteme sowie die Anforderungen an das Überwachungsprogramm und dessen Umsetzung durch qualifiziertes Personal. Anschließend werden die einschlägigen Methoden zur Abschätzung des Gefährdungspotenzials einer Stauanlage und die eindimensionale händische Flutwellenberechnung nähergebracht.

Der letzte Teil der Arbeit beschäftigt sich im Speziellen mit dem derzeitigen Bestand von Beschneiungsanlagen in der Steiermark sowie der Beschreibung von acht steirischen Beschneungsspeichern. Die eruierten Daten betreffen die technische Ausführung sowie den projektspezifischen Betrieb der Anlagen und werden in Zusammenarbeit mit dem Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft sowie der Steiermärkischen Landesregierung erhoben.

2. Allgemeines zu Beschneiungsanlagen

In den vergangenen zweieinhalb Jahrzehnten betrug der durchschnittliche Temperaturanstieg im Alpenraum bereits das Dreifache des globalen Durchschnitts, was erhebliche Auswirkungen auf die natürlichen Schneesverhältnisse hatte. [88] Zukünftig wird sich die alpine Klimasituation nicht verbessern, da regionalen Klimasimulationsergebnissen der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG) zufolge, bezogen auf die WMO-Normalperiode¹ von 1961-1990, bis Mitte des 21. Jahrhunderts im Alpenraum mit einem Temperaturanstieg von bis zu 2°C zu rechnen ist. [117]

Laut einer Prognose der OECD aus 2006, könnte aus diesem Grund für rund 60% der Skiregionen in Österreich keine Schneesicherheit mehr gewährleistet sein (vgl. Abbildung 2-1). Als „schneesicher“ wird dabei eine für sieben von zehn Wintern garantierte Schneedecke von 30-50 cm im Zeitraum von 1. Dezember bis 15. April an zumindest 100 Tagen verstanden. [29: S. 42] In diesem Zusammenhang könnten die 75 schneesicheren Skigebiete (Stand 2006) in Tirol beispielsweise infolge einer Temperaturerhöhung von 2°C auf 45 reduziert werden, denn aufgrund frühseasonal hoher Außentemperaturen, wird der natürliche Schneefall verringert und zugleich zeitlich verschoben. Dies wird zu einem Problem, da BesucherInnen den Skisport vor allem im Frühwinter (vor Weihnachten) ausüben möchten. Auch die vorhandenen Pistenverhältnisse und die Schneekompaktheit des natürlichen Schnees werden durch die klimatische Erwärmung beeinträchtigt. Dies hat nicht nur negative Auswirkungen auf den Zustand und die Präparierbarkeit der Pisten, sondern birgt auch Gefahrenzonen für die BenutzerInnen.

¹ WMO-Normalperiode = Regionale Klimamodellierungsdaten des Modells CCLM (COSMO Climate Limited-area Model), vgl. DKRZ, Lautenschlager, u.a. 2005 bzw. 2009)

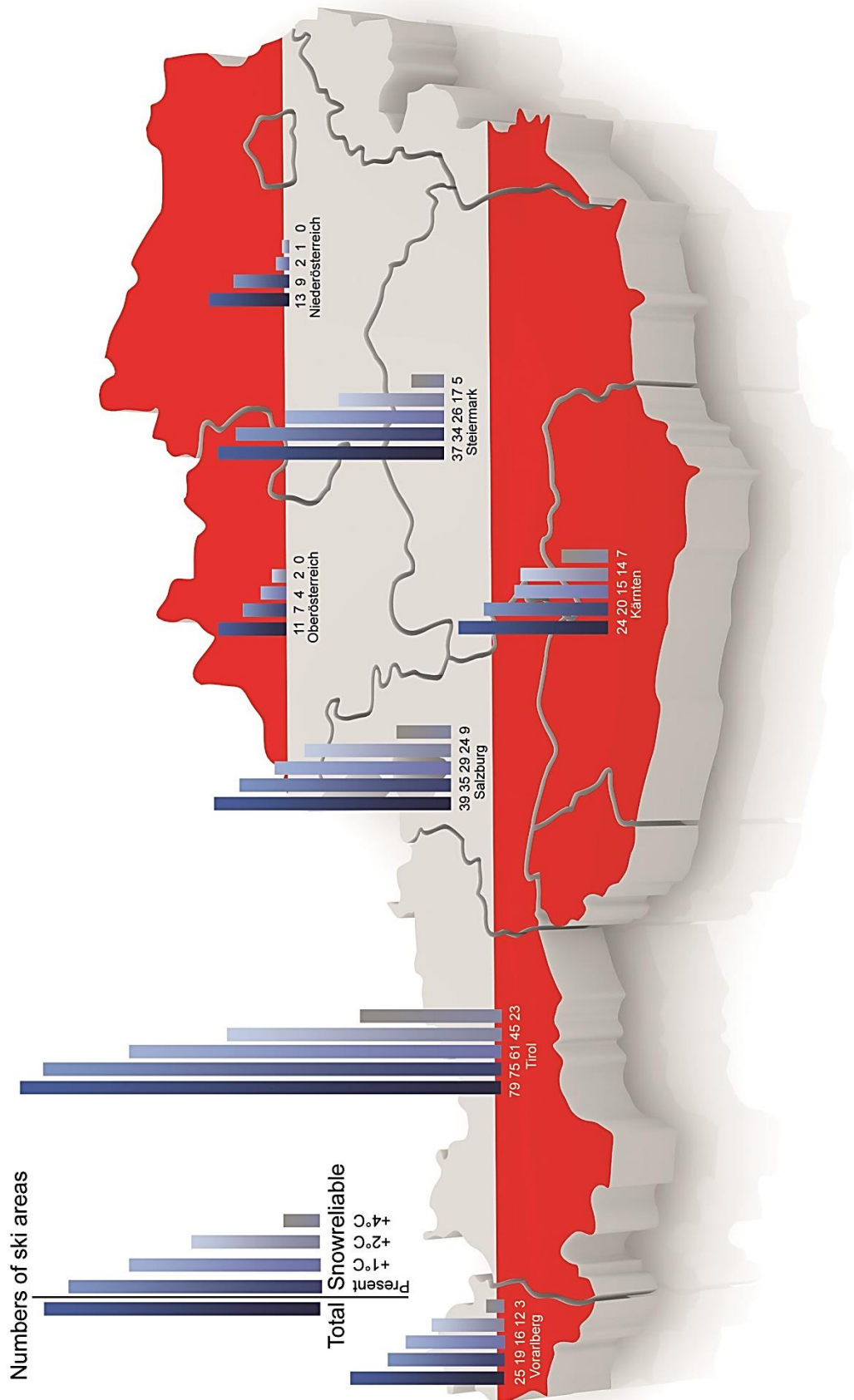


Abbildung 2-1: Reduktion der Schneesicherheit österreichweiter Skigebiete (2006) [66: S. 35]

Diese Beeinträchtigungen des natürlichen Schneefalls bedeuten insbesondere für Österreich einen enormen ökonomischen Einschnitt. Gemäß den verfügbaren Statistiken der WKO bzw. der österreichischen Seilbahnwirtschaft (Stand November 2015) leistet der Wintertourismus in Österreich aufgrund zahlreicher Alpenregionen einen bedeutenden wirtschaftlichen Beitrag, wobei rund zwei Drittel der Winterurlauber Österreich wegen des Skisportangebots besuchen. Für etwa die Hälfte zählt der Pistenzustand zu den obersten Skigebietsentscheidungskriterien. Für ca. 40% sind Schneesicherheit und Pistenverhältnisse entscheidende Aspekte. [115]

Diese Daten zeigen, dass ein rentabler Skibetrieb mit touristischer Auslastung und gewährleisteter Schneesicherheit lediglich durch Unterstützung der technischen Schneeerzeugung möglich ist. Seit 2008 wurden daher bis November 2014 über 800 Mio. Euro in die Schneesicherheit investiert und zugleich viele Arbeitsplätze geschaffen bzw. die Ausübung der winterlichen Spitzensportarten erhalten. [53]

Insgesamt werden infolgedessen jährlich mehr als 50 Mio. Skifahrertage² erzielt und österreichweit etwa 600 Mio. Beförderungen durchgeführt, wobei ein Umsatz von rund 1.200 Mio. Euro erwirtschaftet wird. Insgesamt wird pro Wintersaison ein Bruttoumsatz von ca. 7,2 Mrd. Euro erzielt, was einer Wertschöpfung von 3,9 Mrd. Euro entspricht. [115]

Österreichweit ist die Anzahl der technisch beschneibaren Pisten in den letzten 15 Jahren (1999-2014) stark gestiegen. Die Größe der Gesamtpistenfläche bleibt dieser Auswertung zufolge nahezu konstant, wobei leichte Abweichungen etwa auf den starken Konkurrenzkampf der Betriebe untereinander (Schließung von Kleinbetrieben, etc.) sowie den Ausbau von Skigebieten zurückzuführen sein könnten. Sicher ist, dass sich die technisch beschneibare Fläche innerhalb der betrachteten Zeitspanne in Österreich nahezu vervierfacht hat. Abbildung 2-2 zeigt die Entwicklung der technisch beschneibaren Fläche von 1999 bis 2014 in Bezug auf die vorhandene Gesamtpistenfläche.

² Skifahrertage = Index für die Tagesfrequenz bzw. Tagesbesuche

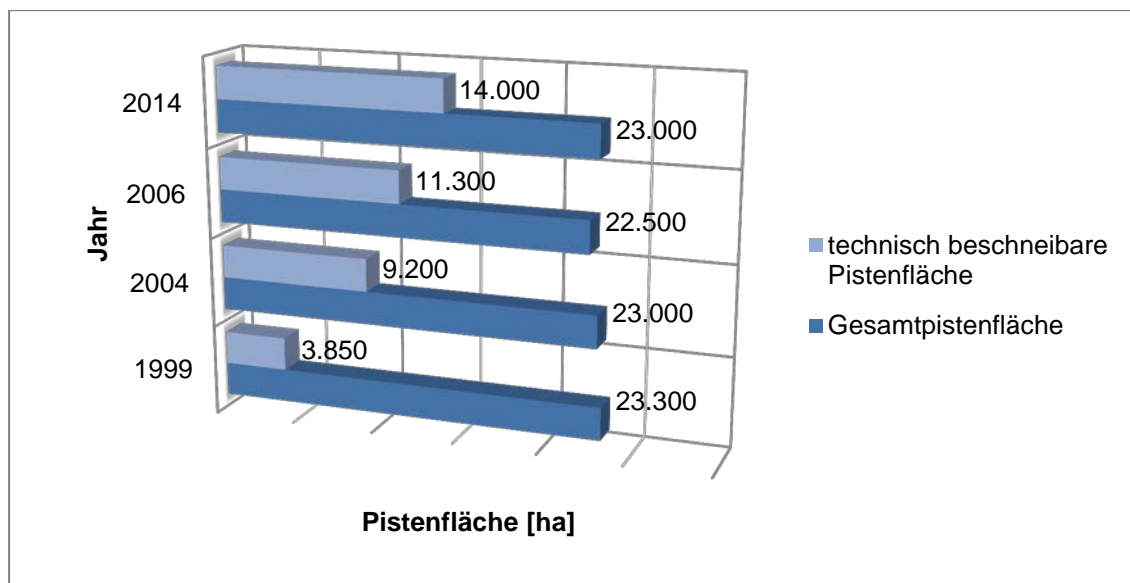


Abbildung 2-2: Zunahme der technisch beschneibaren Pistenfläche von 1999-2014 in Österreich³

Die österreichischen Skigebiete verfügen demnach über eine Gesamtpistenfläche von etwa 23.000 ha wovon ca. 60% bzw. 14.000 ha technisch beschneibar sind. Geht man von einer mittleren Pistenbreite von 40 m aus, beträgt die österreichische Skipistenlänge 3.500 km. Der durchschnittliche Wasserbedarf für die technische Grund- und Nachbeschneigung entspricht saisonal etwa 3.000 m³/ha woraus sich ein österreichweites benötigtes Wasservolumen von rund 42 Mio. m³ ergibt. Um dieses Volumen aus wasserwirtschaftlicher Sicht effizient nutzen und speichern zu können, stehen österreichweit etwa 420 (Stand 2014) vorhandene Speicherbecken zur Verfügung, welche nicht nur aus bautechnischer Sicht einige Herausforderungen bieten, sondern auch höchsten Sicherheitsanforderungen entsprechen müssen. [111]

³ Die Daten dieser Grafik basieren auf den Informationen der „Diplomarbeit: Wasserwirtschaftliche Aspekte und Vorgaben für die Errichtung und den Betrieb von Schigebieten in Österreich“ [102: S. 16] und des Fachzeitschriftenartikels der ÖWAW „Beschneungsspeicher und Anlagentechnik“ [111].

Für die technische Beschneigung gelten im Allgemeinen höchste Ansprüche an die moderne Technik und Nachhaltigkeit. Aus energiewirtschaftlicher Sicht werden pro m³ technisch erzeugten Schnees zwischen 1 und 3 kWh Energie verbraucht, was bei einer jährlichen Schneeproduktion von etwa 7.500 m³/ha einem mittleren Jahresenergieverbrauch von 15.000 kWh/ha entspricht. Geht man erneut von 50 Mio. Skifahrertagen pro Saison und einer technisch beschneibaren Pistenfläche von 14.000 ha aus, so beträgt der Energieverbrauch pro SkifahrerIn und Tag 4,2 kWh. [115]

Die Gesamtproduktionskosten für 1 m³ Schnee belaufen sich durchschnittlich auf 5 Euro. [93] Geht man wiederum von derselben abgeschätzten jährlichen Schneeproduktion von 7.500 m³/ha aus, ergeben sich die Gesamtkosten für die jährliche österreichweite technische Schneeproduktion zu ca. 37.500 €/ha bzw. bei einer technisch beschneibaren Pistenfläche von rund 14.000 ha zu 525 Mio. Euro.

Die Zielsetzungen einer Schneeanlage können demnach neben einem effizienten und innovativen sowie nachhaltigen Betrieb im Einzelnen wie folgt zusammengefasst werden [79: S. 7,102: S. 18]:

- Sicherung des Saisonbeginns
- Sicherung der Befahrbarkeit der Pisten während der gesamten Saison
- Schwach- und Gefahrenzonen minimieren
- Schutz des Untergrundes vor mechanischen Einwirkungen
- Sicherung wintertourismusabhängiger Betriebe
- Sicherung des Leistungssports in Bezug auf Trainingsmöglichkeiten und Abhaltung von Sportveranstaltungen

3. Rechtliche Grundlagen und Zuständigkeiten

Zu Beginn sollen zunächst die bedeutendsten rechtlichen Aspekte betreffend Beschneiungsanlagen in Österreich und ihre Planung bzw. Ausführung aufgezeigt und die jeweiligen Zuständigkeiten im Überblick erläutert werden.

3.1 Bundesgesetze

Auf Bundesebene gelten folgende gesetzliche Grundlagen [79: S. 18] :

i. Wasserrechtsgesetz [10]

Das WRG regelt sämtliche grundlegenden Bestimmungen hinsichtlich der Benutzung (z.B. Berechtigungen, Bewilligungen, etc.), des Schutzes, der Reinhaltung und der Pflege (z.B. Umweltziele, Immissionsbeschränkungen, Emissionsbegrenzungen, etc.) sowie der Aufsicht bzw. der jeweiligen Zuständigkeiten, Überprüfungen und Zustandserhebungen von Gewässern. Insbesondere für Beschneiungsanlagen sind die Anforderungen betreffend die Wasserentnahme aus Oberflächen- bzw. Grundwässern in Bezug auf den zeitlichen Zusammenhang, die Quantität bzw. die rückwirkende Beeinträchtigung in qualitativer Hinsicht von Interesse. Letzteres erfordert die Berücksichtigung der zugehörigen Qualitätszielverordnungen QZV Chemie OG [13], QZV Ökologie OG [15] und QZV Chemie GW [16].

ii. Forstgesetz [11]

Das Forstgesetz enthält die gesetzlichen Bestimmungen betreffend die Erhaltung des Waldes und des Waldbodens. Dies berücksichtigt vor allem die Rodungsbewilligung im Rahmen der infrastrukturellen Gestaltung einer Beschneiungsanlage.

iii. Seilbahngesetz [26]

Werden Seilbahnanlagen bzw. deren Betrieb durch die Schneeanlage beeinträchtigt, können bereits bei der Planung bzw. beim späteren Betrieb entsprechende Bestimmungen gemäß dem Seilbahngesetz geltend

werden. Bestehen Gefährdungen von Seilbahnanlagen, beispielsweise durch Schneileitungen, sind entsprechende Prüfungen (z.B. Druckprüfungen) in einem regelmäßigen Intervall durchzuführen. [47: Folie 46]

iv. UVP-Gesetz [12]

Bewilligungen betreffend das UVP-Gesetz sind lediglich dann erforderlich, wenn eine Beschneiungsanlage in Verbindung mit einem Pistenbau errichtet wird und erhebliche Umweltauswirkungen zu erwarten sind. Es ist zu beachten, dass eine potentielle Prüfung erst ab einem vordefinierten Schwellenwert bzw. Kriterium relevant wird.

3.2 Landesgesetze

Bei der Errichtung einer Schneeerzeugungsanlage können Bewilligungen aufgrund folgender Landesgesetze erforderlich werden [79: S. 18–19] :

i. Naturschutzgesetz

Naturschutzfachliche Themen, die dem Schutz und der Pflege der Natur bzw. der Landschaft sowie dem Erhalt der Umwelt dienen, können dem Naturschutzgesetz entnommen werden. Ziel ist es einen geschützten Lebensraum für Menschen, Tiere und Pflanzen beizubehalten bzw. eine solide Lebensgrundlage auch für deren nachfolgende Generationen zu gewähren.

ii. Raumordnungsgesetz

Das Raumordnungsgesetz stellt eine vorausschauende Gestaltung eines Gebietes hinsichtlich seiner Nutzung im Interesse des Gemeinwohles sicher. [89]

iii. Sonstige landesgesetzliche Bestimmungen

Da die landesgesetzlichen Anforderungen je Bundesland voneinander abweichen können, sind die erforderlichen Bewilligungen im Allgemeinen abhängig vom Standort der Schneeerzeugungsanlage und projektspezifisch abzuklären.

3.3 Zuständigkeiten nach dem WRG [10]

Abhängig von der Bereitstellung des Wasserdargebots (Anlagengröße) und der eingespeisten Wassermenge für die technische Beschneidung entstehen gesetzlich geregelte Zuständigkeiten hinsichtlich der betreffenden Gewässer bzw. Stauanlagen. Dazu zählt die Gewässeraufsicht, welche gemäß §130 im Wesentlichen die Sicherstellung des erforderlichen ökologischen und chemischen Zustands der Gewässer in Bezug auf deren Reinhaltung und Schutz betrifft.

Nachfolgend soll ein grober Überblick hinsichtlich der zuständigen Wasserrechtsbehörden gegeben werden [61] :

i. Bezirksverwaltungsbehörden:

Gelten keine anderweitigen Bestimmungen, kommt laut §98 weitgehend das Bezirksverwaltungsamt als zuständige Wasserrechtsbehörde zum Einsatz.

ii. Landeshauptmann:

Der Landeshauptmann wird gemäß §99 zur zuständigen Wasserrechtsbehörde, wenn die Entnahmewassermenge aus Grund- oder Quellwasser mehr als 300 l/min bzw. aus anderen Gewässern mehr als 1.000 l/min entspricht.

iii. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft:

Das BMLFUW ist gemäß §100 zuständig für Sperrenbauwerke mit einer Höhe $H > 30$ m oder einem Speichervolumen $V > 5$ Mio. m^3 .

Für große Stauanlagen ($H > 15$ m und/oder $V > 500.000$ m^3) sind gemäß §104 (3) Bewilligungsgutachten der Staubeckenkommission, die im BMLFUW eingerichtet ist, einzuholen und nach §131 (1) periodische Prüfungen (Zeitabstand maximal 5 Jahre) betreffend die Stand- und Betriebssicherheit seitens der Kommission durchzuführen. Darüber hinaus müssen die Stauanlagenbetreiber dem BMLFUW bzw. den Ämtern der

Landesregierung jährliche Sicherheitsberichte vorlegen. (siehe Kapitel 8.2.2 „Überwachungsprogramm“)

Gemäß §134 (7) kann im Interesse der allgemeinen Sicherheit auch eine Überprüfung von kleinen Stauanlagen ($H \leq 15$ m und/oder $V \leq 500.000$ m³) durch die Staubeckenkommission erforderlich sein bzw. können Tal-sperrverantwortliche (siehe Kapitel 8.2.1 „Überwachungspersonal“) von der Wasserrechtsbehörde vorgeschrieben werden.

iv. Sonstige Behörden:

In Sonderfällen können auch andere Behörden die Zuständigkeit übernehmen. Beispielhaft kann an dieser Stelle das Bürgermeisteramt genannt werden.

4. Technisches Konzept einer Beschneiungsanlage

Zu Beginn der Arbeit wird nun ein Einblick in das technische Konzept einer Schneeanlage gegeben. Eine Beschneiungsanlage besteht im Wesentlichen aus einer Wasserversorgungsanlage, einer Pumpstation mit eventuell erforderlicher Kühlturmanlage und einer Schneeerzeugungsanlage.

In der Regel enthält das Wasserversorgungssystem einen Wasserspeicher, der in den niederschlagsreichen Jahresperioden befüllt bzw. mit Hilfe eines geeigneten Absperrbauwerkes aufgestaut wird. Die verschiedenen Wassereinspeisungssysteme werden dazu in Kapitel 6.4.1 „Wasserefassung“ näher beschrieben.

In den Schneimonaten dient der Nutzinhalt des Speichers zur Deckung des benötigten Wasserbedarfs. Je nach Größe des Wasserreservoirs und nach Rücksichtnahme des erreichten Stauziels bzw. der klimatischen Bedingungen, ist der Großteil des Gesamtwasserbedarfs zur technischen Schneeherstellung auf diese Weise sichergestellt.

Mit Hilfe der Pumpstation können Höhenunterschiede zwischen den einzelnen Anlagenstationen überwunden werden. Abhängig von den vorhandenen klimatischen Bedingungen, können Kühltürme erforderlich sein, welche die Wassertemperatur absenken und somit die Effizienz der Beschneigung erhöhen.

Für die eigentliche Schneeerzeugung stehen verschiedene Systeme zur Verfügung, welche in Kapitel 6.4.3 „Schneeerzeugung und Systeme“ näher behandelt werden. Generell kommen stationäre und/oder mobile Schneeerzeuger zum Einsatz, welche eine Versorgung mit Wasser und Druckluft benötigen.

Weitere wichtige Bestandteile der Anlage sind Energieversorgungssysteme für sämtliche Apparate, Maschinen, Kompressoren, etc. sowie technische Anlagen zur Steuerung und Überwachung verschiedener technischer Vorgänge. Spezielle Computerprogramme wie beispielsweise „SCADA“-Systeme oder das System „SnowVisual“ zur Steuerung von Schneeerzeugern, Pumpstationen und Kühltürmen der Firma Demaclenko unterstützen diesen Prozess. [36,92]

Zudem müssen die Installation von zahlreichen Leitungen (Wasser-, Druckluft-, Anspeise-, Hochdruckwasserleitungen, etc.) bzw. Schächten und Zapfstellen sowie Verkabelungen für Energieversorgungen oder Steuerungssysteme vorgenommen werden.

Abbildung 4-1 zeigt beispielhaft ein Beschneigungsanlagenkonzept der Firma Demaclenko mit seinen wesentlichen Bestandteilen.

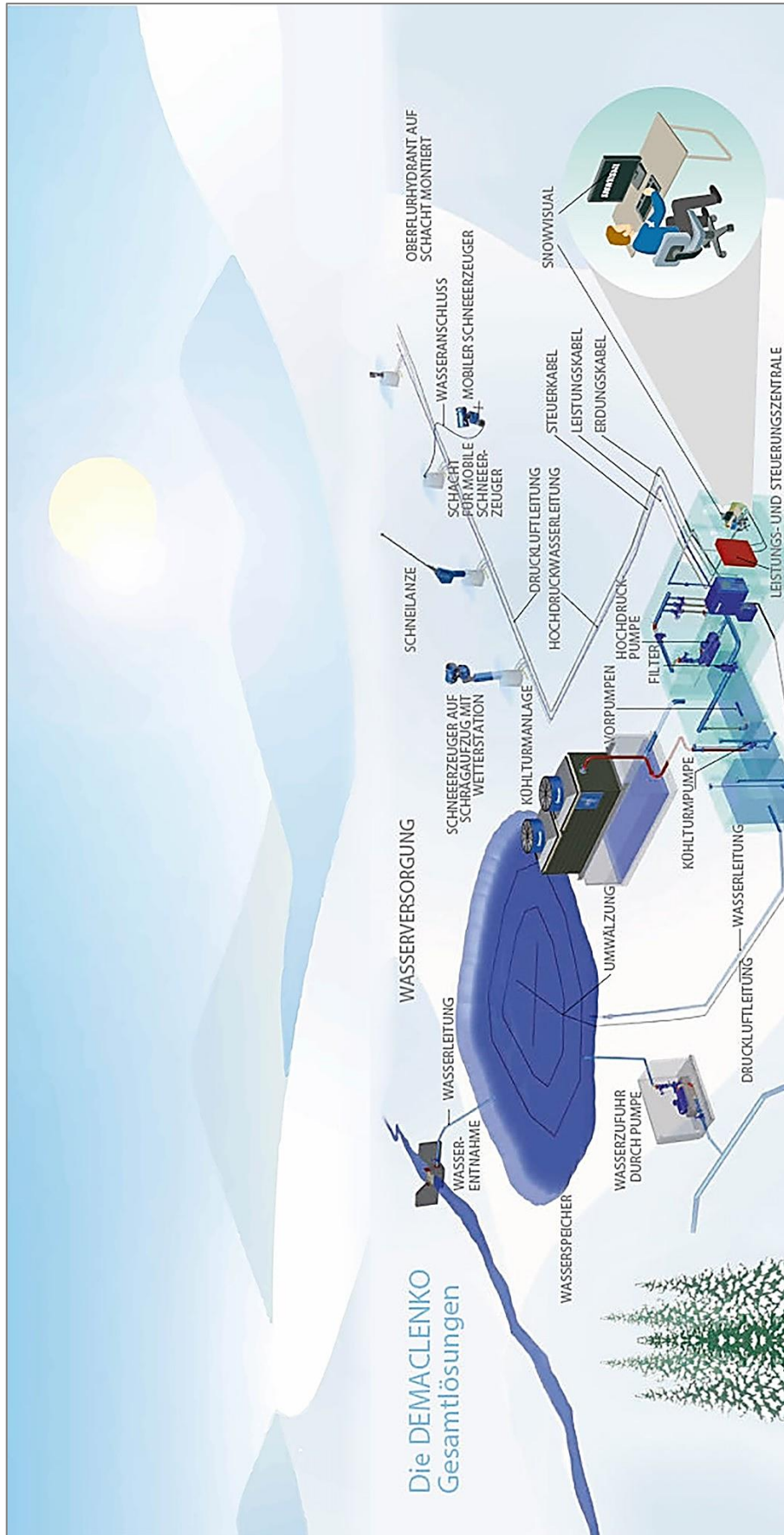


Abbildung 4-1: Beschneigungsanlagenkonzept [37]

5. Speicherbecken

Ein Speicherteich ist ein künstlich in der Natur angelegtes Wasserreservoir, welches in der Regel während der Sommermonate durch den Eintrag von natürlichem Regen- und Oberflächenwasser bzw. Schmelzwasser befüllt wird. Durch diese Art der zwischenzeitlichen Wasserbevorratung stehen in den wasserarmen Schnei- bzw. Wintermonaten garantierte Wasserressourcen für die Beschneidung zur Verfügung. Darüber hinaus besteht die Möglichkeit, den Speicher beispielsweise auch als Wanderziel im Sommer bzw. als Schwimmteich zu nutzen, sofern die technische Ausführung dies zulässt. Ein eindrucksvolles Beispiel liefert in dieser Hinsicht der Speicherteich „Höss Hinterstoder“ [101].

Bei der Standortwahl des Speichers sind zahlreiche Kriterien relevant, auf welche in den nachfolgenden Kapiteln noch eingegangen wird. Vorzugsweise sollte sich aus den vorhandenen topografischen Gegebenheiten jedoch ein möglichst großes Speichervolumen ergeben, um den Großteil des benötigten Wasserbedarfs abzudecken. Außerdem sollten keine Fließgewässer in den Speicher münden bzw. durch diesen hindurch fließen, da dies beträchtliche Auswirkungen auf den ökologischen Zustand der Gewässer hätte. [59: S. 52]

Abbildung 5-1 zeigt eine vereinfachte Systemskizze einer Speicheranlage, welche im Wesentlichen aus einem Wasserreservoir besteht, das durch ein Absperrbauwerk in Form eines Schüttdamms begrenzt und bis zu einer definierten Höhenkote (Stauziel) aufgestaut wird. Dabei gibt die **Sperrenhöhe H** gemäß dem „Beschluss der Staubeckenkommission zur Festlegung der im WRG normierten „Höhe über Gründungssohle““ [104] den maximalen Höhenunterschied zwischen dem höchsten Punkt der Talsperrenkrone und dem tiefsten Punkt der Gründungssohle im maßgebenden Querschnitt an. Bestehen bei der Bestimmung des maßgebenden Querschnittes z.B. aufgrund Vorschüttungen Zweifel, so muss die zuständige Behörde zur Feststellung der maßgebenden Höhe einen erfahrenen Sachverständigen beiziehen.

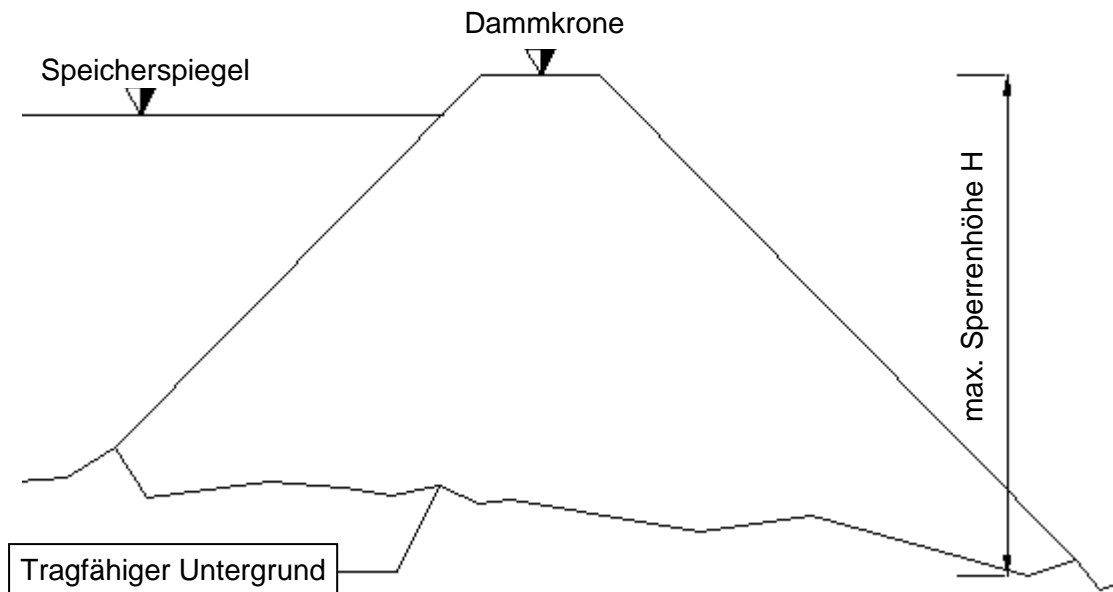


Abbildung 5-1: Systemskizze Speicheranlage [59: S. 9]

Speicheranlagen können hinsichtlich ihres Fassungsvermögens und ihrer Sperrhöhe variieren und werden diesbezüglich gemäß dem Wasserrechtsgesetz klassifiziert. Man unterscheidet laut „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1“ [59] im Allgemeinen zwischen kleinen und großen Stauanlagen:

- **Kleine Stauanlagen** weisen einen Nutzinhalt von maximal 500.000 m³ und/oder eine maximale Sperrhöhe von 15 m auf.
- **Große Stauanlagen** verfügen über ein Volumen größer 500.000 m³ und/oder eine Sperrhöhe von über 15 m.

5.1 Aufbau und Konstruktion

Um das Speicherbecken mit all seinen Einrichtungen zu konzipieren, bedarf es einer detaillierten Planung und einer Konstruktion auf Basis projektspezifischer Anforderungen. Grundsätzlich gibt es einige technisch mögliche Bauweisen von Speicherteichen, welche sich vor allem in der Absperrbauwerkstruktur bzw. ihrer Abdichtungsart unterscheiden und im Anschluss erläutert werden.

5.1.1 Dammkonstruktionen⁴

Generell sind bei Beschneiungsteichen Abdichtungen notwendig, damit etwaige Sickerströmungen die Standfestigkeit des Speicherumfelds bzw. des Absperrbauwerkes keinesfalls beeinträchtigen können und die Wasserverluste so gering wie möglich gehalten werden. Dabei kommen häufig großflächige Oberflächenabdichtungen (Außendichtungen) zum Einsatz, welche sich gut an die jeweilige Beckenform anpassen bzw. eine dauerhafte Beständigkeit aufweisen. Außerdem können Dichtungen im Kern des Dammes (Innendichtungen) eingebracht oder Homogen- sowie Zonendämme ausgeführt werden.

5.1.1.1 Dämme mit Oberflächendichtung

Hierbei erfolgt eine Auskleidung des Speicherraumes mit Kunststofffolien (Geomembranen), Beton- bzw. Asphaltbetonoberflächendichtungen. Kunststoffdichtungen müssen nach heutigem Stand der Technik überschüttet bzw. mit entsprechenden Materialien überdeckt werden, um den Kunststoff gegen mechanischen sowie atmosphärischen Angriff weitgehend zu schützen. Um unter anderem die hohen Dichtigkeitsanforderungen der Beschneiungsspeicher erfüllen zu können, wird diese Art der Abdichtung am häufigsten ausgeführt und hat sich vor allem bei maximalen Wassertiefen bis zu 15 m und relativ steilen Böschungen bewährt. Aus diesen Gründen steht die Folienabdichtung im weiteren Verlauf der Arbeit des Öfteren im Vordergrund.

Lassen die technischen und wirtschaftlichen Gegebenheiten es zu, so können auch Asphaltbetondichtungen verwendet werden. Asphaltbeton weist ohne jegliche Abdeckungsmaterialien eine zufriedenstellende Widerstandsfähigkeit gegen äußere Angriffe auf. Die Herstellung der Asphaltbetonbahn ist jedoch meist aufwändig, weswegen in vielen Fällen Kunststoffdichtungen bevorzugt werden. Die nachfolgende Abbildung zeigt eine Systemskizze von Dämmen mit wasserseitiger Außendichtung.

⁴ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1“ [59: S. 21–24] entnommen.

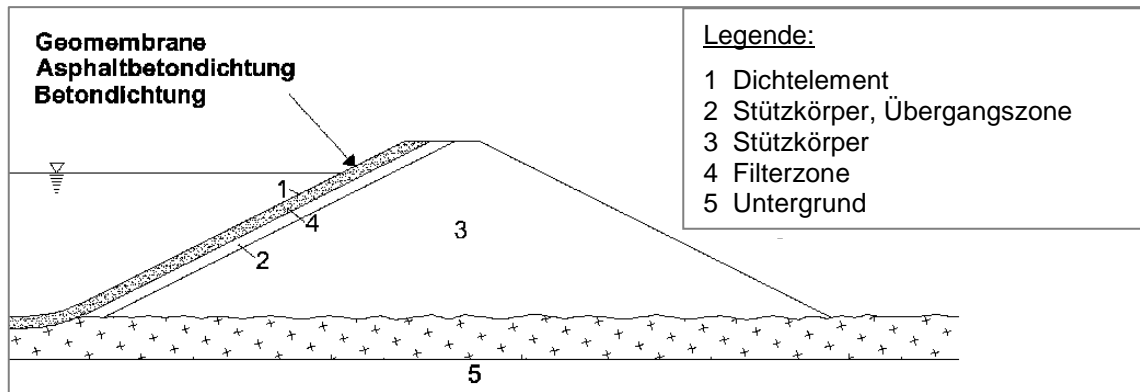


Abbildung 5-2: Damm mit Außendichtung [59: S. 22]

Details bezüglich der Bestimmungen und Anforderungen von Außenabdichtungen werden in Kapitel 5.1.3 „Oberflächendichtungen“ beschrieben.

5.1.1.2 Dämme mit dünnen Innendichtungen

Als Innendichtung wird vor allem bei kleineren Dämmen ein Beton- oder Asphaltbetonkern innerhalb des Damms verbaut. Primär kommen jedoch Schmal-, Spund- oder Schlitzwände sowie Erdbeton zum Einsatz. In der Regel werden Innendichtungen hauptsächlich bei dichten Speicherräumen ausgeführt, welche keine zusätzliche Abdichtung erfordern. Die nachfolgende Abbildung zeigt das Schema der inneren Dammabdichtung mittels Betonkern.

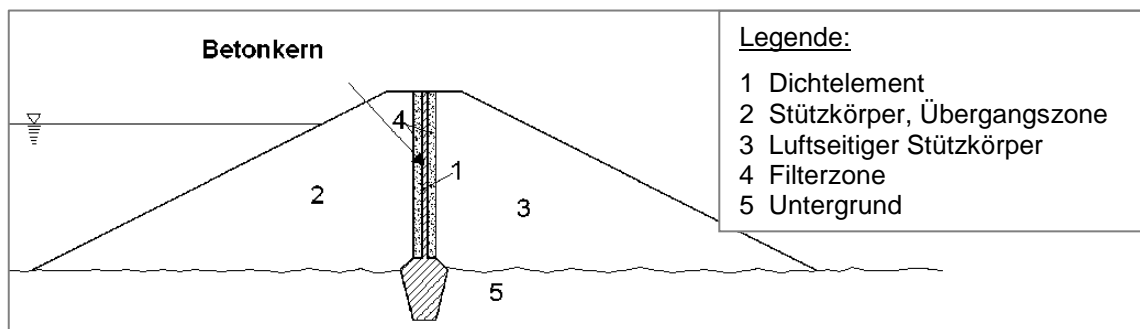


Abbildung 5-3: Damm mit Innendichtung [59: S. 22]

5.1.1.3 Homogene Dämme

Homogendämme werden aus Erdmaterial feiner Korngrößen hergestellt, da diese über eine geringe Durchlässigkeit verfügen. Das Feinmaterial weist jedoch auch einen geringen Reibungswinkel auf, wodurch das Absperrbauwerk in

seiner Höhe und Böschungsneigung eingeschränkt ist. Daher kommen homogene Dämme in der Regel lediglich bei kleinen bis sehr kleinen Anlagen zum Einsatz.

Die Sickerlinie durch den Damm liegt aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Materials sehr hoch, sodass sich der Großteil des Damms unter Auftrieb befindet. Ohne luftseitige Drainage tritt die Sickerlinie nach Casagrande an der Dammluftseite etwa im unteren ersten Drittel der Dammhöhe h aus, was zu Vernässungen bzw. Materialabtrag führen und die Standsicherheit des Dammes negativ beeinträchtigen kann (siehe Abbildung 5-4).

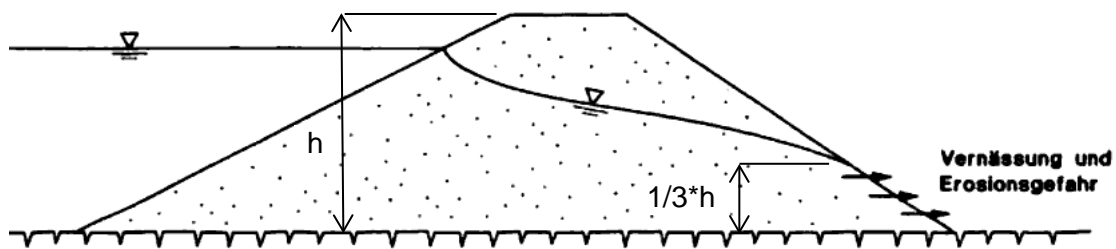


Abbildung 5-4: Sickerlinie nach Casagrande [90: S. 143]

Daher ist es von besonderer Bedeutung auf der Luftseite von Homogendämmen eine Drainage am Dammfuß auszubilden, sodass die Sickerlinie gesenkt wird und unerwünschte Durchnässungen bzw. Erosionen vermieden werden. Abbildung 5-5 zeigt einen homogen ausgeführten Damm mit Filterzone am luftseitigen Dammfuß und anschließendem Sickergraben.

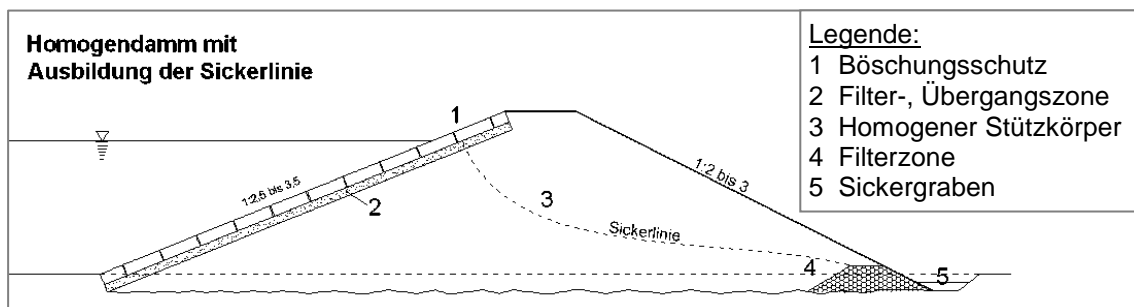


Abbildung 5-5: Homogendamm [59: S. 23]

5.1.1.4 Gegliederte Dämme (Zonendämme)

Hierbei handelt es sich um Dämme, welche im Allgemeinen aus verschiedensten Dammbaustoffen errichtet und auf diese Weise einzelne Dammmaterialien gebildet werden. Dazu zählen beispielsweise feinkörniges Material, Kiese, Sande, Steinschüttmaterialien oder Fels. An der Luftseite wird durchlässiges Material angeordnet, um dadurch nicht nur die ausgebildete Sickerlinie zu senken, sondern auch die Standsicherheit der Dammkonstruktion zu erhöhen. Außerdem können die Kosten für den Dammbau auf diese Weise in vielen Fällen reduziert werden. Prinzipiell kommen hier drei wesentliche Systeme zum Einsatz: Dämme mit breitem, schmalem oder geneigtem Dichtkern.

Zonendämme werden im Beschneiungsanlagenbau kaum ausgeführt. Der Vollständigkeit halber werden die drei Arten jedoch nachfolgend im Überblick dargestellt.

Damm mit breitem Dichtkern

Die Dicke des Dichtelementes des Dammes beträgt hierbei etwa das 0,3- bis 0,5-Fache der Dammhöhe h . Zwischen Dichtkern und luftseitigem Dammsstützkörper liegt die Filterzone aus durchlässigem Material (siehe Abbildung 5-6).

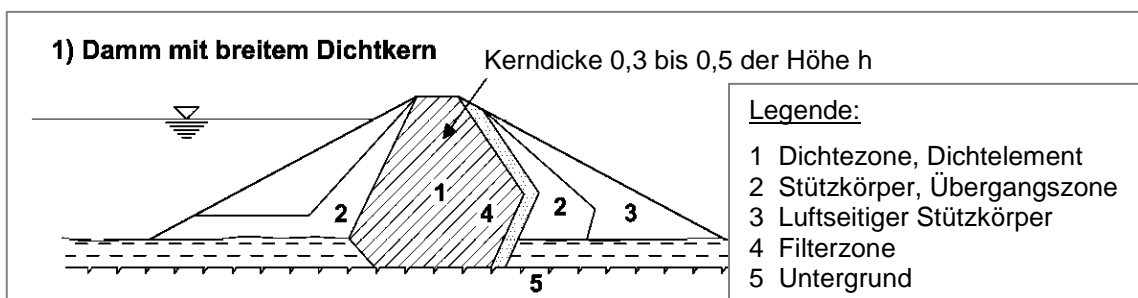


Abbildung 5-6: Damm mit breitem Dichtkern [59: S. 24]

Damm mit schmalem Dichtkern

Abbildung 5-7 zeigt eine Systemskizze einer Dammkonstruktion mit schmaler Dichtkernausführung. Bei dieser Konstruktion beträgt die Kerndicke etwa das 0,15- bis 0,2-Fache der Dammhöhe h . Die Filterzonen werden links und rechts entlang des Dichtkerns ausgebildet und obliegen speziellen Materialanfor-

rungen, welche in Kapitel 5.1.5 „Drainage- und Filterzonen“ detaillierter beschrieben werden.

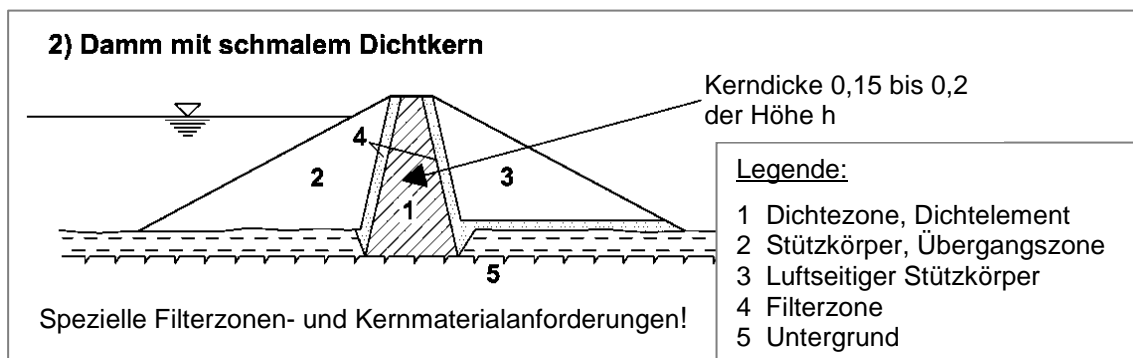


Abbildung 5-7: Dammbau mit schmalen Dichtkern [59: S. 24]

Dammbau mit geneigtem Dichtkern

Diese spezielle Dammbaukonstruktion enthält ein geneigtes Dichtelement mit der 0,15- bis 0,2-fachen Kernstärke der Dammhöhe h. Auf beiden Seiten des Dichtkerns werden analog zur Ausführung mit schmalen Dichtkern Filterbereiche ausgebildet (siehe Abbildung 5-8).

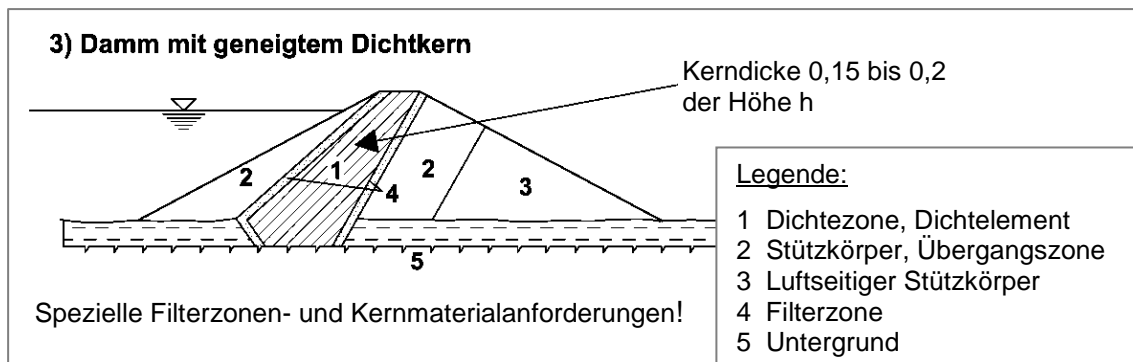


Abbildung 5-8: Dammbau mit geneigtem Dichtkern [59: S. 24]

5.1.2 Dammbautechnische Anforderungen⁵

Für Absperrbauwerke von Beschneigungsanlagen sind verschiedene technische Anforderungen bei der baulichen Ausführung zu berücksichtigen. Diese bezie-

⁵ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1“ [59: S. 27–31] entnommen.

hen sich vor allem auf geometrische und materialspezifische Aspekte sowie auf die Ausführung der Hochwasserentlastung bzw. die Gewährleistung der Dichtigkeit. Die wesentlichen Ansprüche werden im Folgenden näher beschrieben.

5.1.2.1 Schüttmaterialien

Die Dammmaterialien müssen in erster Linie aus bodenmechanischer und geologischer Sicht für die Schüttung des Dammes geeignet sein, wobei die ausreichend vorhandene Menge und die Nähe zum Einbauort wesentlich sind. Dabei ist auf eine kontinuierliche Qualität des Materials in Bezug auf Standsicherheit und Dauerhaftigkeit zu achten. Des Weiteren muss eine zufriedenstellende Verdichtbarkeit beim Einbau des Materials mit Hilfe von Verdichtungsgeräten erreicht werden können. Wichtige materialspezifische Kennwerte wie die Lagerungsdichte, die Scherfestigkeit bzw. der Verformungsmodul gehen in diese Überlegungen mit ein und müssen bei der Ausführungstechnik der Dammschüttung (Grenzsieblinienbänder, Einbaulagenhöhen, zulässiger Feuchtigkeitsgehalt, etc.) berücksichtigt werden.

5.1.2.2 Luftseitige Böschung

Im Grunde sind die Böschungen des Dammes so auszuführen, wie es die erbrachten Stand- und Böschungssicherheitsnachweise in Bezug auf die verwendeten Schüttmaterialien erfordern, um vor allem eine ausreichende Dichtigkeit, Erosions- und Standfestigkeit zu gewährleisten. Im Hinblick auf eine ausreichende Stabilität ist je nach Dammschüttmaterial im Allgemeinen eine Neigung zwischen 1:1,5 (= 33,7°) und 1:2 (= 26,6°) zu wählen.

Bei der Böschungskonstruktion müssen in vielen Fällen ökologische und landschaftsgestalterische Anforderungen miteinbezogen werden, wie beispielsweise spezielle Bepflanzungen. Dabei ist jedoch eine Bepflanzung mit Tiefwurzeln unbedingt zu verhindern, da durch abgestorbene bzw. verrottete Wurzeln Hohlräume entstehen können, welche negative Auswirkungen auf die Dichtigkeit und Standsicherheit des Dammes haben könnten (vgl. Kapitel 5.1.5 „Drainage- und Filterzonen“). In diesem Zusammenhang ist auch eine Beweidung der Dammluftseite auszuschließen.

Aus sicherheitstechnischen Gründen ist auch ein hoch emporrager Bewuchs der luftseitigen Böschung nicht zulässig, da die Gefahr von Beschädigungen durch starken Windwurf und Durchwurzelung besteht.

Sind die oben angeführten Sachverhalte auszuschließen, so ist vereinzelt eine Bepflanzung im unteren Viertel bis Drittel des Dammes zulässig. Der Bewuchs muss dabei so angeordnet sein, dass regelmäßige augenscheinliche Kontrollen durchgeführt werden können. Für jeden Speicherteich ist außerdem konkret zu erörtern, ob eine Einzäunung notwendig ist.

5.1.2.3 Wasserseitige Böschung

Die Abdichtung der Beschneigungsspeicher erfolgt in der Regel durch eine Dichtfolie aus Kunststoff, die den gesamten Speicherteich auskleidet. Die Oberfläche dieser Abdichtungsbahn muss jedenfalls durch eine Vlieslage und anschließende Kies- oder Schotterdecke vor atmosphärischen und mechanischen Einwirkungen wie Eis oder Steinen geschützt werden, um Schädigungen zu vermeiden.

Die konstruktiven Anforderungen an die wasserseitige Böschung beziehen sich daher neben einer ausreichenden Dichtheit, Stand- und Erosionsfestigkeit auch auf die Überschüttung dieser Dichtungsbahn, welche in der Regel eine Mindeststärke von 20 bis 25 cm und ein Größtkorn von 63 mm aufweisen soll. Je nach Art des Schüttmaterials ergibt sich die zulässige wasserseitige Böschungsneigung, wobei mit gebrochenem Felsmaterial unter Berücksichtigung der Standsicherheit erfahrungsgemäß eine Neigung von 1:2 (= 26,6°) ausgeführt werden kann.

Wenn dem Speicherteich über die Oberfläche der Böschungen Wasser zugeführt werden soll, so sind spezielle bautechnische Vorkehrungen, zum Beispiel befestigte Zulaufgerinne, zu treffen, um die Überschüttung bzw. die Abdichtungsfolie nicht zu beschädigen.

5.1.2.4 Hochwasserentlastung und Überströmbereiche

Hochwasser ist über eine projektspezifische Entlastungsanlage schadlos abzuführen. Dabei kommen in der Regel ein freier Überlauf oder Überlauftröge mit

Ablaufrohren zum Einsatz, wobei freie Überläufe in Bezug auf die Überlastungsfähigkeit zu bevorzugen sind. Bei Verkläusungsgefahr sind jedenfalls entsprechende Schutzmaßnahmen (z.B. Rechen) zu berücksichtigen.

Eine Ableitung über den Dammrücken erfordert spezielle Sicherungen, um eine Beschädigung des Dammkörpers und einsickerndes Wasser unbedingt zu verhindern. Dabei ist die HW-Entlastung prinzipiell in Bereichen geringer Dammhöhen (oder im Bereich des Urgeländes) zu situieren. Schussrinnen sind entweder im Fels oder mit Steinen im Betonbett herzustellen, um größere Setzungen zu vermeiden und eine ausreichende Stand- und Erosionssicherheit zu gewährleisten. [30] In der Ableitungstrecke ist für eine Energieumwandlung des schießenden Abflusses in Form eines Tosbeckens zu sorgen. Details zur hydraulischen Berechnung und Ausführung der Hochwasserentlastung können Kapitel 5.2.1 „Hochwasserentlastung“ entnommen werden.

5.1.2.5 Einbindung von Betonbauwerken in Dammkörper und Dichtebene

Um Betonbauwerke (z.B. Entnahme-, Einleitungsbauwerke, etc.) in das Ab-sperrbauwerk einbinden zu können, sind Durchdringungen des Dammkörpers bzw. der Dichtungsebene notwendig, welche Schwächezonen des Dammes darstellen. An diesen Stellen sollte eine Verbreiterung und Verstärkung der Dichtungsbahn erfolgen sowie das Vorkommen von Durchführungsbauwerken generell so gering wie möglich gehalten werden. Die Durchdringungsbauwerke sollten im Anschluss an Erdkerndichtungen geneigte Betonwände aufweisen.

Um die Dichtheit bei der Einbindung von Betonbauwerken kontinuierlich überprüfen zu können, sind Drainageleitungen um das Bauwerk bzw. entlang der Leitung zu führen und gesondert auszuleiten. Nähere Informationen zu den Sickerwassermessungen können Kapitel 8.1 „Messeinrichtungen und Anlagenüberwachungssysteme“ entnommen werden.

Falls die Speicherabdichtung mittels mineralischer Bestandteile erfolgt, sollten Betonschürzen rund um das Durchführungsbauwerk ausgeführt werden, welche in den Dichtkörper eingreifen, um so den Sickerweg zu verlängern. Außerdem sollten die Dichtungsanschlüsse aus hochwertigen und plastisch verformbaren Materialien hergestellt und ausreichend verdichtet werden.

5.1.2.6 Dichtheitsüberprüfung

Um sämtlichen Sicherheitsanforderungen zu entsprechen, ist bei Speicherteichen eine permanente Kontrolle und Überwachung eventuell austretender Sickerwässer mit Hilfe von speziellen Messeinrichtungen notwendig. Schäden in der Dichtebene, welche eine Wasserdurchlässigkeit hervorrufen, können auf diese Weise detektiert und schnellstmöglich behoben werden.

Die Abdichtung der Stauanlage ist vor Inbetriebnahme einer Dichtheitsprüfung zu unterziehen. Diese dauert mindestens drei Tage wobei eine Standprobe bei annähernd maximalem Stauziel (Winterstauziel) erfolgt und der Wasserstand des Speichers täglich protokolliert werden muss. Während der Durchführung der Prüfung muss ein Zu- und Abfluss des Speichers ausgeschlossen werden, indem eine Absperrung der Entnahme- bzw. Zulaufleitungen zu tragen kommt. Die Dokumentation der Prüfung kann gemäß ÖNORM EN 1508 [72] erfolgen.

5.1.2.7 Dammkrone

Die Dammkrone stellt den höchst gelegenen Bereich des Dammkörpers dar und sollte eine Breite von mindestens 3 - 4 m aufweisen, um eine zufriedenstellende Einbindung und Verankerung der Dichtungsfolie sicherzustellen. Des Weiteren muss bei der Herstellung des Schüttdammes setzungsbedingten Verformungen entgegengewirkt werden, indem eine ausreichende Überhöhung der Krone erfolgt. Auf diese Weise wird die erforderliche Dammhöhe bzw. das benötigte Fassungsvermögen des Speicherteichs nach dem Erreichen der Endsetzung garantiert.

5.1.3 Oberflächendichtungen⁶

Eine ausreichende Dichtigkeit des Speichers ist, wie bereits erwähnt, in den meisten Fällen durch eine Oberflächenabdichtung des gesamten Speicherbeckens (Beckensohle und Böschungen) zu bewerkstelligen. Dabei sind zum ei-

⁶ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1“ [59: S. 32–37] entnommen.

nen die Art bzw. die Eigenschaften des Dichtungselements und zum anderen wichtige Anforderungen an den Untergrund, auf dem die Dichtungsbahn aufgebracht wird, von besonderem Interesse.

Bei der Abdichtung ist vor allem auf eine ausreichende Zug- und Durchstanzfestigkeit (bei Folien) sowie Alterungs- und Wechselbelastungsbeständigkeit gegen äußere Einflüsse und Temperatureinwirkungen zu achten. Betreffend die Langzeitbeständigkeit des Dichtungselements ist beispielsweise die Versprödung des Materials über die Zeit zu beurteilen. Bei der Wahl des Dichtungsmaterials unterscheidet man im Prinzip zwischen Folien, Asphaltbeton, Beton, Mineralien und Bentonitmatten. Letztere (Bentonitmattendichtungen) sind heute für Neubauten von Beschneigungsspeichern gemäß Leitfaden der Salzburger Landesregierung [59] nicht mehr zulässig.

Im Allgemeinen ist bei sämtlichen Oberflächendichtungen unmittelbar unter der Dichtungsebene eine mineralische Filterzone mit einer Mindeststärke von 20 cm auszuführen, um Sickerwässer über eine Drainageleitung gesichert abführen zu können. Anstelle des mineralischen Flächenfilters können je nach Gegebenheiten auch Dränmatten verlegt werden.

5.1.3.1 Foliendichtung

Bei der Folienabdichtung kommen polymere und kautschukversetzte Kunststoffdichtungsbahnen oder Bitumendichtungsfolien zum Einsatz. Letztere werden im Speicherbau sehr selten verwendet, weswegen in weiterer Folge nicht näher darauf eingegangen wird.

Bewährt haben sich vor allem hochpolymere (PEHD⁷) Kunststofffolien (siehe Abbildung 5-9), da sie im Vergleich zu normaldichten PP- und PE-Folien eine höhere Zug- und Durchstanzfestigkeit, aber auch eine hohe Zähigkeit, Flexibilität, Alterungs- und UV-Beständigkeit aufweisen. [58]

⁷ PEHD = „Polyethylene with High Density“, Dichte: ca. 0,94 - 0,97 g/cm³ [87]



Abbildung 5-9: Speicherabdichtung mittels PEHD-Folie [84]

Diese spezielle hochpolymere Geomembran besitzt eine hohe Dichte, gilt bei fachgerechter Herstellung praktisch als wasserundurchlässig und wird beispielsweise auch zu Abdichtungszwecken im Deponiebau verwendet. [113]

Um die Folie ausreichend gegenüber dem Untergrund zu schützen, wird sie ausschließlich auf einer Vliesunterlage verlegt. Ein zufriedenstellender Widerstand der Folie gegen äußere Einwirkungen wird durch eine Überschüttung auf einer Vlieslage gewährleistet (vgl. Kapitel 5.1.4 „Überschüttung und Schutzmaßnahmen“). Abbildung 5-10 zeigt den schematischen Schichtaufbau einer Folienabdichtung.

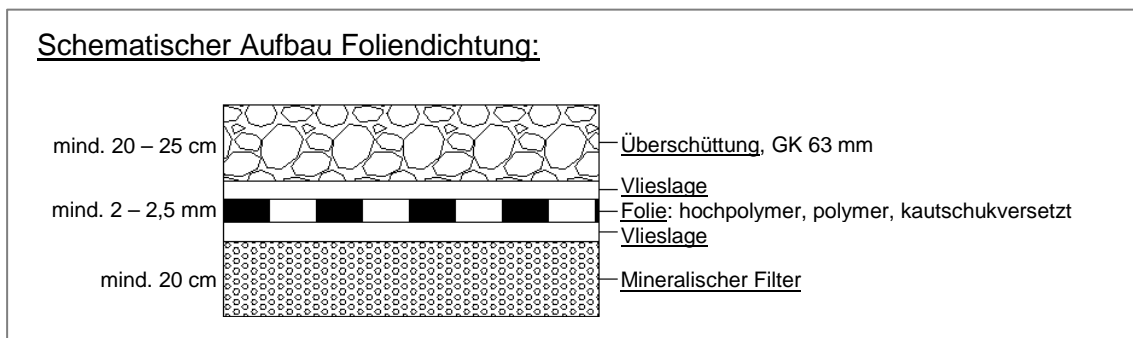


Abbildung 5-10: Schichtaufbau Foliendichtung

Bei der Bemessung bzw. der Nachweisführung von Unterlage und Dichtfolie darf eine minimal erforderliche Durchdrückfestigkeit nicht unterschritten werden. Vor dem Verlegen der Unterlage muss der Untergrund entsprechend vorbereitet werden, indem eine Profilierschicht ohne Steine aufgebracht, oder durch Walzvorgänge eine Glättung des Untergrundes erzielt wird.

Bei dieser Art der Abdichtung ist außerdem darauf zu achten, dass eine ausreichende Scherfestigkeit zwischen den einzelnen Schichten besteht, da der Kräfteabtrag in den Untergrund aus den äußeren Einwirkungen des Systems (Überschüttung–Vlies–Folie–Vlies/Dränmatte) ausschließlich über die Schubspannungen zwischen den Lagen und dem Unterbau erfolgt. Dabei muss eine Mindestsicherheit von 1,1 beim Nachweis der Standfestigkeit erbracht werden, ohne dabei die Ableitung der Kräfte über den Einbindegraben zu berücksichtigen. Der Einbindegraben bezeichnet dabei das Folienende im oberen Bereich des Dammes, welches zur besseren Sicherung Richtung Luftseite vorgezogen und zu einem Graben überlappt wird (siehe Abbildung 5-22). Wird dieser Einbindegraben miteinbezogen, so muss die Gesamtsicherheit mindestens 1,3 betragen. Im steilen Böschungsbereich wird häufig mit rauen Folien gearbeitet, um die erforderliche Scherfestigkeit zwischen Folienüber- und -unterlage zu gewährleisten.

Die kraftschlüssige und wasserdichte Verbindung zwischen einzelnen Kunststofffolien wird durch Verschweißen erzielt, wobei spezielle Schweißverbindungstechniken, wie die Heizkeilschweißnaht, von Vorteil sind. Einfachschweißnähte sollten grundsätzlich lediglich in Ausnahmefällen zum Einsatz kommen. In diesem Fall sind die Einfachschweißlängen so gering wie möglich zu halten und mit einer zweiten Dichtbahn zu bedecken.

Die Qualität der Schweißnaht muss generell prüfbar sein. Dies erfolgt bei einer Doppelschweißnaht über einen Hohlraum zwischen den Nähten (Prüfkanal, siehe Abbildung 5-14), in welchen über eine Prüfnadel Druckluft eingepresst und mit Hilfe eines Manometers das Abweichen der Luft überwacht wird (vgl. Abbildung 5-11). Die Schweißnaht gilt als ausreichend dicht, wenn der vorhandene Druckabfall während des Prüfvorganges einen gewissen Prozentsatz des eingebrachten Prüfdrucks nicht überschreitet. Bei Einfachschweißnähten erfolgt

eine Vakuumprüfung, wobei eine sogenannte *Vakuumglocke* auf den mit einer seifigen Prüflüssigkeit eingestrichenen Prüfbereich angebracht wird (vgl. Abbildung 5-11). Durch das Ansaugen der Luft kommt es im Bereich von undichten Stellen zur Blasenbildung. [48,98]



Abbildung 5-11: Druckluftprüfnadel (links, Firma Klappenbach), Vakuumprüfglocke (rechts) [44,112]

Die folgenden Abbildungen zeigen die erforderlichen Überlappungs- bzw. Nahtlängen bezogen auf verschiedene Schweißtechniken.

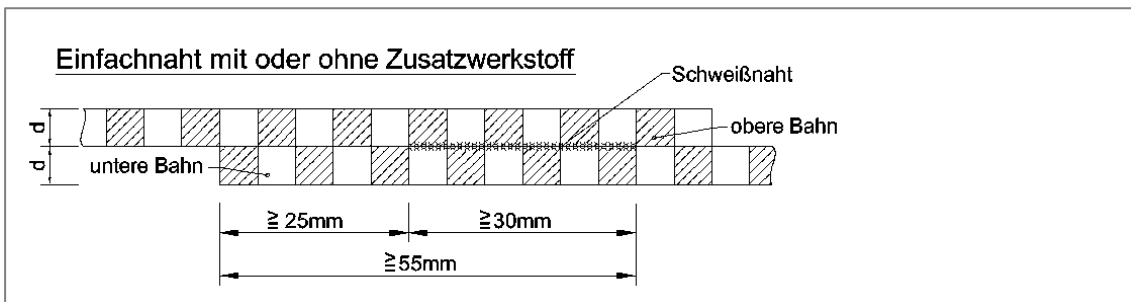


Abbildung 5-12: Einfachnaht mit/ohne Zusatzwerkstoff [59: S. 34]

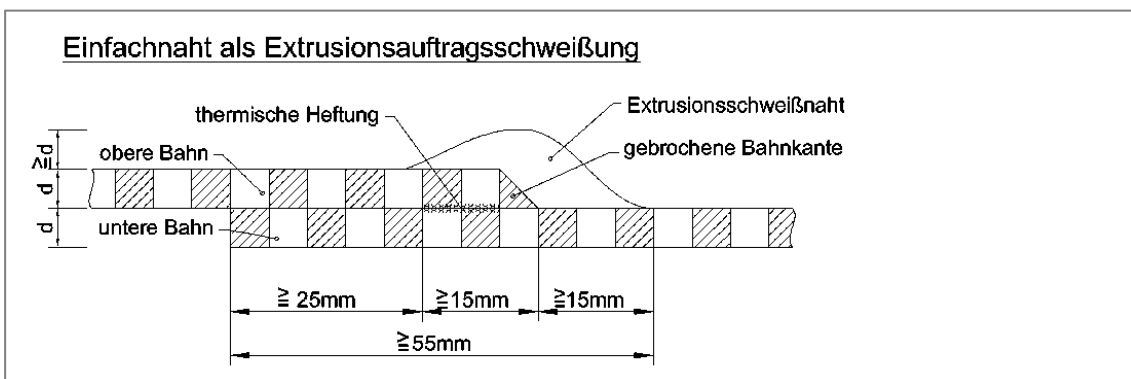


Abbildung 5-13: Einfachnaht als Extrusionsauftragsschweißung [59: S. 34]

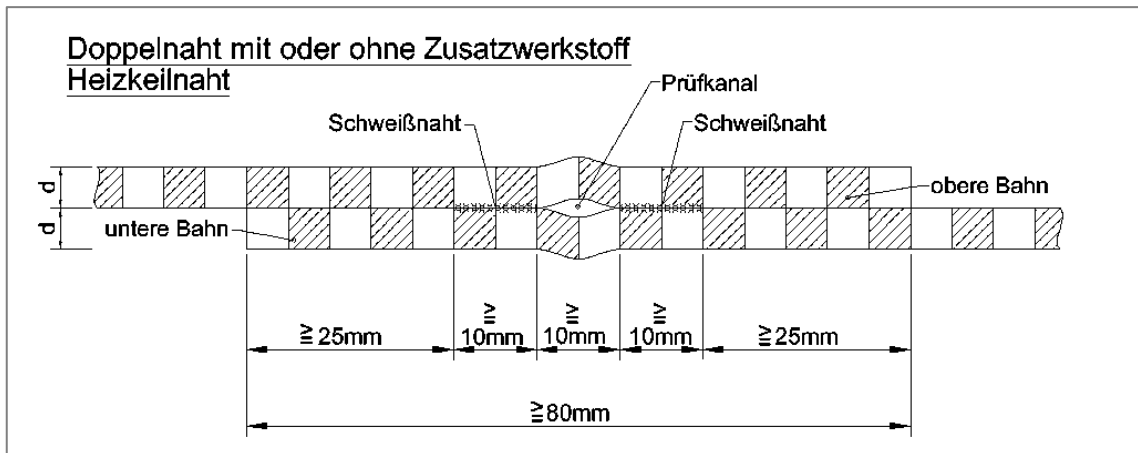


Abbildung 5-14: Doppelnaht mit/ohne Zusatzwerkstoff, Heizkeilnaht [59: S. 34]

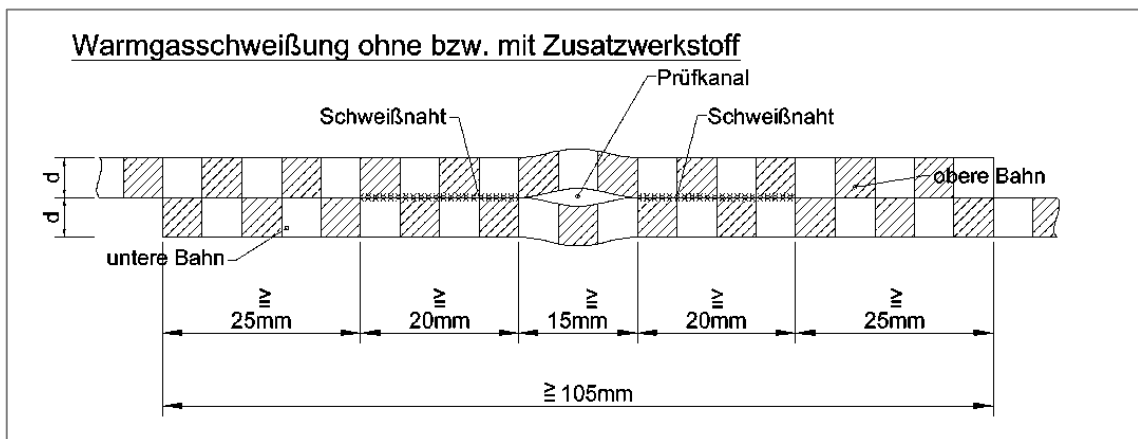


Abbildung 5-15: Warmgasschweißung mit/ohne Zusatzwerkstoff [59: S. 34]

Für den Einsatz von PEHD-Folien sind je nach maximaler Böschungslänge, Überschüttungshöhe sowie äußeren Einwirkungen gewisse Mindeststärken erforderlich. Dessen ungeachtet muss bis zu einer Wassertiefe von 6 m jedenfalls eine Mindeststärke von 2 mm eingehalten werden. Bei Wassertiefen zwischen 6 m und maximal 15 m wird eine Mindeststärke von 2,5 mm gefordert. Ist die Folie besonderen äußeren Einwirkungen wie beispielsweise Hochgebirgeverhältnissen ausgesetzt, sind die Mindeststärken entsprechend zu erhöhen.

Für Folienstärken $\geq 2,5$ mm bzw. betreffend die allgemeinen Anforderungen, Überprüfungen und Verarbeitungen gelten die Bestimmungen laut den ÖNORMEN für Deponieabdichtung S 2072 [76], S 2073 [77] sowie S 2076 – Teil 1 [78]. Folienstärken unter 2,5 mm sind von akkreditierten Prüfungsinstituten auf

ihre Eigenschaften zu prüfen und müssen die Bestimmungen äquivalent zur ÖNORM S 2073 [77] erfüllen.

5.1.3.2 Asphaltbetondichtung

Eine Oberflächendichtung aus Asphaltbeton besteht im Wesentlichen aus einer wasserundurchlässigen Asphaltbetonschicht, einer durchlässigen Binderschicht sowie einer mineralischen Filterunterlage mit einer Mindeststärke von 20 cm (vgl. Kapitel 5.1.5 „Drainage- und Filterzonen“).

Die Asphaltabdichtung sollte einen geringen Hohlraumgehalt ($< 3\%$) und bis zu einer maximalen Wassertiefe von 25 m eine Mindeststärke von etwa 6 - 7 cm aufweisen. Ist eine Wasserdruckhöhe von mehr als 25 m vorhanden, so ist die Stärke der Abdichtungsbahn zu vergrößern. Durch eine Asphaltbetonabdichtung können betreffend die Durchlässigkeit ausführungstechnisch k-Werte bis 10^{-10} m/s erreicht werden. [80: S. 10]

Die tragfähige Binderschicht sollte etwa 6 cm stark sein, wobei diese Vorgabe je nach Unterbau variieren kann. Die Zusammensetzung von Binder- und Dichtschicht obliegt einer genauen Mischrezeptur, welche in entsprechenden Labors erprobt wird.

Abbildung 5-16 zeigt den schematischen Aufbau einer Asphaltbetonabdichtung.

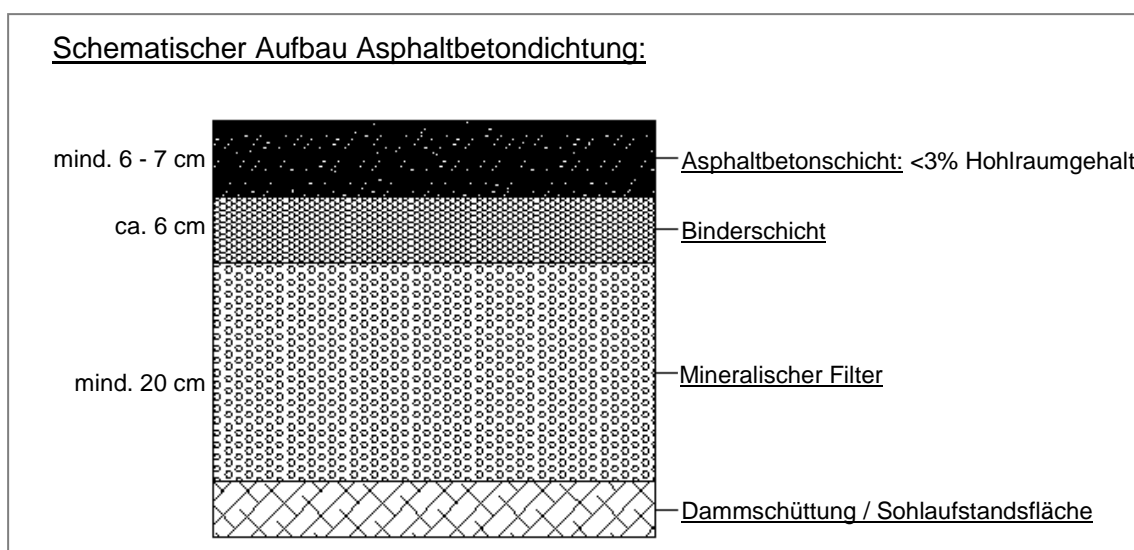


Abbildung 5-16: Schichtaufbau Asphaltbetondichtung

Bei der Aufbringung der Asphaltbetondichtung müssen exakte Anschlussverbindungen an Betonbauwerke berücksichtigt und einzelne Übergänge heiß verbunden oder entsprechend nachbearbeitet werden. Außerdem müssen erforderliche Radien hinsichtlich der Geometrie des Speichers vorhanden sein, um mit entsprechenden Einbaugeräten arbeiten zu können. In diesem Zusammenhang wird beispielhaft auf den Speicherteich „Pangert“ [4] im Tiroler Zillertal verwiesen, der mittels Asphaltbeton abgedichtet wurde.

Vorteile einer Oberflächenabdichtung mittels Asphaltbeton sind Flexibilität, gute Langzeitbeständigkeit (Lebensdauer ≥ 30 Jahre) und eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einwirkungen. Aus diesen Gründen entfällt damit im Vergleich zur Foliendichtung die Notwendigkeit einer Überdeckung der Dichtbahn. Zur Oberflächenversiegelung gegen Versprödungserscheinungen kann je nach Anforderung auf die Asphaltichtungsschicht eine Mastix-Schicht aufgetragen werden, welche in der Regel aus 25-35% Bitumen und 65-75% Füller (z.B. Kalksteinmehl oder Zement) besteht. [80: S. 20,106: S. 13]

Details zur Asphaltbetondichtung stehen vom Verband der E-Werke Österreichs (Österreichs Energie) in der „Richtlinie für Arbeiten im Asphaltwasserbau-Teil A“ [80] zur Verfügung.

5.1.3.3 Betondichtung

Oberflächendichtungen mittels Beton benötigen zusätzliche Fugendichtungen, welche die Konstruktion erschweren und die Kosten im Regelfall steigern. Dennoch kommen sie vereinzelt vor allem bei größeren Beschneigungsspeichern zum Einsatz. Dabei muss jedoch ein setzungsarmer Untergrund (hoher Betongemüch) vorliegen, um durch Verformungen hervorgerufene Schäden im Beton (z.B. Risse) ausschließen zu können. Ein Vorteil dieser Abdichtungsart ist, analog zur Asphaltbetonabdichtung, der Verzicht von Überschüttungen aufgrund der ausreichenden Materialwiderstandsfähigkeit.

5.1.3.4 Mineralische Dichtung

Die mineralische Oberflächenabdichtung erfolgt mit Hilfe einer erosionsbeständigen Filterlage und einer aufgetragenen Deckschicht. Der Einsatz von minera-

lischen Abdichtungen kommt heutzutage für Speicher mit mehreren Metern Wassertiefe im Allgemeinen nicht mehr vor, da die Inhomogenität der Materialien sowie die Bauausführung (z.B. inhomogener Einbau) Probleme darstellen. Für große Stauanlagen ist eine mineralische Abdichtung aus Sicht der Staubeckenkommission daher nicht mehr zulässig.

5.1.4 *Überschüttung und Schutzmaßnahmen*⁸

Ein spezieller Schutz durch Überschüttung ist in erster Linie bei der Abdichtung durch Geomembrane (Foliendichtung) notwendig. Diese müssen jedenfalls vor mechanischen bzw. atmosphärischen Einwirkungen wie Eisplatten, Steinwurf, Wärmebelastung, etc. mit Hilfe einer zumindest 20 bis 25 cm starken Überdeckung geschützt werden.

Die Überschüttung erfordert eine maximale Böschungsneigung von etwa 1:2 (= 26,6°), wobei eine Dichtfolie mit hoher Rauigkeit für eine erhöhte Scherfestigkeit gewählt werden sollte. Die Überdeckung kann im Allgemeinen aus gebrochenem oder rundkörnigem Material bestehen, jedoch muss die Neigung der Böschung beim Einsatz von gerundeten Gesteinskörnungen flacher gewählt werden. Weitere Anforderungen an das verwendete Gestein sind beispielsweise eine ausreichende Festigkeit, Standfestigkeit sowie die Widerstandsfestigkeit gegen Frost-Tau-Wechsel.

Bei mineralischen Abdichtungen und Homogendämmen sollte beispielsweise einem Wellenangriff durch einen wasserseitigen Böschungsschutz in Form einer widerstandsfähigen Überdeckung (z.B. Steinschlichtung) entgegengewirkt werden. Dabei gehen insbesondere die Höhe des Einstaus bzw. Überstaus, die Böschungsneigung und Wellenhöhe bzw. die Schichtdicke und Art des Böschungsschutzes in die Bemessung mit ein.

Bei der Wahl der Gesteinskörnungen hat sich ein Durchmesser des Größtkorns von 63 mm bewährt. Treten aus ökologischen Gründen größere Steine auf, so

⁸ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1“ [59: S. 37–38] entnommen.

wird empfohlen die Geomembran durch zusätzliche Vliese oder Kies-/Sandauflagen zu schützen und sie regelmäßig auf Schäden zu untersuchen bzw. unterhalb der Steinüberdeckung zusätzliche Ringdrainagen zu installieren, um die Dichtheit kontrollieren zu können.

Für die Bemessung der Überdeckung wird an dieser Stelle auf die fachspezifische Richtlinie „Embankment Dams Upstream Slope Protection“ [54] der ICOLD hingewiesen.

5.1.5 *Drainage- und Filterzonen*⁹

Die Anordnung von Entwässerungs- und Filterzonen ist im Grunde von der Dammkonstruktion und den verwendeten Materialien sowie von den Untergrundverhältnissen abhängig. In dieser Hinsicht sind, um die Stabilität der Filter- und Drainagezonen zu gewährleisten, wichtige Regeln zu befolgen bzw. Kriterien in Abhängigkeit des Basismaterials der Dammschüttung bzw. des Filtermaterials zu erfüllen. Diese sollen im Anschluss aufgezeigt werden.

5.1.5.1 Oberflächendichtung

Bei einer äußeren Abdichtung der Speicheranlage mittels Kunststoff, Asphaltbeton oder Beton wird unter der Abdichtungsbahn eine mineralische Filterzone mit einer Mindeststärke von 20 cm und gesicherter Drainageausleitung konstruiert, um auftretendes Sickerwasser bei Schäden in der Dichtungsebene abführen zu können. Dadurch wird gewährleistet, dass die Stabilität des Dammkörpers beispielsweise trotz Rissen in der Außendichtung bestehen bleibt und der Porenwasserdruck schadlos abgebaut werden kann. Zudem können zusätzlich auch Entwässerungszonen am luftseitigen Fuß des Dammes notwendig sein.

⁹ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1“ [59: S. 25–27] entnommen.

5.1.5.2 Innendichtung

Bei Dämmen mit mineralischer Innendichtung ist wasserseitig des Dichtkerns eine Drainagezone vorzusehen, damit beim Absenken des Wasserspiegels ein Abtrag des inneren feinkörnigen Materials ausgeschlossen werden kann. Luftseitig des Dichtungselements müssen ebenso eine Entwässerung des Dammes sowie eine schadlose Ausleitung gewährleistet sein. Die Entwässerungszone ist abhängig von den vorhandenen Untergrundverhältnissen entlang der Innendichtung, wenn notwendig, bis zum luftseitigen Dammfuß zu führen.

5.1.5.3 Homogendamm

Bei homogen ausgebildeten Dämmen besteht jedenfalls die Notwendigkeit der Dränierung des luftseitigen Dammfußes, um die Sickerlinie abzusenken. Der durch die Sättigung des Erdmaterials entstandene Porenwasserdruck kann beispielsweise auch mit Hilfe einer Horizontal- oder Vertikaldrainage abgebaut werden. Eine Systemskizze dieser zwei Drainageschemata ist in der nächsten Abbildung aufgezeigt.

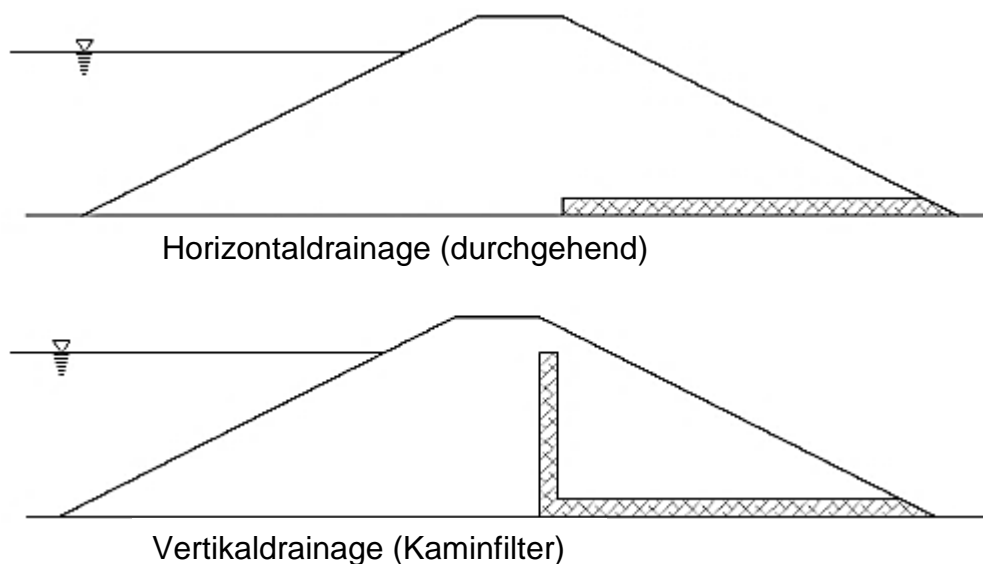


Abbildung 5-17: Homogendamm mit Horizontaldrainage (oben), mit Vertikaldrainage (unten)
[59: S. 25]

5.1.5.4 Einschnittsböschung

Besonders bei angeschnittenen Böschungen muss auf Berg-, Hang- und Quellwasser sowie Oberflächenwässer geachtet werden. In diesem Fall sind erosionsstabile Flächenfilter auszubilden oder Drainageriegel, welche darüber hinaus mit Vlies umhüllt werden können. Außerdem sind Drainagerohre zu verlegen, welche die Grund- bzw. Oberflächenwässer getrennt voneinander sammeln und gezielt ausleiten. Eine kontinuierliche Überwachung wird mit Hilfe von bereits erwähnten Messeinrichtungen gewährleistet. Die Ausführung dieser konstruktiven Maßnahmen kann auch in der Dammaufstandsfläche erforderlich werden.

5.1.5.5 Suffosions-, Erosions- und Filterstabilität

Bei der Dränierung von Dämmen sind entsprechende Drainageausleitungen auszuführen sowie eine ausreichende Suffosions- und Erosions- bzw. Filterstabilität nachzuweisen. Die dafür notwendigen Bestimmungen werden im Anschluss näher beschrieben.

i. Suffosions- und Erosionsstabilität¹⁰

Unter **Suffosion** versteht man die Umlagerung bzw. den Transport von feinkörnigem Erdmaterial innerhalb des Porenraums von grobkörnigen Korngerüsten durch Strömungsverhältnisse. Dabei findet zwar keine Zerstörung der Boden- bzw. Filterstruktur statt, jedoch wird die Dammstabilität durch auftretende Setzungen gefährdet bzw. die Durchlässigkeit des Gerüsts erhöht und damit werden Erosionsvorgänge begünstigt. Im Allgemeinen können drei verschiedene Arten der Suffosion auftreten: die innere und äußere suffosive Umlagerung sowie die Kontaktsuffosion.

Bei der inneren Suffosion handelt es sich um einen Materialtransport innerhalb des Korngerüsts, also innerhalb des Erdreiches. Im Gegensatz dazu kommt es

¹⁰ Die verwendeten Informationen dieses Unterpunktes „Suffosions- und Erosionsstabilität“ werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Handbuch der Hydraulik für Wasserbau und Wasserwirtschaft“ [1: S. 455–456], dem „BAW-Merkblatt: Materialtransport im Boden“ [28: S. 3–5] und der „Diplomarbeit: Naturmaßstäblicher Modellversuch zur Untersuchung der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen“ [43: S. 22–28] entnommen.

bei einer äußeren Suffosion zu einem Transport der Feinteilchen an einer freien Oberfläche bzw. im Falle einer Kontaktsuffosion zu einer Umlagerung an der Grenze zweier Bodenschichten verschiedener Kornfraktionen. In Abbildung 5-18 sind die drei Möglichkeiten der Suffosion zur besseren Veranschaulichung bildlich dargestellt.

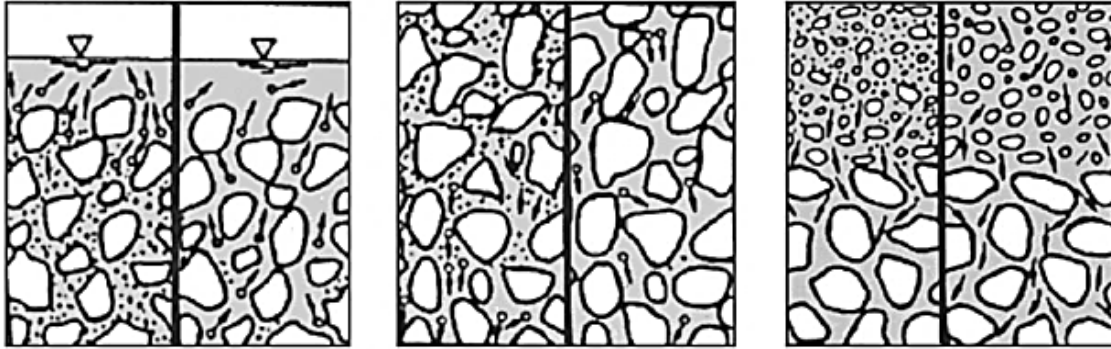


Abbildung 5-18: Äußere Suffosion (links), innere Suffosion (mittig) und Kontaktsuffosion (rechts)
[1: S. 456]

Unter **Erosion** versteht man die Umlagerung und den Transport nahezu aller Fraktionen des Erdstoffes durch fließendes Wasser. Dadurch bilden sich Hohlräume im Dammkörper aus und die Stabilität des Dammes ist durch die fortschreitende Zerstörung des Erdmaterials beeinträchtigt. Diesbezüglich sind drei Arten der Erosion von Bedeutung: die innere und äußere Erosion sowie die Kontakterosion.

Bei der inneren Erosion kommt es zu einem Teilchentransport im Inneren des Erdstoffes, wobei dieser beispielsweise durch anisotrope Verhältnisse begünstigt wird. Außerdem fördern bereits vorhandene innere Hohlräume, z.B. abgestorbene Wurzeln, das Auftreten der inneren Erosion und können durch die sogenannte rückschreitende Erosion zu Röhren erweitert werden („Piping-Effekt“). Dabei tritt die Erosion rückschreitend von einer freien Oberfläche auf, was in weiterer Folge zu einem Grund- bzw. Böschungsbruch führen kann. Durch die Anordnung von Filterzonen kann dieser Materialaustrag jedoch reduziert bzw. vermieden werden.

Ein Materialtransport an einer freien Oberfläche wird äußere Erosion genannt bzw. Kontakterosion, wenn der Abtrag an der Kontaktfläche zweier Schichten

unterschiedlicher Kornfraktionen passiert. Letzteres kann in weiterer Folge zu einer inneren Suffosion führen. Die nachfolgende Abbildung zeigt die drei verschiedenen Arten der Erosion.

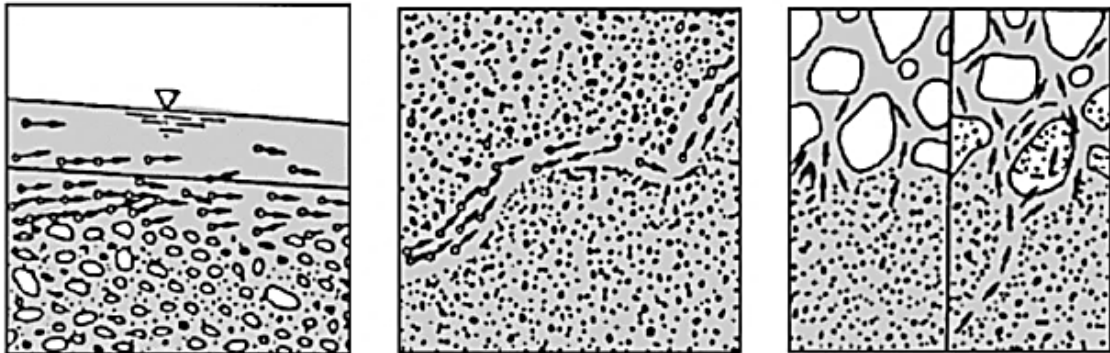


Abbildung 5-19: Äußere Erosion (links), innere Erosion (mittig), Kontakterosion (rechts) [1: S. 456]

Durch den Austrag von feinem Material infolge einer Suffosion oder Erosion kann es außerdem zur Ablagerung dieser Feinteilchen im Sickerwasser an Oberflächen bzw. in den Poren des Dammkörpers kommen. Dieses Phänomen nennt man **Kolmation**. Das Festsetzen der Teilchen kann beispielsweise Entwässerungszonen verdichten und damit die Dränierung des Dammes negativ beeinträchtigen.

Aus diesen Gründen ist eine ausreichende Erosions- und Suffosionsstabilität unter Berücksichtigung der Standsicherheit und Stabilität der Speicheranlage nachweislich sicherzustellen. Dies wird durch die Ermittlung des maximalen hydraulischen Gradienten bzw. durch den Nachweis der Filterstabilität erreicht.

ii. Maximaler hydraulischer Gradient i

Der hydraulische Gradient i ergibt sich für eine Strömung durch eine wassergesättigte Schicht gemäß dem Fließgesetz nach DARCY zu $i = \Delta h / \Delta x [-]$, wobei Δh die Potenzialdifferenz in Metern und Δx die Fließstrecke in Metern beschreibt. Parallel dazu kann die Filtergeschwindigkeit v_f aus dem Produkt des Durchlässigkeitsbeiwerts k mit dem hydraulischen Gradienten i errechnet werden. [27: S. 44]

iii. Nachweis der Filterstabilität

Um den Nachweis der Filterstabilität anhand der oben genannten Bedingungen ordnungsgemäß zu erbringen, stehen prinzipiell mehrere Kriterien zur Verfügung. Die einschlägigen Methoden dazu sind die „Filterregel nach Terzaghi & Peck“ und der „Nachweis des kritischen Filters nach Sherard et al.“, welche im Anschluss näher beschrieben werden.

Filterregel nach Terzaghi & Peck¹¹:

Diese Methode zum Nachweis der Filterstabilität kommt im Allgemeinen bei Schüttdämmen zum Einsatz und berücksichtigt sowohl die hydraulische als auch die mechanische Wirksamkeit des Filters.

Damit der Filter eine hydraulische Wirksamkeit aufweist, muss seine Durchlässigkeit erheblich größer als jene des angrenzenden Basismaterials des Dammes sein. Dieser Anforderung wird genüge getan, wenn der Korndurchmesser des Filtermaterials bei 15% Siebdurchgang $d_{15,F}$ mindestens viermal so groß wie der Korndurchmesser des Basismaterials mit 15% Siebdurchgang $d_{15,B}$ ist. Das Kriterium zur Gewährleistung der hydraulischen Filterwirksamkeit wird nach Terzaghi & Peck demnach folgendermaßen dargelegt:

Hydraulische Wirksamkeit:	$d_{15,F} \geq 4 * d_{15,B}$	(5-1)
---------------------------	------------------------------	-------

mit: $d_{15,B}$...Korndurchmesser des Basismaterials bei 15 % Siebdurchgang der Masse

$d_{15,F}$...Korndurchmesser des Filtermaterials bei 15 % Siebdurchgang der Masse

Durch die auftretende Strömungskraft können Feinteile des angrenzenden Materials in das grobkörnige Filtermaterial geschwemmt werden (Suffosion) und in den Hohlräumen des Filters abgelagert werden (Kolmation). Auf diese Weise wäre die Filterstabilität nicht mehr gegeben und Erosionsvorgänge hätten verheerende Auswirkungen auf die Standsicherheit der Speicheranlage. Aus diesem Grund muss zusätzlich zum ersten Filterkriterium gewährleistet sein, dass

¹¹ Die verwendeten Informationen zur „Filterregel nach Terzaghi & Peck“ werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Lernbehelf: KWB GL“ [119: S. 4.25–4.28] entnommen.

die Hohlräume des Filters erheblich kleiner als die Größtkörner des angrenzenden Materials sind. Terzaghi & Peck spezifizieren in diesem Zusammenhang folgendes zweite Filterkriterium zur Erfüllung der mechanischen Wirksamkeit:

Mechanische Wirksamkeit:	$d_{15,F} \leq 4 * d_{85,B}$	(5-2)
--------------------------	------------------------------	-------

mit: $d_{85,B}$... Korndurchmesser des Basismaterials bei 85 % Siebdurchgang der Masse

$d_{15,F}$... Korndurchmesser des Filtermaterials bei 15 % Siebdurchgang der Masse

Damit lautet die Filterregel nach Terzaghi & Peck zum Nachweis der hydraulischen und mechanischen Filterstabilität wie folgt:

Filterregel:	$4 * d_{15,B} \leq d_{15,F} \leq 4 * d_{85,B}$	(5-3)
--------------	--	-------

mit: $d_{15,B}$... Korndurchmesser des Basismaterials bei 15 % Siebdurchgang der Masse

$d_{15,F}$... Korndurchmesser des Filtermaterials bei 15 % Siebdurchgang der Masse

$d_{85,B}$... Korndurchmesser des Basismaterials bei 85 % Siebdurchgang der Masse

Kritische Filter nach Sherard et al.:

Bei einer Durchströmung des Absperrbauwerks werden Kleinstpartikel des dichten Materials gelöst und gelangen in den Filter. Bei einem ausreichend feinkörnigen Filter lagern sich diese Feinteile in den Hohlräumen des Filters ab und es entsteht in weiterer Folge ein stabiler, gering durchlässiger Filterkuchen. Bei einem Filter mit zu grobem Korngerüst können sich die feinen Körnungen im Filter jedoch nicht festsetzen und ein kontinuierlicher Materialaustrag ist die Folge. Als maßgebliche Bemessungsgröße für den Filter wird diesbezüglich der Korndurchmesser des Filterstoffes bei 15% Siebdurchgang $d_{15,F}$ herangezogen, der über ein Vielfaches des Korndurchmessers bei 85% Siebdurchgang $d_{85,F}$ ausgedrückt wird. [28: S. 26]

Um diese kontinuierliche Kontakterosion zu verhindern, werden kritische Filter bzw. maximal zulässige Korndurchmesser des Filtermaterials in Abhängigkeit des Feinkorngehalts (Korngröße < 0,074 mm) für verschiedene Basismaterialien bzw. Kohäsionen (Gruppen 1 bis 4) in Tabelle 5-1 aufgelistet.

Tabelle 5-1: Kritische Filter nach Sherard et al. [59: S. 26]

Erdstoffgruppe des Basismaterials	Feinanteil < 0,074 mm [%]	max. Korndurchmesser des Filters $d_{15,F}$ [mm]
1	85 - 100	$7 \cdot d_{85,F} - 12 \cdot d_{85,F}$ Mittelwert $\sim 9 \cdot d_{85,F}$
2	40 - 85	0,7 - 1,5
3	0 - 15	$7 \cdot d_{85,F} - 8 \cdot d_{85,F}$ (Rundkorn) $9 \cdot d_{85,F} - 10 \cdot d_{85,F}$ (Kantkorn)
4	15 - 40	Werte zwischen Erdstoffgruppe 2 und 3, abhängig vom Feinkornanteil

5.1.5.6 Filtermatten

Grundsätzlich können zur Dränierung des Dammbauwerkes auch Filtermatten eingelegt werden. Dabei ist jedoch zu unterscheiden, ob es sich bei den anfallenden Wässern lediglich um Sickerströmungen durch die Abdichtungsbahn oder um permanent flächenhaft abzuführendes Grundwasser handelt. Bei flächigem Wasserandrang, muss eine Überprüfung der Langzeitfunktionsfähigkeit im Hinblick auf die hydraulische und mechanische Wirksamkeit erfolgen. Bei der System- und Materialwahl haben vor allem die Untergrundverhältnisse und der Unter- bzw. Überbau besonderen Einfluss. Außerdem darf in den Matten kein Wasserüberdruck entstehen und eine flächige Verteilung des Wassers muss jederzeit möglich sein.

5.1.6 Beckendrainagen und Sektionierung¹²

Um Störungen und Leckagen im Abdichtungssystem permanent kontrollieren und überwachen zu können, werden Beckendrainagen unmittelbar unter der Dichtungsbahn bzw. nach dem Dichtungselement installiert. Dabei handelt es sich vorwiegend um Ring- und Beckensohldrainagen, welche im Allgemeinen einen Mindestdurchmesser von 150 mm aufweisen sollten. Die Leitungen be-

¹² Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1“ [59: S. 31–32] entnommen.

stehen in der Regel aus PEHD oder PP. PVC-Leitungen werden nicht empfohlen, da sie eine Lebensdauer von maximal 20 Jahren aufweisen und ihre Sanierung als sehr aufwändig und kostspielig einzustufen ist.

Damit eine Leckagestelle möglichst präzise geortet werden kann, ist eine räumliche Abtrennung der einzelnen Entwässerungszonen von Vorteil. Dabei werden die jeweiligen Drainagerohre für den geplanten Entwässerungsbereich bemessen. Sicker- und Grundwässer sollen möglichst getrennt erfasst und ausgeleitet werden.

Ringdrainagen werden im Übergang zwischen Böschung und Sohle (Fuß der Böschung) angeordnet und sammeln das Sickerwasser der Böschungflächen. Die erforderliche Anzahl der Abschnitte ist abhängig von der Speichergröße, jedoch sollten zumindest zwei getrennte Entwässerungsbereiche ausgeführt werden. Die Sohle des Speichers sollte durch mindestens zwei Drainagen sektioniert entwässert und analog zu den Drainageausleitungen der Durchführungsbauwerke gesondert abgeleitet werden.

Sofern die Größe des Drainagequerschnitts sowie der Verlauf der Leitungen es zulassen, kann eine Sichtkontrolle der Drainagen durch digitale Kameraaufnahmen erfolgen. Die Durchgängigkeit der Drainagen sollte mit Hilfe von Spülleitungen, welche bis zur Speicheroberkante führen, überprüft werden. Somit kann auch zeitbezogenen mineralischen Ablagerungen in den Drainageleitungen (Versinterungen) mittels Hochdruckspülungen entgegengewirkt werden.

Liegt ein gut durchlässiger Untergrund vor, so müssen mögliche auftretende Sickerwässer trotzdem sicher in die Drainagerohre eingeleitet bzw. gemessen werden können, ohne im Untergrund zu versickern. Dies wird durch den Einbau von feinkörnigem Material geringer Wasserdurchlässigkeit unter den verlegten Drainagen erreicht.

5.2 Betriebseinrichtungen¹³

Grundsätzlich enthalten Talsperren Nebenbauwerke, um einen ordnungsgemäßen Betrieb gewährleisten zu können. Dazu zählen sämtliche Einrichtungen zur Wasserentnahme, welche den Betrieb bzw. die Nutzung mit Hilfe einer definierten Wasserabgabe bewerkstelligen, sowie Speicherzuläufe und Entlastungsanlagen, die eine schadlose Abfuhr von Hochwasser ermöglichen und das Halten des Stauziels garantieren. Betriebseinrichtungen sind demnach sowohl für die Nutzung der Anlage (Entnahme durch Betriebsablässe, Befüllungseinrichtungen, etc.) erforderlich als auch zur Gewährleistung der Sicherheit im Betrieb (Entlastung durch Hochwasserentlastungsanlagen, Notentleerung, etc.). In den nachfolgenden Unterpunkten wird auf die essentiellen Betriebseinrichtungen von Beschneigungsspeichern eingegangen. [119: S. 7.1]

5.2.1 Hochwasserentlastung

Eine Hochwasserentlastungsanlage erlaubt den Abfluss von überschüssigen Wässern, welche nicht im Becken gespeichert werden können. Als Hochwasserentlastung von Beschneigungsspeichern dienen in der Regel überströmbare, gesicherte Dammmzonen (siehe Abbildung 5-20) in Bereichen geringer Dammhöhen (oder im Bereich des Urgeländes) auf Stauzielhöhe oder andere Konstruktionen mit Bezug zum freien Überlauf. Durch die Abfuhr des Hochwassers ergibt sich je nach Hochwasserzulauf ein entsprechender zeitlich begrenzter Überstau (= maximale Überfallhöhe h_0) über der Hochwasserentlastungskote, welcher gemäß Formel (5-4) berechnet werden kann.

Nach heutigem Stand der Technik ist der Hochwasserablauf in einen nächst gelegenen belastbaren Vorfluter über einen erosionsgesicherten Zulauf einzuleiten, wobei zunächst eine entsprechende Energieumwandlung mit Hilfe eines Tosbeckens sicherzustellen ist. Diesbezüglich haben sich bisher beispielsweise Verwirbelungsvorgänge in Form von räumlichen Toskammern und -becken sowie Prallwände zur Energieabsorption bewährt. Liegt in unmittelbarer Nähe kein

¹³ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1“ [59: S. 43–48] entnommen.

belastbares Gewässer vor, kann das Hochwasser in Ausnahmefällen auch gezielt in das Gelände, beispielsweise in dafür vorgesehene Gräben, ausgeleitet werden.

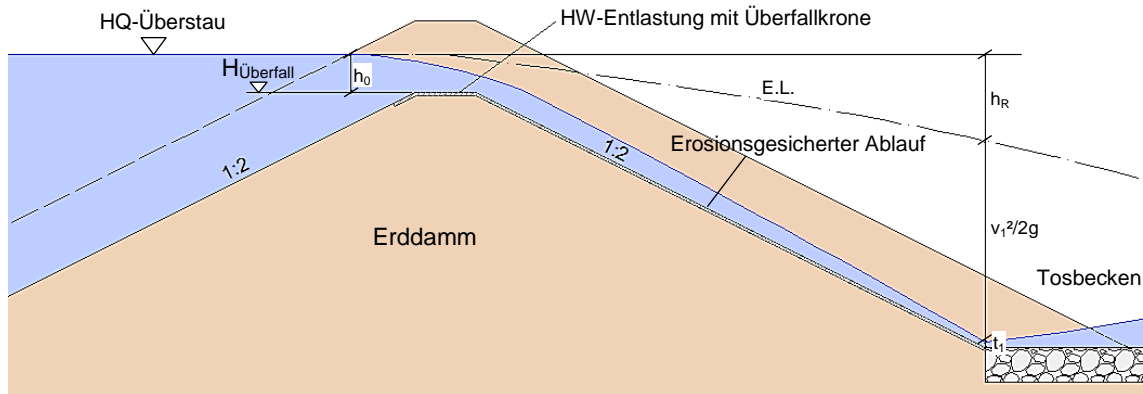


Abbildung 5-20: HW-Überfallschwelle

Da im Speicherbecken jedenfalls von einer Fließgeschwindigkeit unter 1,5 m/s ausgegangen wird, kann für die Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage mit festem Überfall zur vereinfachten Ermittlung der Überfallhöhe h_0 die Überfallformel nach Poleni herangezogen werden:

Überfallformel nach Poleni für $v_0 < 1,5$ m/s:	$Q = \frac{2}{3} * \mu * B * \sqrt{2g} * h_0^{\frac{3}{2}} \text{ [m}^3\text{/s]}$	(5-4)
--	--	-------

mit: v_0 ... Fließgeschwindigkeit im Speicher [m/s]

Q ... Hochwassermenge [m³/s]

μ ... Überfallbeiwert je nach Rundung und Breite der Überfallkrone [-]
(aus einschlägiger Literatur, z.B. „Überfälle und Wehre: Grundlagen und Berechnungsbeispiele“ [85], Schneider Bautabellen, etc.)

B ... Breite der Überfallkrone [m]

g ... Erdbeschleunigung [m/s²]

h_0 ... Überfallhöhe [m] (vgl. Abbildung 5-20)

Das Hochwasser Q entspricht dabei dem sogenannten Bemessungshochwasser BHQ bzw. dem Sicherheitshochwasser SHQ, welche gemäß dem „Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren“ [25] ermittelt und im Anschluss näher beschrieben werden.

5.2.1.1 Bemessungshochwässer

Das Bemessungshochwasser BHQ bestimmt jenes Hochwasser in der Hydrologie, welches etwa eine jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}}(\text{BHQ}) = 2 * 10^{-4}$ aufweist. Dementsprechend beträgt sein Wiederkehrintervall 5000 Jahre (HQ5000). Die Hochwasserentlastung muss generell so ausgelegt sein, dass beim Abfluss von BHQ keine Schäden am Damm oder den Entlastungseinrichtungen auftreten bzw. die volle Stand- und Betriebssicherheit gegeben ist (Lastfallklasse II: Außerplanmäßige Einwirkungen [17: Kapitel 2.3 "Lastfallklassen"]). BHQ entspricht infolgedessen jenem Hochwasserabfluss, auf den die HW-Entlastungsanlage zu bemessen ist, ohne beispielsweise Grundablässe und andere Entleerleitungen dabei zu berücksichtigen. Im Allgemeinen ist nicht nur der Scheitelwert als Zufluss-Spitze, sondern auch die Form der Hochwasserganglinie bzw. die Speicherretention zu berücksichtigen.

Das Sicherheitshochwasser SHQ bezeichnet aus hydrologischer Sicht jenes Hochwasser, dem die Anlage unter Extrembedingungen standhalten muss (extremer Lastfall). Es wird als „Vermutlich größtes Hochwasser“ bzw. „Probable Maximum Flood (PMF)“ bezeichnet und gleicht in vielerlei Hinsicht dem RHHQ. Das Sicherheitshochwasser ist jedenfalls größer als BHQ.

Sicherheitstechnisch dürfen beim Auftreten dieses Extremereignisses begrenzte Schäden am Damm oder den Entlastungseinrichtungen auftreten. Die Stand-sicherheit und die Funktion der Betriebseinrichtungen müssen jedoch gewährleistet sein (Lastfallklasse III: Extreme Einwirkungen [17: Kapitel 2.3 "Lastfallklassen"]). Für die Abfuhr des Sicherheitshochwassers dürfen neben der Hochwasserentlastungsanlage und der Retentionswirkung des Speichers auch andere Leitungen, wie Grundablässe oder Triebwasserwege, herangezogen werden, jedoch gilt dabei die n-1-Bedingung (das Organ mit der höchsten Leistungsfähigkeit steht z.B. aufgrund Wartungsarbeiten beim Abfluss nicht zur Verfügung und darf bei der Berechnung daher nicht berücksichtigt werden). Dadurch kann der Fall eintreten, dass der WSP bei SHQ unterhalb des BHQ-Überstaus zu liegen kommt. Für die Freibordbemessung ist jedenfalls der maximale WSP heranzuziehen, wobei im Folgenden der SHQ-Überstau als maßgebend angesehen wird.

Neben den Hochwassergrößen geht unter anderem das Ausmaß des Einzugsgebiets in die Bemessung mit ein. Bei Beschneiungsanlagen setzt sich dieses aus dem zufließenden Einzugsgebiet und der Fläche des Speichers innerhalb der Dammkrone zusammen, wobei externe Wasserzuflüsse wie beispielsweise Bachwasserentnahmen zusätzlich berücksichtigt werden müssen. Gelangen bei Extremereignissen ausufernde Fließgewässer in das Speicherbecken, so ist dies in die Berechnung des Bemessungs- bzw. Sicherheitshochwassers in gleicher Weise miteinzubeziehen.

Betreffend die Methodik zur Bestimmung der Bemessungshochwässer wird an dieser Stelle auf den „Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren“ [25] verwiesen, welcher unter anderem für Beschneiungsspeicher gilt. Gemäß diesem Leitfaden gibt es prinzipiell zwei verschiedene Ansätze zur Ermittlung des Bemessungs- bzw. Sicherheitshochwassers: das abgekürzte und das detaillierte Verfahren. Die beiden Verfahren werden im Anschluss mit Hilfe der Informationen aus dem oben angeführten Leitfaden [25: Kapitel III.1] beschrieben.

Da sich das detaillierte Verfahren auf zahlreiche hydrologische Daten bzw. Modellierungen und statistische Wahrscheinlichkeiten/Auswertungen stützt, können im Rahmen dieser Arbeit lediglich die grundsätzlichen Überlegungen des Verfahrens aufgezeigt werden. Die genaue Vorgangsweise bzw. die benötigten Daten können dem Leitfaden selbst entnommen werden.

i. Ermittlung von BHQ

Die Ermittlung von BHQ hat für Neuanlagen im Allgemeinen nach dem detaillierten Verfahren zu erfolgen. Für kleine Stauanlagen mit geringem Gefährdungspotenzial (Zuordnung des Gefährdungspotenzials siehe Kapitel 8.3 „Gefährdungspotenzial“) und Altanlagen ist zur Überprüfung der Hochwassersicherheit zunächst eine Berechnung von BHQ durch das abgekürzte Verfahren zulässig. Ist die Abfuhrfähigkeit der HW-Entlastungsanlage für das ermittelte BHQ ausreichend (positive Beurteilung), kann in weiterer Folge von einer detaillierten Ermittlung abgesehen werden. Bei negativer Beurteilung ist die Berech-

nung von BHQ in einem zweiten Schritt nach dem detaillierten Verfahren durchzuführen.

Detailliertes Verfahren

Das Prinzip des detaillierten Berechnungsverfahrens ist ein „Mehr-Standbeine-Ansatz“, bei welchem verschiedene Ansätze zur Bestimmung des Bemessungshochwassers verglichen werden. Dazu werden lokale und regionale Hochwasserstatistiken, Niederschlag-Abflussmodelle und das sogenannte GRADEX-Verfahren (Kombination der Niederschlagstatistik mit dem deterministischen Niederschlag-Abflussmodell und der Hochwasserstatistik) in die Berechnung miteinbezogen. Der Grundgedanke dieses Verfahrens ist eine Reduktion der Unsicherheiten von sehr selten auftretenden extrapolierten Werten (z.B. HQ5000) durch die Kombination mehrerer unterschiedlich ermittelter Schätzwerte.

Bei Stauanlagen mit kleinen Einzugsgebieten (< 1 km²) darf ein „vereinfachtes detailliertes Verfahren“ angewendet werden, bei welchem die Niederschlag-Abflussmodellierung mit vereinfachten Modellansätzen herangezogen und das Ergebnis mit regionalen Hochwasserwerten überprüft wird. [25: Kapitel II.4.2.2]

Abgekürztes Verfahren

Das abgekürzte Verfahren bietet eine rasche Abschätzung des Bemessungshochwassers BHQ mit Hilfe der österreichweiten regionalen Hochwasserstatistik. Die Ermittlung des Bemessungshochwassers mit Hilfe des abgekürzten Verfahrens erfolgt zunächst über ein Testbemessungshochwasser BHQ*, welches nach Formel (5-5) errechnet wird.

Testbemessungshochwasser:	$BHQ^* = c * A^{0,6} \text{ [m}^3/\text{s]}$	(5-5)
---------------------------	--	-------

mit: c ... Parameter

A ... Größe des Einzugsgebiets [km²]

Der Parameter c berücksichtigt dabei das hundertjährige regionalisierte Hochwasser HQ100, die hydrologische Unschärfe und die Vergrößerung des Hochwasserabflusses beim Übergang zu kleineren Auftretenswahrscheinlich-

keiten ($P_{\ddot{U}} = 1 \cdot 10^{-2}$ auf $P_{\ddot{U}} = 2 \cdot 10^{-4}$) bzw. zu größeren Jährlichkeiten. Er ist abhängig vom jeweiligen Standort der Anlage und kann österreichweit aus den im Anhang des Hochwasserleitfadens beiliegenden Karten [25: Anhang VI/1] im Flächenschwerpunkt des betreffenden Einzugsgebietes abgelesen werden.

Laut Leitfaden soll zur Abschätzung der Speicherretention eine dreiecksförmige Zuflusswelle gewählt werden (Basisdauer der Ganglinie = $2 \cdot t_A$), wobei der Scheitelpunkt dem Testhochwasser BHQ^* inklusive aller Beileitungen entspricht. Dabei sollen die externen Zuflüsse rechtecksförmig überlagert werden. Die Anstiegszeit t_A kann gemäß Formel (5-6) ermittelt werden.

Anstiegszeit:	$t_A = t_0 \cdot A^{0,35} \text{ [h]}$	(5-6)
---------------	--	-------

mit: t_0 ... flächenbezogene Anstiegszeit

A ... Größe des Einzugsgebietes [km^2]

Dabei gibt t_0 den mittleren flächenbezogenen Wert aus abgeschätzten Anstiegszeiten der Jahreshochwässer an. Er kann österreichweit der dem Hochwasserleitfaden beiliegenden Karte [25: Anhang VI/2] für jedes Pegeleinzugsgebiet entnommen werden. Die Daten stammen dabei von Pegelbeobachtungen des Abflusses. Die weißen Flächen innerhalb der Karte bedeuten, dass für diese Gebiete keine Pegelbeobachtungen dieser Art vorliegen. In diesem Fall ist der t_0 -Wert jenes Einzugsgebietes heranzuziehen, welches dem untersuchten Einzugsgebiet aus hydrologischer Sicht am ähnlichsten ist. Eine hydrologische Ähnlichkeit liegt dann vor, wenn die Einzugsgebietsflächen, die Neigungen sowie die topografischen und geologischen Verhältnisse der beiden Gebiete möglichst dieselben sind.

Aus den Retentionsberechnungen ergibt sich schließlich ein Scheitelpunkt BHQ^*_{ret} des Testhochwassers BHQ^* , welcher das abgeschätzte Bemessungshochwasser gemäß dem abgekürzten Verfahren darstellt.

ii. Ermittlung von SHQ

Zur Bestimmung von SHQ ist entsprechend der Ermittlung von BHQ für Neuanlagen grundsätzlich das detaillierte Verfahren anzuwenden. Für Neuanlagen mit

geringem Gefährdungspotenzial (Zuordnung des Gefährdungspotenzials siehe Kapitel 8.3 „Gefährdungspotenzial“) und Altanlagen ist gemäß Punkt i dieses Kapitels lediglich bei negativer Beurteilung der HW-Abfuhrfähigkeit eine detaillierte Bestimmung von SHQ erforderlich.

Detailliertes Verfahren

Zur detaillierten Bestimmung von SHQ werden Sensitivitätsstudien anhand Niederschlag-Abflussmodellierungen durchgeführt. Das Verfahren berücksichtigt ungünstige Niederschlagsbedingungen und Modellparameter, wodurch eine Abschätzung des oberen Grenzwertes des Bemessungshochwassers erfolgt. Dabei werden maximale Starkniederschläge bzw. PMP¹⁴-Werte bestimmt und mit den Daten der Hochwasserstatistik verglichen.

Abgekürztes Verfahren

Bei der abgekürzten Ermittlung von SHQ wird zunächst ein Testsicherheits-hochwasser SHQ* anhand des Testbemessungshochwassers BHQ* wie folgt ermittelt:

Testsicherheitshochwasser:	$SHQ^* = a * BHQ^* [m^3/s]$	(5-7)
----------------------------	-----------------------------	-------

mit: a ... Faktor [-], a = 1,3 - 1,5

BHQ* ... Testbemessungshochwasser [m³/s] nach Formel (5-5)

Der a-Faktor berücksichtigt, dass BHQ* im Bereich des oberen Grenzwertes des Schätzwertes liegt. Die Anstiegszeit t_A für das Sicherheitshochwasser entspricht der Anstiegszeit gemäß Formel (5-6). Der Scheitelpunkt SHQ*_{ret} wird ident zur abgekürzten Berechnungsmethode von BHQ ermittelt.

5.2.1.2 Sicherheitsfreibord und -kote

Um sämtliche Sicherheitsanforderungen einzuhalten, muss über dem maximalen Hochwasserüberstau ein **Sicherheitsfreibord** ausgebildet werden, damit

¹⁴ PMP = „Probable Maximum Precipitation“, vermutlich größter Niederschlag [25: Kapitel IV.3.1]

vor allem eine ungewollte Überströmung des Absperrbauwerkes verhindert werden kann. Der Sicherheitsfreibord setzt sich für das Bemessungshochwasser BHQ aus dem Wellenfreibord und einer Sicherheitsfreibordreserve zusammen. Für SHQ ergibt sich die Sicherheitsfreibordhöhe aus dem Wellenfreibord, da auf eine Freibordreserve verzichtet werden darf. Zusätzlich können noch Sicherheitszuschläge aufgrund identifizierter Risiken, wie beispielsweise Lawinenabgänge, hinzugefügt werden.

Die Addition von Stauzielhöhe, BHQ- bzw. SHQ-Überstau und dem jeweiligen Sicherheitsfreibord ergibt die sogenannte **Sicherheitskote**. Diese entspricht bei Staudämmen auch der Oberkante der Dammdichtung. In der folgenden Skizze sind die einzelnen erforderlichen Abstände zwischen Stauziel und Sicherheitskote für BHQ und SHQ eingezeichnet.

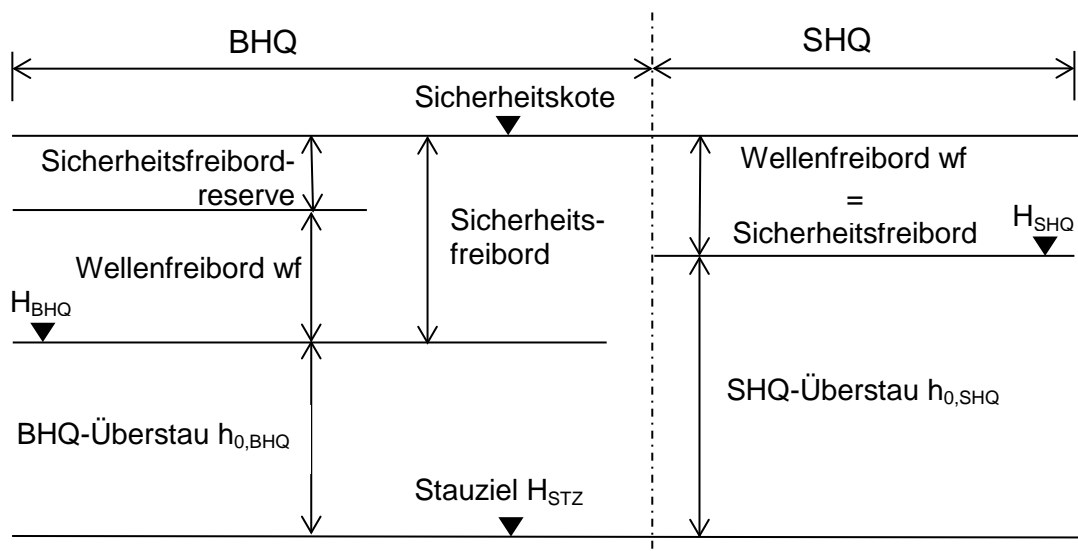


Abbildung 5-21: Erforderliche Abstände zwischen Stauziel und Sicherheitskote [59: S. 45]

Abbildung 5-22 zeigt ein schematisches Systembild der erforderlichen Sicherheitsabstände eines Erddammes mit Außenabdichtung für das Bemessungshochwasser BHQ.

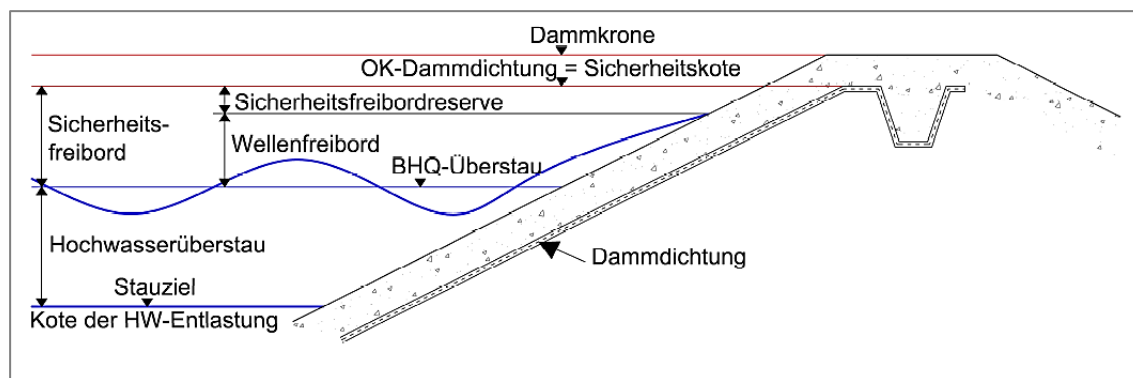


Abbildung 5-22: Systemskizze mit Sicherheitsfreibord und Sicherheitskote für BHQ [59: S. 45]

5.2.1.3 Sicherheitsfreibordbemessung

Der Sicherheitsfreibord gibt bei abgedichteten Schüttdämmen den lotrechten Abstand zwischen dem maximal auftretenden Wasserspiegel im Speicher (H_{BHQ} bzw. H_{SHQ}) und der Sicherheitskote an. Dies entspricht gemäß Abbildung 5-21 dem Wellenfreibord (für SHQ) bzw. dem Wellenfreibord zuzüglich einer Freibordreserve (für BHQ). Die Sicherheitsfreibordreserve für BHQ ergibt sich demnach aus der Differenz zwischen Sicherheitskote (OK-Dammdichtung) und dem BHQ-Überstau zuzüglich des Wellenfreibords.

Die Freibordbemessung erfolgt im Allgemeinen nach dem „DVWK-Merkblatt 246/1997“ [41] der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. bzw. nach den „Berechnungsansätzen für die Ermittlung der Überflutungssicherheit von Talsperren“ [86] der Dresdner Wasserbaulichen Mitteilungen.

Der Wellenfreibord w_f berücksichtigt im Wesentlichen die Wellenbildung der Wasseroberfläche im Speicher und ist abhängig von der Wellenhöhe, dem Windstau sowie dem Wellenaufbau bei einer Windstärke w_{10} mit einer Wiederkehrperiode von 25 Jahren bzw. einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}}(w_{10}) = 4 \cdot 10^{-2}$. Die Windstärke w_{10} gibt dabei jene Windgeschwindigkeit an, die in einer Höhe von 10 m über der Wasseroberfläche in Richtung Talsperre auftritt. [25: S. IV–49] Sie ist für den jeweiligen Standort der Anlage aus den meteorologischen Daten zu bestimmen. Liegen diesbezüglich keine Informationen für die gewünschte Region vor, so ist eine Windstärke $w_{10} = 30 \text{ m/s}$ heranzuziehen.

Die entsprechende Formel zur Bemessung des **Wellenfreibords** **wf** lautet wie folgt [41] :

Wellenfreibord:	$wf = H_A + h_{Wi} + h_{Si}(+h_{Ei})$ [m]	(5-8)
-----------------	---	-------

mit: H_A ... Wellenaufbauhöhe [m]

h_{Wi} ... Windstauhöhe [m]

h_{Si} ... Sicherheitszuschläge [m]

h_{Ei} ... Eisstauhöhe [m]

Der **Wellenaufbau** bezeichnet dabei den lotrechten Abstand zwischen dem Ruhewasserspiegel und der Oberkante der auflaufenden Welle am Sperrbauwerk. Die **Windstauhöhe** ergibt sich aus der Erhöhung des Wasserspiegels aufgrund der Windschubspannung (siehe Abbildung 5-23). [41: S. 4]

Die **Sicherheitszuschläge** müssen im Einzelfall abhängig von den örtlichen Gegebenheiten, der Art des Absperrbauwerkes, etc. ermittelt werden und berücksichtigen etwaige Ungenauigkeiten in Bezug auf die Berechnungsansätze sowie unvorhergesehene Ereignisse wie beispielsweise Wasserspiegelanhebungen aufgrund von Treibgut. Der **Eisstau** bezeichnet darüber hinaus den angehobenen Speicherwasserspiegel bzw. die Verlegung der HW - Entlastungsanlage infolge der Eisbildung. [86: S. 11]

Grundsätzlich sind für die Bemessung der Wellenfreibordhöhe einer Stauanlage realitätsnahe bzw. projektspezifische Ansätze zu treffen wobei nicht sämtliche Abstände aus Formel (5-8) zu tragen kommen müssen.

Für die Berechnung der **Wellenaufbauhöhe** H_A werden gemäß DVWK-Merkblatt zunächst die mittlere Wellenhöhe $\overline{h_{We}}$, die mittlere Wellenperiode $\overline{T_{We}}$ und die mittlere Wellenlänge $\overline{l_{We}}$ ermittelt. Zusätzlich wird die Wellenhöhe $h_{We,x\%}$, die von x% der Wellen überschritten wird bestimmt. Für Erddämme wird eine Überschreitungswahrscheinlichkeit x von 1% angesetzt. Dadurch kann die Berechnung direkt mit dem Umrechnungsfaktor $K_{hWe} = 2,4$ erfolgen.

Bei Staudämmen mit einer Böschungsneigung von etwa 1:2 oder weniger kommt es laut DVWK-Merkblatt in der Regel zum Auflauf von brandenden Wellen. Die auftretende Wellenauflaufhöhe H_A bzw. $H_{A,x\%}$ ist, sofern keine wasserseitigen Bermen, eine konstante Böschungsneigung und keine auflaufverminderten Elemente ausgeführt sind, von der Böschungsoberfläche, der Überschreitungswahrscheinlichkeit x , der mittleren Wellenhöhe, der mittleren Wellenlänge und dem Böschungswinkel abhängig. Um die Böschungsoberfläche zu beschreiben, werden die Durchlässigkeit des Schüttmaterials und die Böschungsrauheit berücksichtigt. Außerdem ergibt sich für Erddämme mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit x von 1% ein Koeffizient k_x nach BATTJES in der Höhe von 2,4.

Der Wellenfreibord und sämtliche Wellenparameter werden in der nachfolgenden Abbildung abschließend bildlich dargestellt.

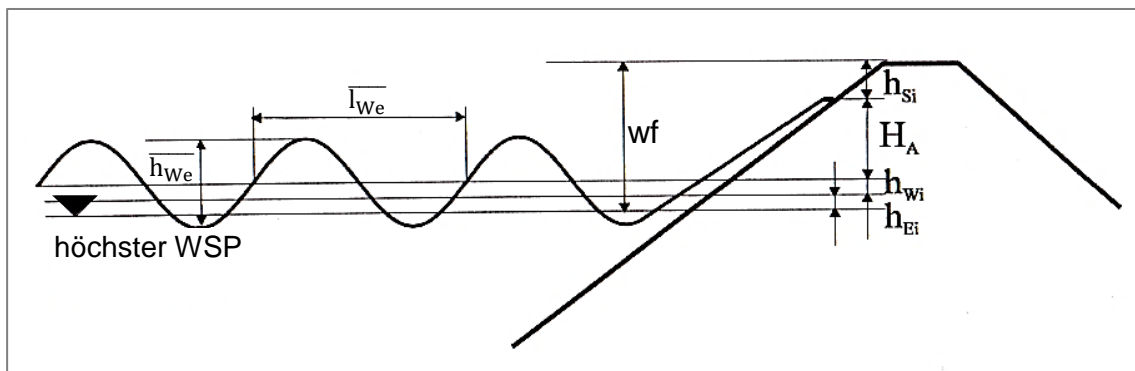


Abbildung 5-23: Systemskizze Wellenfreibord und Wellenkennwerte [86: S. 10]

- mit: $\overline{h_{We}}$... mittlere Wellenhöhe [m]
 $\overline{l_{We}}$... mittlere Wellenlänge [m]
 wf ... Wellenfreibord [m] nach Formel (5-8)
 h_{Ei} ... Eisstauhöhe [m]
 h_{Wi} ... Windstauhöhe [m]
 H_A ... Wellenauflauf [m]
 h_{Si} ... Sicherheitszuschläge [m]

5.2.1.4 Hochwassersicherheit

Um die Hochwassersicherheit gewährleisten zu können, muss die erforderliche Höhenkote der Dammkrone rechnerisch nachgewiesen werden. Dies erfolgt, indem einerseits der Nachweis für das schadlose Abfuhrvermögen der Hochwasserentlastung und der Vorfluter für BHQ erbracht und andererseits die Sicherheit der Anlage für SHQ und damit die Überströmsicherheit ermittelt wird. Die höhere Kote der beiden Nachweise ist maßgebend für die Anlage.

Unabhängig von diesen rechnerisch ermittelten Nachweisen ist jedoch zwischen Oberkante der Hochwasserentlastung bzw. maximalem Stauziel (Winterstauziel) und der Dammkrone gemäß dem Leitfaden für Beschneiungsanlagen [59] ein **Mindestabstand von 1 m** auszuführen.

Bei kleinen Stauanlagen mit geringem Gefährdungspotenzial sind diesbezüglich Ausnahmen möglich, die mit der zuständigen Behörde abzuklären sind.

5.2.2 Grundablass und Entleerleitung

Die Ausführung eines **Grundablasses** ist bei jedem Stauraum unerlässlich. Er dient als Sicherheitsorgan zur gezielten und raschen Absenkung des Stauraums (Notentleerung) verursacht durch Störfälle am Dammbauwerk oder im Speicherbecken. Dabei muss eine dauerhafte Durchgängigkeit des Grundablasses unbedingt gegeben sein, um den erforderlichen Durchfluss jederzeit sicherzustellen.

Die Basis für die Auslegung von Grundablässen der Schneispeicher bildet das Speichervolumen, welches in zwei Bereiche geteilt wird: einerseits in ein Aufstauvolumen oberhalb des Urgeländes, andererseits in eines unterhalb des erosionsstabilen Urgeländes, wobei letzteres in vielen Fällen vernachlässigt werden kann, da es zur hydraulischen Bemessung des Grundablasses nicht maßgeblich beiträgt. Es muss lediglich bei stark durchlässigem Untergrund (z.B. Lockergestein) und erosionsgefährdeten Böden als erweitertes Speichervolumen berücksichtigt werden.

Im konstruktiven Sinne muss ein hydraulischer und statischer Nachweis des Grundablasses erfolgen. Grundsätzlich sollte eine eigene Leitung mit zwei Verschlussorganen und einer sicheren Zugänglichkeit ausgeführt sein. Das Prinzip der doppelten Verschlussorgane beruht auf einem Betriebsorgan, das beispielsweise für die Speicherentleerung benötigt wird, und einem notschlusstaughichen Reserveverschluss, der als reines Sicherheitsorgan fungiert, wenn z.B. der Betriebsverschluss in Offenstellung blockiert ist. [21: S. 18–19] Besonders wichtig ist in diesem Zusammenhang die gezielte Ableitung von Rohrleitungs- (z.B. Umlenkkraften) und Verschlusskräften.

Im Grundablass kann abhängig von den örtlichen Gegebenheiten, etc. ein Druck- oder Freispiegelabfluss bzw. eine Kombination beider Systeme vorherrschen, wobei dann auf eine ausreichende Be- und Entlüftung zu achten ist. Wird der gesamte Rohrquerschnitt für den Durchfluss freigegeben, kommen vor allem Gleitschütze (Keil-, Flachschieber, etc.), Rollschütze oder diverse Ventile als Absperrorgane zum Einsatz, während bei einer Teilfreigabe des Rohrquerschnittes Drosselklappen, Ring- oder Kegelstrahlschieber (nur bei Wasserabgabe in das Freie) als Regelorgane bevorzugt werden. Wird nur ein Teil des Rohrquerschnittes als Durchflussquerschnitt freigegeben, ist darüber hinaus mit erhöhter Verklauungsgefahr zu rechnen und daher ein entsprechender Rechen am Einlauf auszuführen. Die Betätigung der Verschlussorgane kann entweder händisch durch eine Person innerhalb kurzer Zeit oder elektrisch (direkt, indirekt) erfolgen, wobei der Bedienungsstandort bei jeglicher Witterung gut erreichbar sein muss. Im Falle eines elektrischen Antriebs ist für Störfälle beispielsweise ein Notstromaggregat, eine Batterie oder eine zusätzliche manuelle Betätigungsvorrichtung auszuführen. [30]

Die Absenkezeit des Speichers vom Vollstau bis zur OK des erosionsfesten Untergrundes ist auf maximal 72 Stunden auszulegen. [30] Diese muss bei einem akuten Störfall eingehalten werden können, wenn es aus Sicherheitsgründen zu einer raschen Entleerung des Speichers kommen muss, da kein ordnungsgemäßer Betrieb der Anlage im eingestauten Zustand gewährleistet ist.

Ein weiterer wichtiger Punkt bei der Ausführung des Grundablasses ist die gezielte Ausleitung in einen nahegelegenen Vorfluter. Dabei muss die Leitung so

ausgelegt werden, dass der maximal mögliche Abfluss schadlos in das Fließgewässer abgegeben werden kann, ohne dass dadurch untragbare Folgen aus gewässerökologischer Sicht verursacht werden. Es ist auf eine erosionssichere Einleitung und vorherige Energieumwandlung zu achten. Ferner sind sämtliche möglichen Auswirkungen auf den Vorfluter und sein Umland zu überprüfen. Das Abfuhrvermögen von Füll- oder Schneileitungen kann in Ausnahmefällen berücksichtigt werden.

Für kleine Stauanlagen mit geringem Gefährdungspotenzial sind Ausnahmen unter Abklärung mit der zuständigen Behörde möglich.

Abbildung 5-24 zeigt einen schematischen Schnitt durch den Grundablass mit Betriebs- und Reserveschieber sowie einem Energieumwandlungsbauwerk in Form eines Tosbeckens.

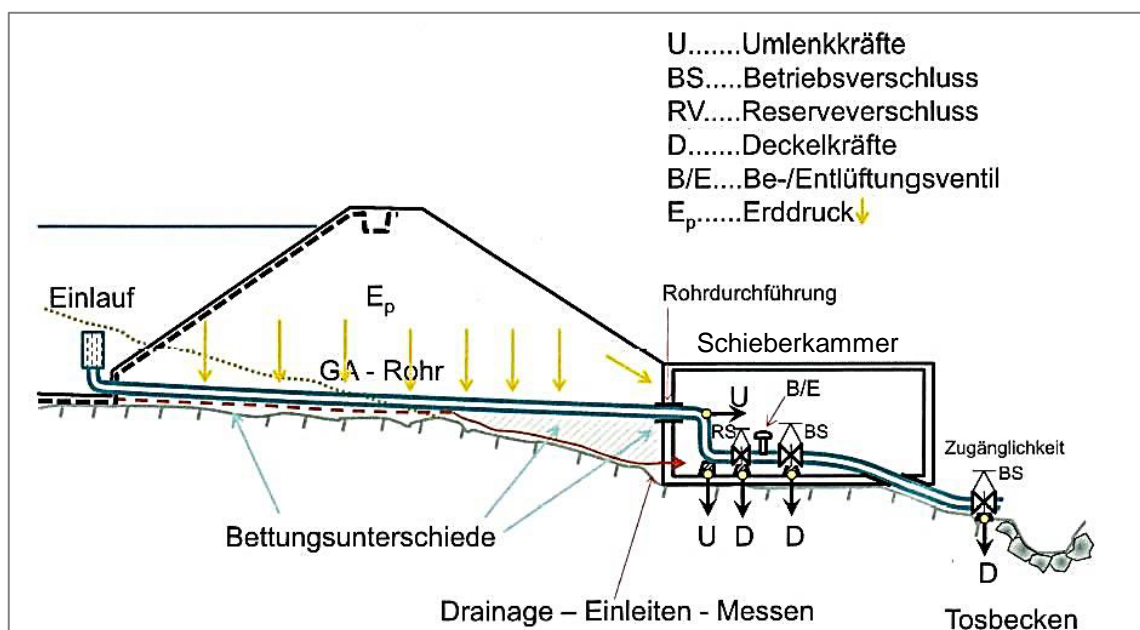


Abbildung 5-24: Schnitt Grundablass [35]

Entleerleitungen dienen im Gegensatz zum Grundablass zur Entleerung des Speichers für Revisionsarbeiten (Wartungsarbeiten, Reparaturen, Inspektionen, etc.). Da das Anspringen der Entleerleitungen auf keinen plötzlich auftretenden Störfall zurückzuführen ist, müssen aus sicherheitstechnischer Sicht keine speziellen Kriterien, wie eine gewisse Absenkezeit, eingehalten werden.

Bei der bautechnischen Ausführung des Grundablasses bzw. der Entleerleitungen sind einige wichtige Bemessungskriterien zu erfüllen bzw. sämtliche hydraulischen Energiehöhenverluste zu berücksichtigen. Diese Grundsätze betreffen das Entnahmebauwerk sowie die Triebwasserwege, welche in Kapitel 6.4.1.2 „Entnahme aus stehenden Gewässern“ und 6.4.2 „Rohrleitungsanlagen“ näher beschrieben werden.

5.2.3 *Überlaufrohr*

Ein Überlaufrohr kann in zweierlei Hinsicht beim Speicherbecken eingesetzt werden: als Überpumpschutz oder für das zusätzliche Halten des Stauziels. Ein Überpumpschutz dient dazu, bei Störungen des Absperrüberwachungssystems während der Pumpbefüllung des Speichers, das Pumpwasser vor Erreichen des Stauziels sicher abzuleiten.

Das Überlaufrohr wird ohne Absperrorgan ausgebildet und muss jedenfalls selbsttätig in Betrieb gesetzt werden können. Des Weiteren ist auf eine dichte Einbindung in das jeweilige Abdichtungssystem des Speichers zu achten. Bei einer Folienabdichtung bedeutet dies das Rohr in die Dichtungsebene mittels geeigneter Naht einzuschweißen (siehe Kapitel 5.1.3 „Oberflächendichtungen“).

Solche Überpumpschutzeinrichtungen werden heute kaum mehr ausgeführt, es werden vielmehr redundante Systeme zur sicheren Abschaltung von Pumpvorgängen in den Speicher eingesetzt, die außerdem mit frühzeitigen Sicherheitsmeldungen verknüpft sind.

5.2.4 *Entnahmebauwerk*

Das Entnahmebauwerk muss im Grunde durch das jeweilige Dichtungssystem des Speichers geführt werden. Um diese Schwächezonen der Abdichtung zu minimieren, nimmt es neben den eigentlichen Entnahmeleitungen auch in vielen Fällen Pump-, Grundablass- oder Druckluftleitungen auf.

Beim Durchdringen der Abdichtungsebene des Speichers wird eine sorgfältige Einbindung in das Absperrbauwerk bzw. die Dichtungsebene und eine Rohrab-

dichtung benötigt, um Sickerwässer dauerhaft zu reduzieren bzw. zu vermeiden. Grundlagen zur Einbindung von Betonbauwerken in das Absperrbauwerk wurden bereits in Kapitel 5.1.2 „Dammbautechnische Anforderungen“ beschrieben.

Bei Geomembrandichtungen sollten für die Gewährleistung einer Langzeitdichtigkeit jedenfalls eine Hinterfüllung des Betonbauwerks mittels Magerbeton sowie überdeckte Dichtanschlüsse mit **doppelter Klemmkonstruktion** ausgeführt werden. Die nachfolgende Abbildung zeigt eine schematische Skizze eines Durchführungsbauwerks mit doppelter Klemmkonstruktion sowie den Anschluss an die PEHD-Folie im Detail.

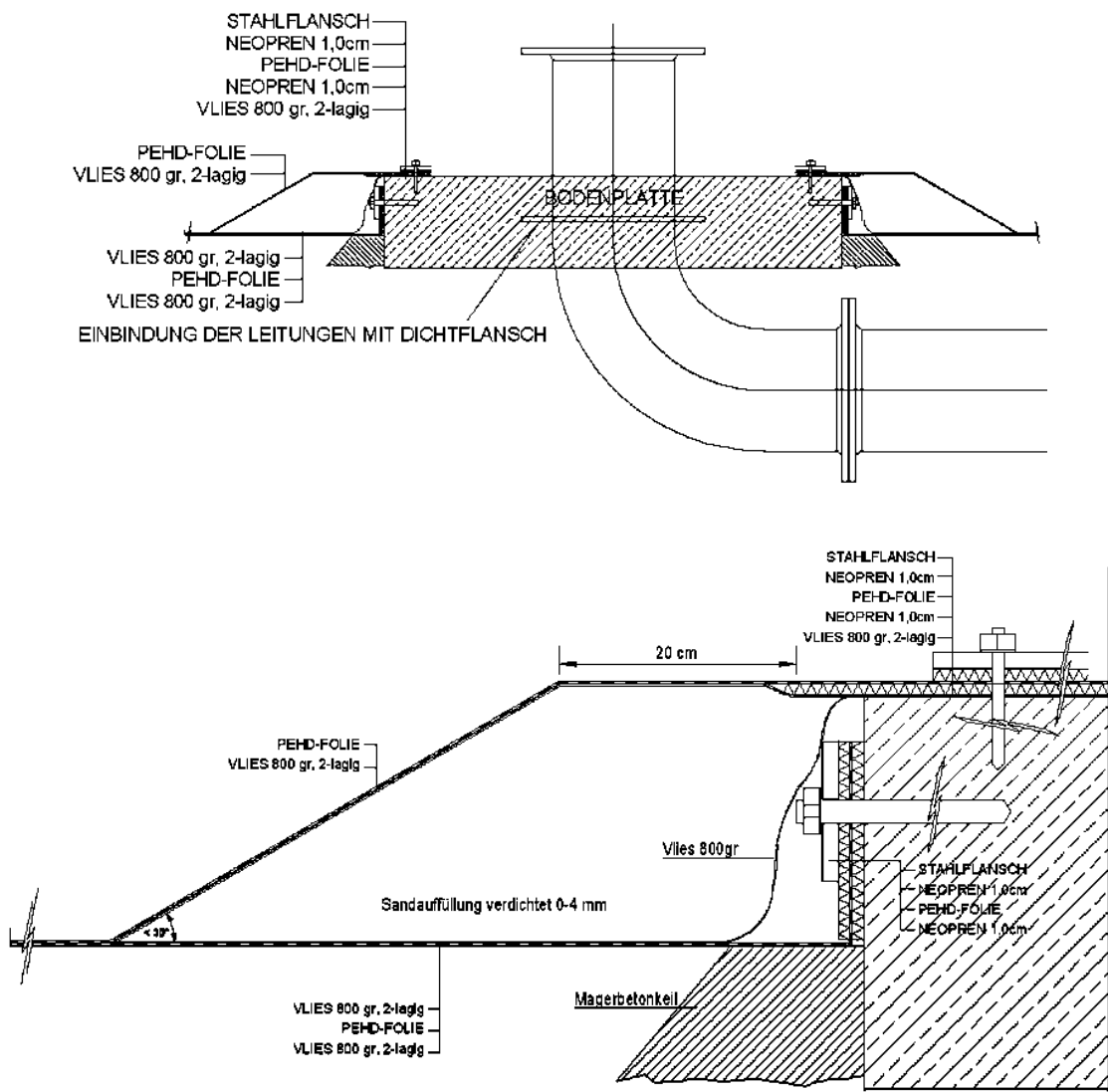


Abbildung 5-25: Durchführungsbauwerk mit doppelter Klemmkonstruktion (oben), Detail Anschluss PEHD-Folie (unten) [59: S. 110]

Der Dichtanschluss zwischen Folie und Entnahmebauwerk kann auch durch **Kunststoffschweißstreifen** erfolgen, welche in das Durchführungsbauwerk eingelegt werden. Hierbei wird ein doppelter Folienanschluss empfohlen.

Eine andere Variante für den dichten Anschluss an eine Folienabdichtungsbahn kann mit Hilfe von **PEHD-Einlaufbauwerken** erzielt werden. Dabei besteht das Durchführungsbauwerk nicht aus Beton, sondern aus hochpolymerem Kunststoff. Der Vorteil besteht darin, dass das Bauwerk mittels doppelter Nahtverbindung an die PEHD-Folie angeschweißt werden kann und eine hohe Dichtheit erzeugt wird, welche durch Schweißnahtprüfungen kontrolliert werden kann. Im PEHD-Einlaufbauwerk können sämtliche benötigten Rohreinschweißungen für Grundablass, Zulaufleitung, Entnahmeleitung, etc. vorgefertigt bzw. doppelt gesichert und geprüft werden. Abbildung 5-26 zeigt ein solches PEHD-Einlaufbauwerk mit vorgefertigten Rohreinschweißungen.

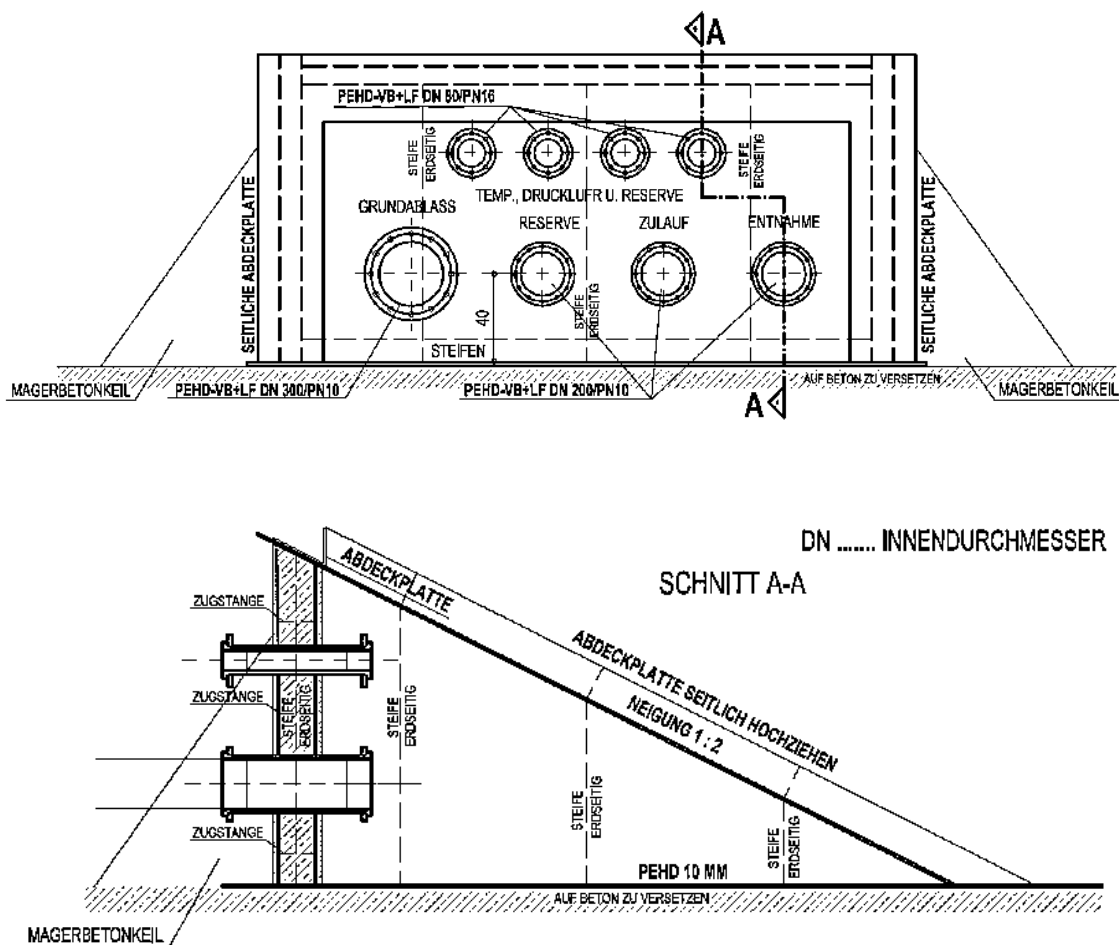


Abbildung 5-26: PEHD-Durchführungsbauwerk [59: S. 109]

Um mögliche undichte Stellen der Dichtungsanschlüsse feststellen und messen zu können, wird jedes an die Dichtung angeschlossene Bauwerk mittels eigener Ringdrainage versehen und Sickerwasser gesammelt und ausgeleitet. Sämtliche wasserführenden Leitungen, die das Bauwerk aufnimmt, werden mit entsprechenden Einlaufseihern ausreichender Oberfläche ausgestattet.

Beim Entnahmebauwerk sollte außerdem ein Einlaufrechenkorb vorgesehen werden, um vor allem Verklausungen beim Grundablass durch Fremdkörper wie Steine, Holz, etc., welche erhebliche Auswirkungen auf die hydraulische Wirksamkeit der Ausleitung haben können, zu verhindern. Der maximale Stababstand des Rechens sollte die Hälfte des minimalen Querschnitts des Grundablassverschlussbereichs aufweisen.

In Bezug auf die bautechnische und hydraulische Auslegung des Entnahmebauwerks wird auf Kapitel 6.4.1.2 „Entnahme aus stehenden Gewässern“ verwiesen.

5.3 Nachweisführung¹⁵

Die Ausführung des Speichers bzw. des Dammbauwerks muss gewissen Sicherheitsanforderungen entsprechen, welche durch rechnerische Untersuchungen nachzuweisen sind. Sie beziehen sich im Wesentlichen auf die Standsicherheit, die innere Stabilität und Überströmsicherheit des Absperrbauwerkes sowie die Verformungsstabilität der Anlage. Im Folgenden wird die Vorgehensweise dieser genannten Nachweisführungen näher erörtert und auf die erforderlichen Sicherheiten eingegangen.

5.3.1 Standsicherheitsuntersuchung

Um die Standsicherheit des Dammbauwerkes rechnerisch nachzuweisen, ist im Allgemeinen eine Untersuchung gemäß der „Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen“ [17] sowie nach EC 7 „Entwurf, Berechnung

¹⁵ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1“ [59: S. 39–42] entnommen.

und Bemessung in der Geotechnik“ und den einschlägigen ÖNORMEN durchzuführen. Zur Ermittlung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte sind Staudämme gemäß ÖNORM B 1997-1-1 [67: S. 6] der Schadensfolgeklasse CC 3 zuzuordnen, die eine Gefährdung vieler Menschenleben und/oder schwerwiegende wirtschaftliche Folgen berücksichtigt.

Die Böschungsbruchsicherheit ist generell für verschiedene Lastfallklassen gemäß ÖNORM B 4433 [69] mittels des einschlägigen Gleitkreisverfahrens nach Bishop und/oder anderen Gleitkörpermethoden zu erbringen. Für die Erdbebenuntersuchung sind zusätzlich die „Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren-Band 1: Grundlagen“ [20], die „Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren-Band 2: Erdbebenkennwerte“ [18] sowie die „Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren-Band 3: Richtlinien“ [19] heranzuziehen und der Grundbruchsicherheitsnachweis gemäß ÖNORM B 4435-2 [70] zu führen.

Den klassischen Standsicherheitsnachweis für Staudämme stellt der Böschungsbruchsicherheitsnachweis dar, auf welchen im Anschluss näher eingegangen wird. Dabei wird speziell die Berechnungsmethode des geläufigen Gleitkreisverfahrens nach Bishop dargelegt.

Böschungsbruchsicherheit - Gleitkreisverfahren:

Die Gleitflächenuntersuchung nach Bishop erfolgt, indem die Sicherheit für verschiedene Gleitkreise des Dammbauwerks ermittelt wird, wobei die einzelnen Gleitflächen Kreiszyylinderflächen darstellen. Der Gleitkörper wird in einzelne, etwa gleich große Lamellen unterteilt, um die Berechenbarkeit zu erleichtern. Sämtliche treibenden und rückhaltenden Kräfte jeder einzelnen Lamelle werden ermittelt und anschließend ein gesamtes treibendes Moment E_M bzw. rückhaltendes Moment R_M um den Gleitkreismittelpunkt M berechnet (siehe Formel (5-9) bzw. (5-10)). Die Gleitsicherheit S für den jeweiligen Gleitkreis ergibt sich gemäß Formel (5-11). Jener Gleitkreis mit der kleinsten Sicherheit ist für die Untersuchung maßgebend. [119: S. 4.31–4.37]

Treibendes
Moment:

$$E_M = r * \sum_i G_i * \sin \theta_i \text{ [kNm]}$$

(5-9)

Rückhaltendes Moment:	$R_M = r * \sum_i \frac{(G_i - u_i * b_i) * \tan \varphi_i + c_i * b_i}{\cos \theta_i + \tan \varphi_i * \sin \theta_i} \text{ [kNm]}$	(5-10)
Sicherheit:	$S = \frac{R_M}{E_M} \text{ [-]}$	(5-11)

- mit: r ... Radius des Gleitkreises [m]
 G_i ... Gewichtskraft je Lamelle i [kN]
 θ_i ... Gleitkreiswinkel je Lamelle i [°]
 u_i ... Wasserdruck je Lamelle i [kN/m²]
 b_i ... Breite je Lamelle i [m]
 φ_i ... Reibungswinkel in Gleitfuge [°]
 c_i ... Kohäsion [kN/m²]

Abhängig von der Art des Dammaufbaus und des Untergrundes, werden sich im Falle eines Böschungsbruches verschiedene Gleitkreise ausbilden. Abbildung 5-27 zeigt diesbezüglich drei mögliche Gleitkreismethoden zur Untersuchung der Böschungsbruchsicherheit.

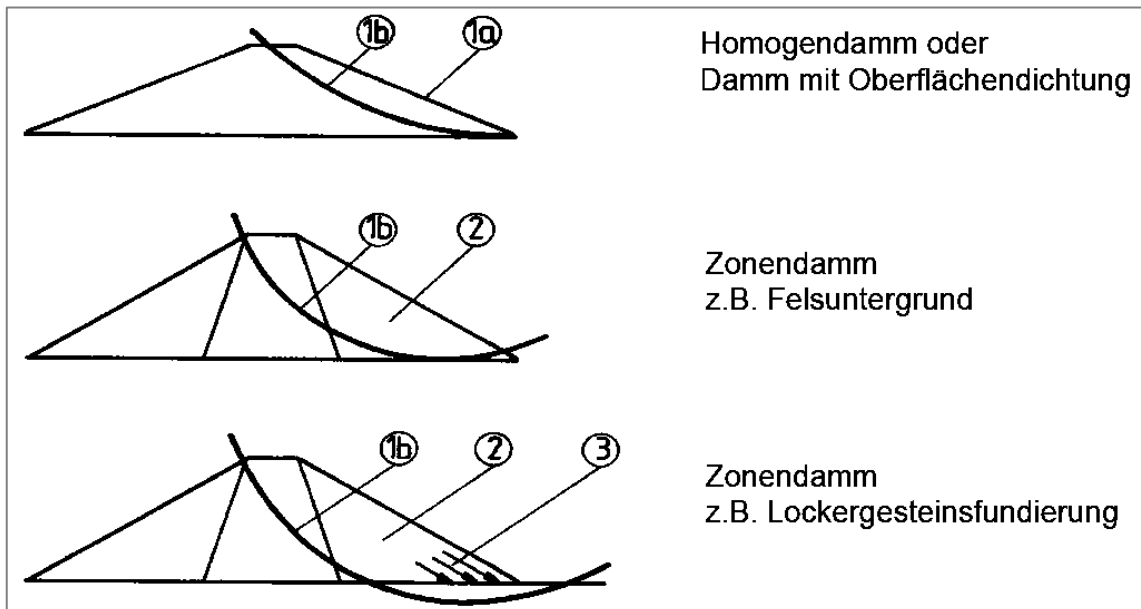


Abbildung 5-27: Gleitkreismethoden, 1a ... Böschungsstabilität, 1b ... Gleitkreis, 2 ... Gleitkörper, 3 ... Strömungsdruck [59: S. 40]

Die erforderlichen Sicherheiten S_{erf} gegen Böschungsbruch für Staudämme sind für verschiedene Lastfallklassen bzw. Einwirkungen nachzuweisen und in Tabelle 5-2 aufgelistet. Dabei richten sich die Sicherheiten nach der „Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen“ [17].

Tabelle 5-2: Sicherheiten gegen Böschungsbruch gemäß der „Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen“ [17: S. 5 u. 9,59: S. 39]

Erforderliche Sicherheiten S_{erf} gegen Böschungsbruch gemäß der „RL zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen“		
Lastfallklasse	Einwirkungen	S_{erf}
I	"Planmäßige Einwirkungen" Becken leer, Eigengewichte, Verkehrslasten + normales STZ (Dauerstau)	1,3
II	"Außerplanmäßige Einwirkungen" <u>Kombination normale Einwirkungen (Eigengewichte, Verkehrslasten) + außergewöhnliche Einwirkung:</u> Normale Einwirkungen + BHQ-Stau oder Normale Einwirkungen + OBE ¹⁶ + normales Stauziel (Dauerstau) bzw. schnelle Speicherentleerung bei normalem Stauziel (Dauerstau) oder BHQ und schnelle Speicherentleerung	1,2
III	"Extreme Einwirkungen" <u>Normale Einwirkungen (Eigengewichte, Verkehrslasten) + extreme Einwirkung:</u> Normale Einwirkungen + SHQ-Stau oder Normale Einwirkungen + MCE ¹⁷ + normales Stauziel (Dauerstau) oder Normale Einwirkungen + schnelle Speicherentleerung bei SHQ	1,1
„Worst-Cases“	z.B. Blockierte Betriebsorgane, etc.	1,01

¹⁶ OBE = „Operating Basis Earthquake“, Betriebserdbeben

¹⁷ MCE = „Maximum Credible Earthquake“, maximal denkbares Erdbeben

5.3.2 Durchströmungsberechnung und innere Stabilität

Durchströmungsberechnungen des Dammbauwerks sind besonders wichtig, um die Erosions- bzw. Suffosionsgefahr zu beurteilen. Dabei sind sämtliche Wasserspiegelhöhen zu bewerten und maßgebende Kriterien in die Berechnung miteinzubeziehen. Des Weiteren muss die Durchströmung auch für einen schwankenden Wasserspiegel ermittelt und Bergwasser sowie „Worst-Case-Szenarios“ wie beispielsweise blockierte Betriebsorgane berücksichtigt werden.

Die Durchströmung ist im Allgemeinen abhängig von der Konstruktionsart des Damms, der Filterausführung bzw. des Filtermaterials, der Durchlässigkeit der Schüttmaterialien und des Untergrundes. In Abbildung 5-28 sind die Sickerlinie sowie die Potenziallinien eines Zonendamms beispielhaft dargestellt.

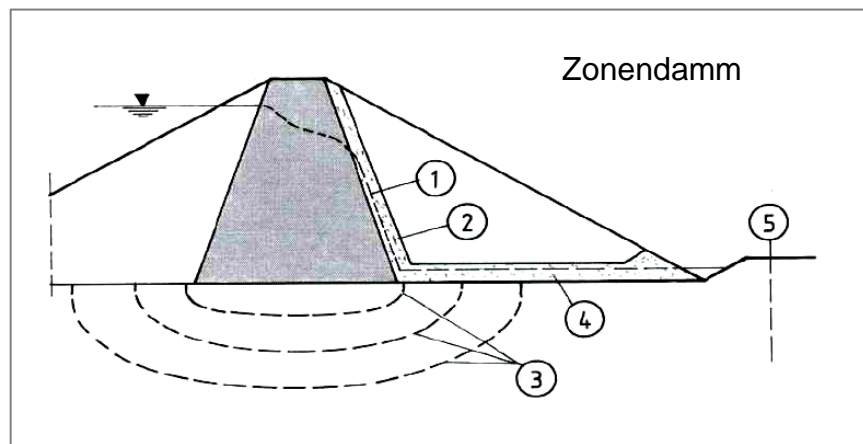


Abbildung 5-28: Durchströmung Zonendamm, 1 ... Sickerlinie mit Vertikalfilter, 2 ... Vertikalfilter, 3 ... Potenziallinien, 4 ... Horizontalfilter, 5 ... Entspannungsbrunnen [59: S. 41]

Mit Hilfe der Durchströmungsberechnung kann eine Beurteilung der Dammdurch- bzw. Dammunterströmung erfolgen und damit die Notwendigkeit von zusätzlichen konstruktiven Maßnahmen eruiert werden.

Die Durchströmungsberechnung ist vor allem für Dammkonstruktionen mit Außenabdichtung durch Geomembrane, Asphaltbeton- oder Betonbahnen von großer Bedeutung, da hierbei der „Worst-Case“ untersucht werden muss. Dabei handelt es sich um undichte Stellen in der Oberflächenabdichtung worauf eine nachfolgende Durchströmung erfolgen kann und Auswirkungen auf die Standsicherheit des Absperrbauwerks gegeben sind.

Die **innere Stabilitätsberechnung** kann zur Stabilitätsbeurteilung des Absperrbauwerks zufolge einer plötzlichen Speicherspiegelabsenkung erfolgen. Dabei wird die Änderung des Strömungsdrucks in Abbildung 5-29 beispielhaft für einen Zonendamm dargestellt.

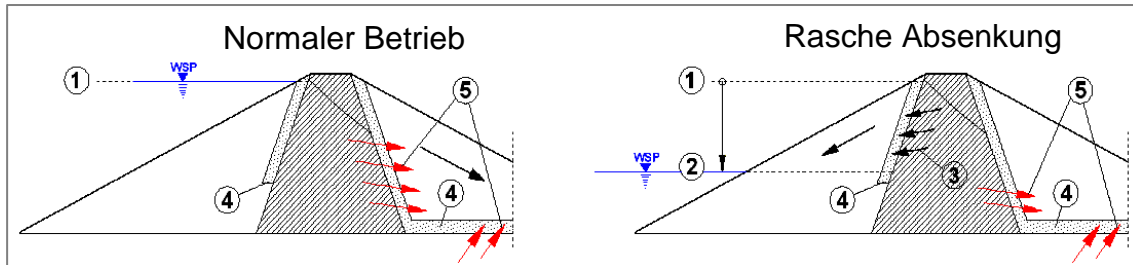


Abbildung 5-29: Innere Stabilitätsberechnungen Zonendamm, 1 ... STZ, 2 ... abgesenkter WSP, 3 ... Strömungsdruck zufolge rascher Absenkung, 4 ... Filter- bzw. Drainagezone, 5 ... Strömungsdruck aus Dichtkern und Untergrund [59: S. 41]

5.3.3 Überströmsicherheit

Die Überströmsicherheit der Speicheranlage muss zu jeder Zeit für normale und außergewöhnliche Betriebsfälle gegeben sein. Wie bereits in Kapitel 5.2.1.2 „Sicherheitsfreibord und -kote“ beschrieben, dient der sogenannte Sicherheitsfreibord beispielsweise als konstruktive Lösung zur Gewährleistung der Überströmsicherheit. Die Auslegung der Anlage auf das Bemessungshochwasser BHQ und das Sicherheitshochwasser SHQ, sowie die Ausführung eines Überlaufrohrs tragen ebenso dazu bei. Zusätzlich erfolgen regelmäßige Überwachungen des Speicherspiegels und der selbsttätigen ausfallüberwachten Pumpenabschaltung auf welche in Kapitel 8.1 „Messeinrichtungen und Anlagenüberwachungssysteme“ genauer eingegangen wird.

Zusätzlich zu den genannten Nachweisführungen sind außerdem eine ausreichende Sicherheit gegen Erosion sowie eine zufriedenstellende Alterungsbeständigkeit der Dammbaumaterialien nachzuweisen. Für einen verformungsfreudigen Unterbau bzw. Untergrund und/oder bei großen Dammhöhen kann außerdem ein Spannungs- und Verformungsnachweis notwendig werden. Dazu wird auf die „Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen“ [17] verwiesen.

6. Anlagentechnik

Unter der Beschneiungsanlagentechnik versteht man im Grunde sämtliche Einrichtungen und Anlagen in Verbindung mit dem Speicherteich. Konkret betrifft dies sämtliche Bestandteile und Aspekte, welche die Wasserfassung, Transportsysteme sowie die Schneeerzeugung umfassen. Dazu zählen vor allem der benötigte Wasserbedarf für die gewünschte Schneeerzeugung bzw. die erforderliche Anlagenleistung sowie die Möglichkeiten der Wasserbedarfsdeckung und sämtliche anlagentechnischen Komponenten von der Wasserfassung bis zur eigentlichen Schneeerzeugung auf den Skipisten. Im Anschluss werden die genannten Themengebiete der Anlagentechnik im Überblick erörtert.

6.1 Ermittlung des Wasserbedarfs¹⁸

Die Höhe des Wasserbedarfs einer Schneeanlage richtet sich im Allgemeinen nach der Größe des Skigebietes bzw. nach der vorhandenen Pistenfläche. Dabei wird der benötigte Wasserbedarf der zu beschneien Fläche in m³ pro Saison bzw. in m³ pro Jahr angegeben und von einer Vielzahl an Bemessungskriterien gesteuert, wovon einige wichtige im Anschluss aufgezählt werden:

- i. Höhenlage der Skipiste
- ii. Gefälle, Breite, Topografie, Oberflächenbeschaffenheit der Skipiste
- iii. Pistenfrequenz
- iv. Natürliche Beschneigung
- v. Sonnen-, Windexposition

Aufgrund dieser zahlreichen Kriterien ist eine detaillierte Berechnung des tatsächlich benötigten Wasserbedarfs in der Praxis nicht möglich und für jede Anlage verschieden. Daher muss mit Hilfe der oben angeführten Faktoren eine sinngemäße Abschätzung des benötigten Wassers im Einzelfall erfolgen.

¹⁸ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1“ [59: S. 53–56] entnommen.

Der jährliche Wasserbedarf für die Beschneigung kann in zwei Bereiche aufgeteilt werden: in die Grund- und die Nachbeschneigung.

Eine **Grundbeschneigung** bezeichnet die Beschneigung der Skipisten vor Saisonstart, um dadurch eine widerstandsfähige Grundlage zu schaffen und einen pünktlichen Saisonstart einhalten zu können. [105: S. 294] Die dafür notwendige Schneehöhe beträgt zwischen 30 cm für Almwiesen und 100 cm auf felsigem Untergrund. [63: S. 176]

Je nach Qualität variiert die relative Dichte des technisch erzeugten Schnees etwa zwischen 260 und 430 kg/m³. Zur Abschätzung des Wasserbedarfs für die Grundbeschneigung kann eine spezifische Dichte des technisch erzeugten Schnees von etwa 360 kg/m³ angenommen werden. Bei dieser Dichte weist der Kompaktschnee in etwa eine Widerstandsfähigkeit auf, die 2,5-mal größer als die Anfangswiderstandsfähigkeit des natürlichen Schnees ist. Dadurch kann der Wasserbedarf für eine Grundbeschneigung je nach Schneintensität abgeschätzt und aus Tabelle 6-1 herausgelesen werden.

Tabelle 6-1: Abschätzung des Wasserbedarfs – Grundbeschneigung

Schneintensität	schwach	mittel	stark
erzeugte Schneehöhe [cm]	20	30	40
entsprechende natürliche Neuschneehöhe [cm]	50	75	100
Schneemenge pro Fläche [m ³ /ha]	2.000	3.000	4.000
Wassermenge pro Fläche [m ³ /ha]	720	1.080	1.440
Spezifische Wasserbelastung [l/m ²]	72	108	144

Bei einer Dichte des Kompaktschnees von 360 bis 400 kg/m³ kann infolgedessen zur groben Abschätzung des Wasserbedarfs ein Umrechnungsfaktor von 2,5 bis 2,8 angegeben werden. Dies bedeutet, dass aus 1 m³ Wasser etwa die 2,5- bis 2,8-fache Menge an Schnee erzeugt werden kann:

$$\frac{\text{Schnee [m}^3\text{]}}{\text{Wasser [m}^3\text{]}} \cong 2,5 - 2,8 \quad (6-1)$$

Während der Schneeerzeugung bzw. bis zum Betriebsstart treten außerdem Wasserverluste durch Windverfrachtung oder Verdunstung auf, die in die Wasserbedarfsberechnung miteinbezogen werden müssen. Sie werden je nach örtlichen Gegebenheiten mit Hilfe von Zuschlägen berücksichtigt und betragen etwa 15 - 35%.

Nach der Grundbeschneigung erfolgt die **Nach- bzw. Ausbesserungsbeschneigung**, welche eine ausreichende Schneedecke während des gesamten Betriebs bis Saisonende sicherstellen soll. [63: S. 176] Dazu zählt beispielsweise die Errichtung von Schneedepots für die Ausbesserung von etwaigen Schwachstellen im Pistenbereich. Die dafür erforderliche Wasserbedarfsabschätzung hängt stark von den klimatischen Bedingungen während der Saison ab und ist daher mit vielen Unsicherheiten behaftet. Eine gute Vertrautheit mit den örtlichen Gegebenheiten wird infolgedessen vorausgesetzt.

Für subalpine Skigebiete mit starker Pistenfrequenz wurden durchschnittliche Richtwerte des Wasserbedarfs für die Nach- und Ausbesserungsbeschneigung erarbeitet und der jährliche Gesamtwasserverbrauch für ein klimatisches Normal- bzw. Extremjahr abgeschätzt. Die Daten sind in Tabelle 6-2 dargestellt. Das klimatische Extremjahr bezeichnet dabei einen Winter, bei dem die anfangs aufgebrauchte Grundschneedecke durch starkes Tauwetter größtenteils abschmilzt und daher beinahe vollkommen neu hergestellt werden muss.

Tabelle 6-2: Jährlicher Gesamtwasserbedarf für subalpine, stark beanspruchte Bereiche

Jährlicher Wasserbedarf für subalpine und stark beanspruchte Skipisten [m³/ha]	
Grundbeschneigung	1.200 – 1.700
Nach- und Ausbesserungsbeschneigung im klimatischen Normaljahr	800 – 1.500
Wasserbedarf für klimatisches Normaljahr	2.000 – 3.200
Zusätzliche Beschneigung im klimatischen Extremjahr	800 – 1.200
Wasserbedarf für klimatisches Extremjahr	2.800 – 4.200

Diese Bedarfsrichtwerte sind keine allgemein gültigen Wasserbedarfswerte, da beispielsweise für hochalpine Skigebiete, aufgrund stärkerer Windexpositionen und der erhöhten Bodenrauheit, zu Beginn der Saison eine intensivere Grundbeschneigung erforderlich ist, jedoch wegen der nachfolgenden Naturschneefälle lediglich eine geringe bis gar keine Nachbeschneigung erfolgen muss.

Außerdem ist projektbezogen zu entscheiden, ob die oben angeführten Schlüsselzahlen aus Tabelle 6-2 realitätsgetreu anwendbar sind. Im Einzelfall sind die Bedarfswerte nach den vorerst definierten Bemessungskriterien sowie durch jahrelange Beobachtungen und örtliche Begehungen zu ermitteln bzw. abzuschätzen.

Im Allgemeinen können die Werte der Tabelle auf kleinere Schneeflächen (< 10 ha) angewendet werden. Bei größeren Schneeflächen (> 10 ha) liegen oftmals mehrere unterschiedlich beanspruchte Skipisten vor und eine sinnvolle Aufschlüsselung des Einzelbedarfs ist daher nicht mehr möglich. Aus diesem Grund erfolgt für größere Schneeflächen die Berechnung des Wasserbedarfs in vielen Fällen mittels flächenhafter Verschmierung von durchschnittlichen Wasserbedarfswerten.

6.2 Ermittlung der Wasserleistung¹⁹

Die Wasserleistung ist entscheidend für die Bemessung von Beschneiungsanlagen und entspricht dem Durchfluss bzw. dem Volumenstrom der Anlage. Sie wird in der Regel in m³/h oder l/s angegeben und wesentlich von der Förderleistung der Pumpe, den Rohrleitungsquerschnitten im Feld bzw. von der Menge, Dimension und der notwendigen Energieversorgung der vorhandenen Schneeerzeuger bestimmt.

Besonders wichtig ist der bemessene Volumenstrom für die Herstellung der Grundierungsschneedecke zu Saisonbeginn bzw. die dafür benötigte Schneizeit. Da für die Schneeerzeugung relativ kalte Temperaturen erforderlich sind und diese im Frühwinter lediglich kurzzeitig auftreten, wird eine hohe Wasserleistung beabsichtigt, um kurze Schneizeiten sicherzustellen. Dabei sollte sich die Schneizeit zur Herstellung der Grundbeschneiung auf weniger als 6 Tage belaufen. Um dies zu gewährleisten, wird eine Anlagenleistung mit einem Volumenstrom zwischen 5 und 7 l/s,ha bis maximal 9 l/s,ha (in Extremfällen) angestrebt.

Infolgedessen müssen ein ausreichend großes Wasserdargebot sowie große Leitungsdurchmesser und zahlreiche Schneeerzeuger für die Beschneiung zur Verfügung stehen. Darüber hinaus sollen die Schneeerzeuger bei schlechten Schneibedingungen, wie niedrigen Außentemperaturen und hoher Luftfeuchtigkeit, eine ausreichende Einsatz- und Leistungsfähigkeit aufweisen. Auf die Betriebsleistung und Effizienz der Schneeerzeuger wird in Kapitel 6.4.3.2 „Systeme der technischen Schneeerzeugung“ genauer eingegangen.

¹⁹ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1“ [59: S. 61–62] entnommen.

6.3 Deckung des Wasserbedarfs²⁰

Für die Bereitstellung ausreichender Wasserressourcen kommen im Wesentlichen 2 Varianten bzw. eine Kombination dieser beiden zum Einsatz:

i. Direkte Wasserentnahme:

Dabei erfolgt während des Schneibetriebs eine direkte Entnahme einer vordefinierten Wassermenge aus Fließgewässern, stehenden Gewässern, Quellen, etc., welche unmittelbar für die Schneeerzeugung verwendet wird.

ii. Wasserspeicherung:

Bei dieser Variante wird ein Zwischenspeicher angelegt, der in den niederschlagsreichen Monaten hauptsächlich durch eine Wasserentnahme aus Fließgewässern, stehenden Gewässern, Quellen, etc. befüllt wird und bis zum Schneibetrieb im Frühwinter als Vorratsspeicher fungiert. Eine Wasserspeicherung bringt folgende Vorteile [79: S. 15]:

- Optimierung des Entnahmezeitraums
- Vergleichmäßigung der Entnahme gegenüber einer Spitzenentnahme
- Hohe Wasserverfügbarkeit
- Reduktion von Energieverbrauchsspitzen bei geodätisch möglichst hoch angelegten Speichern

Um sowohl für die Grund- als auch für Ausbesserungs- und Nachbeschneigungen ein ausreichendes Wasserdargebot sicherzustellen, wird in der Regel ein Wasserspeicher angelegt, damit der Großteil des jährlichen Gesamtwasserbedarfs gesichert ist. Darüber hinaus erfolgt des Öfteren eine zusätzliche Wasserzufuhr durch direkte Wasserentnahmen aus nahegelegenen Gewässern.

²⁰ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1“ [59: S. 58–59] entnommen.

Eine reine direkte Entnahme beispielsweise aus einem Vorfluter ohne jegliche Zwischenspeicherung hat den Nachteil, dass im Winter (niederschlagsarme Jahresperiode) lediglich eine geringe Wasserführung auftritt, was eine Entnahme der benötigten Wassermenge unter Berücksichtigung der ökologisch bedingten Restwasserführung in der Praxis erschwert bzw. eher selten ermöglicht. Zusätzlich besteht ein Vereisungsrisiko des Gewässers und des Entnahmebauwerks, sodass entsprechende Kontrollen durchgeführt werden müssen, was mit erhöhten Kosten und großem Aufwand einhergeht.

Aus diesen Gründen erfolgt die Wasserfassung hauptsächlich innerhalb der niederschlagsreichen Perioden und wird mit Hilfe eines Wasserreservoirs zwischengespeichert. Der Nutzinhalt steht damit pünktlich ab Saisonstart des Schneibetriebs zur Verfügung. Mit Hilfe dieses Konzepts wird demnach ein Ausgleich zwischen Wasserdargebot und -bedarf im zeitlichen und quantitativen Sinne erreicht.

Die Größe des Speichers richtet sich im Prinzip nach den topografischen und geologischen Gegebenheiten bzw. der Größe der zur Verfügung stehenden Eigentumsfläche sowie nach dem verfügbaren Wasserdargebot und der erforderlichen Schneiwassermenge. [79: S. 15] Im Wesentlichen wird ein großer Stauraum angestrebt, denn je größer das Speichervolumen, desto höher die Abdeckung des Wasserbedarfs. Optimal wäre ein Speicherinhalt, welcher den jährlichen Gesamtwasserbedarf der Beschneigung sicherstellt (Jahresspeicher), jedoch sind aufgrund der o.a. Bedingungen gegebenenfalls auch nur Tagespeicher möglich.

Die Befüllung des Speicherbeckens kann prinzipiell mittels Wasserentnahme aus Fließgewässern, stehenden Gewässern, von Grund-, Quellwasser oder sonstigen Anlagen erfolgen (siehe Kapitel 6.4.1 „Wasserfassung“). Dabei gelten neben der konstruktiven Ausbildung der Entnahmebauwerke und Transportleitungen auch wasserrechtliche und ökologische Bedingungen, welche eingehalten werden müssen. Auf Details bezüglich der ökologischen Kriterien wird an dieser Stelle auf Kapitel 7.1 „Gewässerökologische Aspekte von Wasserentnahmen“ verwiesen.

6.4 Anlagentechnische Komponenten

Eine Beschneigungsanlage ist im Allgemeinen eine komplexe technische Anlage und benötigt eine gut durchdachte infrastrukturelle Auslegung, um eine Versorgung mit Wasser, Druckluft und elektrischem Strom zu garantieren. Die gesamte Anlagentechnik einer Beschneigungsanlage besteht aus einer Vielzahl von Komponenten, welche aus den unterschiedlichsten Fachbereichen (Wasserbau, Rohrleitungsbau, Maschinenbau, Tiefbau, etc.) stammen (vgl. Abbildung 6-1).



Abbildung 6-1: Anlagentechnische Komponenten [59: S. 69]

Im Rahmen dieser Arbeit wird in den nachfolgenden Kapiteln speziell auf die bautechnische und hydraulische Auslegung der wasserbaulichen Komponenten eingegangen bzw. das Prinzip der Schneeerzeugung und ihre verschiedenen Systeme beschrieben.

6.4.1 Wasserfassung

Der Wassereintrag in den Speicher erfolgt durch Oberflächenwässer und Regenwasser sowie großteils mit Hilfe einer Wasserfassung. Die eigentliche Wasserfassung beschreibt dabei ein Bauwerk, welches je nach Art des Gewässers, Gefälle, Geschiebe-, Treibgutfracht, etc. eine ungestörte Wasserentnahme ermöglichen soll. Die wichtigste Funktion der Wasserfassung ist generell die Reduktion bzw. die Verhinderung des Eintrages von Geschiebe (Bodenfracht) und Schwebstoffen (Suspensionsfracht) sowie Eis oder jeglicher Art von Treibgut (Holz, Kunststoffe, etc.). Außerdem muss innerhalb des Wasserfassungsbauwerks ein Absperrorgan vorhanden sein, damit der Triebwasserweg beispielsweise im Falle von Revisionsarbeiten, Störfällen, etc. abgesperrt werden kann und kein Zufluss zum Wasserreservoir mehr erfolgt. [55: S. 13, 119: S. 5.1–5.2]

Die Wasserentnahme kann je nach Möglichkeit aus Fließgewässern, stehenden Gewässern, Grund- bzw. Quellwässern, sowie aus sonstigen wasserbaulichen Anlagen, wie Trinkwasserversorgungs-, Kraftwerksanlagen, etc., erfolgen.

Im Allgemeinen müssen bei einer Wasserentnahme vorerst die hydrologischen, hydrogeologischen und ökologischen Verhältnisse geprüft werden, um die maximal zulässige Wasserentnahmemenge Q_E an der geplanten Fassungsstelle auf Basis der hydrologischen Daten bzw. der erforderlichen Restwassermenge und des ökologischen Zustandes des Gewässers zu eruieren. [79: S. 8]

In diesem Kapitel werden die gängigsten Systeme der Wasserentnahme aufgezeigt und beschrieben. Für die detaillierten baulichen Ausführungen und Berechnungen wird auf entsprechende einschlägige Literatur verwiesen.

6.4.1.1 Entnahme aus Fließgewässern²¹

Die drei gängigen Wasserfassungsarten an Fließgewässern sind weitgehend die Seiten-, Stirn- und Sohlentnahme. Dabei besteht ein Zusammenhang zwischen der Entnahmeart, der Entnahmem Wassermenge und dem vorhandenen Fließgefälle. Tabelle 6-3 zeigt in dieser Hinsicht einen Überblick betreffend den möglichen Entnahmeabfluss bzw. die wesentlichen Vor- und Nachteile der Entnahmearten in Abhängigkeit des Fließgefälles J_s . Im Anschluss werden die 3 Entnahmearten näher beschrieben.

Tabelle 6-3: Mögliche Entnahmem Wassermenge und Vor- bzw. Nachteile der Wasserentnahmearten in Abhängigkeit des Gefälles J_s des Fließgewässers [50: S. 163]

	Seitenentnahme		Stirnentnahme	Sohlentnahme
	Geschiebeabweisung	Geschiebeabzug		
Möglicher Zulauf-Entnahmeabfluss	bis zu 50%	bis zu 70%	bis zu 80%	bis zu 100% (bis Sohlrechenleistungsgrenze)
Sehr großes Gefälle (Wildbäche) $J_s > 10\%$	günstig, wenn wartungsfreie Funktion gewährleistet	ungünstig, wenn unzugänglich, da permanente Bedienung erforderlich	ungünstig: hohe Turbulenz des Zuflusses, permanente Bedienung erforderlich	sehr günstig: klassischer Fall für Tiroler Wehr, wartungsfreier Betrieb
Großes Gefälle (Gebirgsflüsse) $10\% > J_s > 1\%$	günstig für alle Entnahmearten ohne besondere Einschränkungen mit oder ohne Aufstau			
Mittleres Gefälle (Hügellandflüsse) $1\% > J_s > 0,01\%$	günstig für Seiten- und Stirnentnahme mit und ohne Aufstau			ungünstig: vorwiegend feines Geschiebe, welches zu nahezu 100% in den Einlauf gerät
Geringes Gefälle (Flachlandflüsse) $0,01\% > J_s > 0,001\%$	günstig , da auch ohne Aufstau durchführbar	ungünstig , da wenig Konstruktionshöhe für die Spulleitungen zur Verfügung steht, Aufstau macht aufwendige Deiche notwendig		
Sehr geringes Gefälle (Flussdeltas) $J_s < 0,001\%$	sehr ungünstig für jede Art der Entnahme mit Ausnahme der Entnahme mittels Pumpbetrieb, da keine Höhe zur Verfügung steht			

²¹ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Lernbehelf: KWB GL“ [119: S. 5.3–5.8] und den Büchern „Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb“ Auflage 5 [51: S. 147–153] bzw. Auflage 6 [50: S. 162–166] entnommen.

i. Seitenentnahme

Die Seitenentnahme aus Fließgewässern ist im Grunde die am häufigsten angewendete Art der Wasserfassung und kann mit zwei unterschiedlichen Systemen zur Geschiebereduktion ausgestattet sein: mit der Geschiebeabweisung oder dem Geschiebeabzug.

Bei der Geschiebeabweisung wird das Eindringen des Geschiebes in den Einlauf mittels geeigneter Baumaßnahmen, wie beispielsweise Leitwänden, Schwellen oder Spülkanälen, etc. verhindert. Die Wasserfassung sollte dabei in einem Krümmungsaußenbogen des Fließgewässers situiert werden, da dort eine vollkommene Spiralströmung ausgebildet wird. Dabei entsteht neben der Primärströmung des Gewässers in Fließrichtung eine Sekundärströmung (Flechtströmung) quer zur Fließrichtung. Diese ist für Geschiebeablagerungen am Gleitufer (Innenbogen) verantwortlich und bewirkt damit eine geschiebefreie Zone am Prallufer (Außenbogen) für eine vorteilhafte Wasserfassung.

Mit Hilfe von Buhnen, Leitwänden, gekrümmten Nebenarmen, asymmetrischen Verengungen oder Schwellen kann diese Ausbildung der Sekundärströmung auch künstlich erzeugt werden, falls im Bereich der gewünschten Wasserentnahmestelle keine natürlich ausgebildete Krümmung des Gewässers vorhanden ist.

Generell ist neben der erforderlichen Restwassermenge darauf zu achten, dass die Entnahmewassermenge Q_E maximal die Größe des halben Zuflusses $Q_Z/2$ aufweist ($Q_E \leq Q_Z/2$), da ansonsten keine Aufrechterhaltung der Spiralströmung gewährleistet ist und Geschiebe in den Einlauf transportiert werden kann.

In diesem Zusammenhang ist jener Abfluss des Fließgewässers zu bestimmen, ab welchem ein Geschiebetransport stattfinden kann (Q_0). Dieser kann bei Fließgewässern in den Alpen zur groben Abschätzung etwa mit dem mittleren Abfluss M_Q gleichgesetzt werden. Da infolgedessen bei einer zufließenden Wassermenge $Q_Z < Q_0$ kein Geschiebetransport vonstattengeht, darf in diesem Fall eine größere Wassermenge entnommen werden, falls die ökologischen Bedingungen trotzdem eingehalten werden können.

Beim Geschiebeabzug wird das Geschiebe vorerst zusammen mit dem Wasser in den Einlauf transportiert. Erst dort erfolgt eine nachträgliche Trennung von Wasser und Geschiebe mit Hilfe von konstruktiven Maßnahmen, wie beispielsweise horizontalen Trennwänden, Sandfängen, etc. Die Bodenfracht wird dem Fließgewässer nachträglich wieder zugeführt, um den natürlichen Geschiebehaushalt möglichst beizubehalten.

ii. Stirnentnahme

Mit Hilfe einer Stirnentnahme kann eine gleichmäßige Wasserentnahme auf einer geraden Flussstrecke erfolgen und auf den Effekt der Sekundärströmung verzichtet werden. Dabei erzeugt man ähnlich wie beim Geschiebeabzug der Seitenentnahme eine Aufspaltung der Zweiphasenströmung (Geschiebe und Wasser), indem die Entnahme des Wassers im oberen Bereich des Flussquerschnittes (an der „Stirn“) erfolgt und die Bodenfracht in einem abgegrenzten Kanal abtransportiert wird.

Die Pfeilerentnahme gilt als Sonderform der Stirnwasserentnahme, wobei der Pfeilerkopfeffekt genutzt wird. Dabei entsteht auf der Prallseite des Pfeilers eine Sohlauskolkung („Hufeisenkolk“) und das Sohlmaterial wird vom Pfeiler wegtransportiert, sodass eine nahezu geschiebefreie Wasserentnahme erfolgen kann.

iii. Sohlentnahme bzw. Tiroler Wehr

Bei der Sohlentnahme wird das Wasser mit Hilfe eines Grundwehres aus dem Fließgewässer entnommen, gelangt in einen Sammelkanal und wird quer zur Uferrichtung ausgeleitet. Vor der Einleitung in den Kanal dient ein liegender Grobrechen mit Stäben parallel zur Strömungsrichtung zum Abfangen von grobem Geschiebe und Treibgut. Feinere Transportstoffe des Fließgewässers werden zusammen mit dem Wasser entnommen und anschließend mittels geeigneter Spülvorrichtungen, wie beispielsweise Entsanderkammern, entfernt und können dem Gewässer in weiterer Folge wieder zugeführt werden.

Das Tiroler Wehr wird hauptsächlich bei steilem Sohlgefälle und starkem Geschiebevorkommen (Gebirgsbächen) sowie einer Entnahmewassermenge $Q_E \leq$

6 m³/s eingesetzt. Bei sehr steilen Bachläufen ($J_S > 12\%$) kann vor dem Wehrkanal außerdem ein Vorbecken zur Strömungsberuhigung ausgeführt werden.

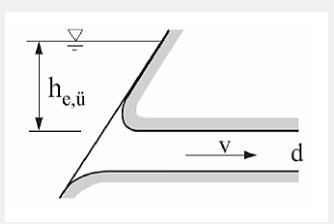
6.4.1.2 Entnahme aus stehenden Gewässern²²

Bei einer Wasserentnahme aus stehenden Gewässern ist je nach vorhandenen Gegebenheiten auf eine optimale Ausführung des Einlaufbauwerks bzw. der nachfolgenden Transportleitung zu achten. Im Allgemeinen soll die Wirbelbildung bei der Entnahme verhindert werden und eine hydraulisch günstige Einleitung erfolgen. Diese kann beispielsweise durch eine trichterartige Formgebung des Einlaufbauwerks bzw. die damit einhergehende Einlaufgeschwindigkeit begünstigt werden.

Zur Geschiebeabweisung dient in der Regel ein vorgesetzter Rechen, welcher je nach Geschiebevorkommen durch den entsprechenden Stababstand a als Feinrechen ($a < 10$ cm) oder Grobrechen ($a > 10$ cm) ausgeführt wird.

Eine Verschließbarkeit des Entnahmebauwerks mittels geeigneter Verschlussorgane etwa für Revisionsarbeiten muss jedenfalls möglich sein. Dies ist vor allem beim Eintreten von Störfällen zur Schnellverschließung von Bedeutung. In diesem Zusammenhang sind entsprechende Be- und Entlüftungseinrichtungen vorzusehen.

Um vor allem Wirbelbildungen bzw. Druckschwankungen oder unkontrollierte Lufteträge zu vermeiden, ist eine Mindestüberdeckung des Einlaufbauwerks $h_{e,\ddot{u}}$ einzuhalten, welche nach Formel (6-2) berechnet werden kann.



$$h_{e,\ddot{u}} = C * v * \sqrt{d/g} \quad [\text{m}] \quad (6-2)$$

mit: C ... Konstante [-] : C = 1,70 für symmetrische Anströmung
C = 2,30 für asymmetrische Anströmung

²² Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Lernbehelf: KWB GL“ [119: S. 5.13–5.16] entnommen.

v ... Geschwindigkeit in Transportleitung [m/s]

d ... Rohrdurchmesser der Transportleitung [m]

g ... Erdbeschleunigung [m/s^2]

Die Eintrittsgeschwindigkeit v_e im Einlaufbauwerk sollte etwa zwischen 0,8 und 1,2 m/s liegen, um die mitgeführte Geschiebemenge so gering wie möglich zu halten.

Bei der Ermittlung der Energiehöhenverluste müssen sämtliche lokalen Verluste (Einlaufverlust $h_{v,e}$ infolge der erzwungenen Strömungsumlenkung, Rechenverlust $h_{v,r}$, Schieberverluste $h_{v,s}$, etc.) im Bereich des Einlaufes sowie die Reibungsverluste mit berücksichtigt werden.

6.4.1.3 Entnahme aus Grund- bzw. Quellwasser

Bei einer Grundwasserentnahme ist der betroffene Grundwasserkörper bezüglich seines qualitativen bzw. chemischen Zustandes und quantitativen Verhaltens zu überprüfen. Hinsichtlich der qualitativen Anforderungen des Grundwassers wird an dieser Stelle auf die QZV Chemie GW [16] verwiesen. Generell wird das Gesamtdargebot des Grundwassers mit der tatsächlichen Entnahmewassermenge gegenübergestellt und die Auswirkungen werden durch die Anzapfung beurteilt. Im Hinblick auf die erforderlichen Qualitätsanforderungen von Oberflächengewässern sind auch mögliche Konsequenzen für an einer Quelle entspringende Gewässer heranzuziehen. Darüber hinaus sind der aktuelle sowie der kritische Grundwasserstand und die Grundwasserneubildungsrate in die Beurteilung miteinzubeziehen. [79: S. 11–12]

Eine Wasserentnahme aus Quellen ist in weiterer Folge mit einer Grundwasserentnahme gleichzusetzen, weshalb dieselben oben angeführten Bedingungen einzuhalten sind.

6.4.1.4 Entnahme aus sonstigen Anlagen

Zur Deckung des erforderlichen Wasserbedarfs von Beschneiungsanlagen stehen auch zahlreiche andere Möglichkeiten zur Verfügung, welche je nach Gegebenheit, behördlichen Auflagen, etc. zur Anwendung kommen können. Bei-

spielhaft kann an dieser Stelle die Entnahme aus Kraftwerken oder Tunnelwasser genannt werden. Eine detaillierte Beschreibung wäre aufgrund der Vielzahl an Möglichkeiten im Rahmen dieser Arbeit nicht zielführend.

Einen Sonderfall zur Deckung des Wasserbedarfs bildet die Wasserentnahme aus Trinkwasserversorgungsanlagen. Dabei muss eine Beeinflussung der Trinkwasserqualität durch die Beschneidung aus hygienischer Sicht vollkommen ausgeschlossen werden können. Darüber hinaus sind bautechnische Vorkehrungen zu treffen, sodass der Trinkwasserbedarf zu jeder Zeit vor dem Schneewasserbedarf gedeckt werden kann. Diese Prioritätenregelung muss außerdem in der Betriebsordnung verankert sein. [59: S. 59]

6.4.2 Rohrleitungsanlagen

In diesem Kapitel werden lediglich die wasserführenden Rohrleitungen der Beschneidungsanlage nähergebracht, da eine Behandlung sämtlicher Leitungen (Druckluftleitungen, Rohrleitungen in der Pumpstation, etc.) den Rahmen dieser Arbeit sprengen und die Fachkenntnisse der Verfasserin überschreiten würde.

Zu den wasserbaulichen Leitungen zählen die Füllleitungen zwischen der Wasserfassung und dem Wasserreservoir, sämtliche Transportleitungen, welche vom Speicher zur Pumpstation bzw. weiter bis zu den Schneeerzeugungssystemen führen (Verteilernetz am Feld) sowie Entleerleitungen, Grundablass und Hochwasserentlastungsleitungen. Bezüglich der Dichtheit und der Standsicherheit sämtlicher wasserführenden Rohrleitungen für Beschneidungsanlagen sind Druckprüfungen durchzuführen und die erforderlichen Nachweise gemäß ÖNORM B 5050 [71] zu erbringen.

Im Allgemeinen können die Leitungen je nach örtlichen Gegebenheiten und hydraulischer Auslegung als Druck- oder Freispiegelabflussleitung bzw. in Kombination ausgeführt sein, wobei dann auf eine entsprechende Be- und Entlüftung zu achten ist. In den nachfolgenden Unterpunkten werden die wesentlichen Bestimmungen hinsichtlich dieser beiden Varianten aufgezeigt.

6.4.2.1 Druckrohrleitungen

Druckrohrleitungen müssen in der Lage sein große Druckhöhen und rasche Druckänderungen ohne Schäden aufzunehmen (Dimensionierung sämtlicher Druckleitungen im Anlagenbereich mind. auf den 1,3-fachen maximalen Betriebsdruck) und eine ausreichende Korrosionsbeständigkeit aufweisen, was eine sorgfältige Materialwahl voraussetzt. [34,79: S. 13] Dabei kommt im Dammbereich oft Stahl zum Einsatz, für alle übrigen Leitungen außerhalb des Dammkörpers häufig auch Grauguss bzw. Sphäroguss (GJS²³) mit einer Wandrauigkeit k gemäß Schneider Bautabellen zwischen 0,20 und 0,60 mm (neu). Sphäroguss weist darüber hinaus eine gute Gießbarkeit sowie eine hohe Zugfestigkeit und Zähigkeit auf. [46] Bei Gussrohrleitungen ist vor allem in aggressiven Böden, wie beispielsweise Moorgebieten, auf einen entsprechenden Korrosionsschutzmantel zu achten. [47: Folie 49]

Bei der Dimensionierung der Rohrleitungsanlagen sind sämtliche Formverluste zufolge Krümmungen, Absperrorgane, etc. und Reibungsverluste zu berücksichtigen. Darüber hinaus zählen zu den lokalen Verlusten der Füllleitung zusätzlich sämtliche Verluste im Bereich der Wasserfassung bzw. jene im Auslaufbauwerk des Wasserreservoirs. Beim Verteilernetz sind neben den lokalen Verlusten des Entnahmebauwerks vor allem zusätzliche lokal auftretende Energiehöhenverluste durch zahlreiche Abzweigungen und Zapfstellen zu berücksichtigen.

Eine laminare Strömung kann in der Rohrhydraulik ausgeschlossen werden. Stattdessen tritt in der Regel eine turbulente Strömungsbewegung auf (vgl. Moody-Diagramm [65]).

Bei vollkommenen Ausflüssen unter Druck ist der Wasservolumenstrom nach Formel (6-3) zu ermitteln.

$$Q = \mu * A * v = \mu * A * \sqrt{2 * g * h_{\text{Netto}}} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (6-3)$$

mit: μ ... Abflussbeiwert [-], z.B. aus Schneider Bautabellen

²³ GJS = Gusseisen mit Kugelgraphit; G = Guss, J = Iron, S = Sphärisch

A ... durchflossene Querschnittsfläche [m²]

g ... Erdbeschleunigung [m/s²]

h_{Netto} ... Nettoenergiehöhe [m], $h_{\text{Netto}} = h_{\text{Brutto}} - h_v - h_R$;

h_{Brutto} = Bruttoenergiehöhe = Wasserspiegeldifferenz [m],

h_v ... Lokale Energieverlusthöhe, h_R ... Reibungsverlusthöhe

Wird der Volumenstrom im Triebwasserweg mit Hilfe von Pumpen befördert, ist die Energieniveauerhöhung durch die Pumpe(n) je nach Höhe der Ausbauwasserleistung N_P (Pumpzufuhr Wasserfassung → Speicher bzw. Speicher → Schneeerzeuger) vereinfacht gemäß Formel (6-4) zu berücksichtigen [108: S. 99]:

Pumpenleistung:	$N_P = \frac{\rho * g * Q * h_m}{\eta_p * \eta_M} \text{ [W]}$	(6-4)
-----------------	--	-------

mit: ρ ... Dichte von Wasser [kg/m³]

g ... Erdbeschleunigung [m/s²]

Q ... Förderwassermenge [m³/s]

h_m ... manometrische Förderhöhe der Pumpe [m]

η_p ... Wirkungsgrad der Pumpe [-]

η_M ... Wirkungsgrad des Motors [-]

Bei Anlagen unter Eigendruck ist zu beachten, dass eine minimale Druckhöhe von -7 m gegenüber dem Atmosphärendruck einzuhalten ist, um Kavitationschäden in den Rohrleitungen zu vermeiden. [118: S. 12]

Druckstöße im System, verursacht durch jegliche dynamische Druckänderung (z.B. Ab- und Zuschalten von Pumpen, Pumpenausfall, Schließen bzw. Öffnen von Absperrorganen, etc.), sind unbedingt zu berücksichtigen. Dabei können die Anlagen so ausgelegt werden, dass plötzliche Durchflussänderungen im System und daraus resultierende Druckstöße gezielt verhindert werden. Dies wird neben Be- und Entlüftungseinrichtungen durch verschiedene Druckstoßsicherungen erzielt, welche eine Umwandlung der Bewegungs- in Verformungsenergie verhindern [57: S. 4 u. 20–24]:

i. Energiespeicher:

Abhängig von den technischen Anforderungen und Gegebenheiten kommen zur Speicherung der Bewegungsenergie beispielsweise Pumpenschwungmassen zum Einsatz, welche eine langsame Geschwindigkeitsreduktion durch Energiedissipation bewirken. Besonders bei plötzlichen Pumpenausfällen (z.B. Stromausfall) wird durch die gespeicherte Rotationsenergie der Schwungmasse die Auslaufzeit verlängert und Schäden können vermieden werden.

ii. Ventile und Klappen:

Durch den Einbau von entsprechenden Rückschlag-, Be- oder Entlüftungsventilen können die dynamischen Druckschwankungen reguliert werden. Besteht die Gefahr den zulässigen Betriebsdruck zu überschreiten, können außerdem Sicherheitsdruckventile in der Rohrleitung montiert und die unzulässigen Wasserdrücke über eine Ausblaseleitung schadlos abgeführt werden. [7]

Pumpenrückschlagklappen werden bei erhöhtem Wasserdruck in Strömungsrichtung geöffnet und mit einem abgestuften Stellgesetz geschlossen. Dadurch kann beispielsweise nach einem Pumpenausfall der Rückstrom definiert gedrosselt werden.

iii. Steuerung:

Mit Hilfe gesteuerter Armaturen können ihre Schließ- und Öffnungsvorgänge entsprechend verzögert und die daraus resultierenden Druckänderungen minimiert werden. Auch ein stufenweise geregelter Anlaufvorgang der Pumpen mit ausreichenden Pausezeiten wirkt einer stoßartigen Durchflussänderung entgegen. [91]

6.4.2.2 Freispiegelleitungen

Leitungen oder Gerinne mit Normalabflussregime können gemäß der einschlägigen Fließformel nach Gauckler-Manning-Strickler unter Anwendung der Kontinuität wie folgt bemessen werden:

$$Q = A * K_{ST} * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{J_E} \quad [m^3/s] \quad (6-5)$$

mit: Q ... Durchfluss [m³/s]

A ... durchflossene Querschnittsfläche [m²]

K_{ST} ... Rauigkeitsbeiwert nach Strickler [m^{1/3}/s]

R ... hydraulischer Radius [m], R = A / U mit U ... benetzter Umfang [m]

J_E ... Energieliniengefälle [-],

für gleichförmige Strömungsbewegungen: J_E = J_S ... Sohlneigung [-]

Der Strickler-Beiwert ist von der Oberflächenbeschaffenheit der Rohrleitung bzw. des Gerinnes abhängig und kann abgeschätzt bzw. aus Tabellenwerken (z.B. Schneider Bautabellen) entnommen werden.

Im Hinblick auf die Förderfähigkeit von duktilen Gussrohrleitungen mit Freispiegelabfluss wird von der „European Association For Ductile Iron Pipe Systems“ (EADIPS) bzw. der „Fachgemeinschaft Guss-Rohrsysteme“ (FGR) ein Rechenprogramm zur Verfügung gestellt, welches die hydraulische Berechnung nach den entsprechenden Regelwerken ermöglicht.

6.4.3 Schneeerzeugung und Systeme²⁴

In diesem Kapitel wird zunächst das Prinzip der technischen Schneeerzeugung erklärt und auf wichtige Bedingungen und Faktoren eingegangen, welche die Schneeerzeugung bzw. die Beschneigung maßgeblich beeinflussen. Zusätzlich werden die wichtigsten Systeme zur Beschneigung bzw. deren Funktion nähergebracht sowie die einzelnen Kriterien betreffend ihren Einsatz und Betrieb beschrieben.

²⁴ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1“ [59: S. 62–66], dem „ÖWAV-Regelblatt 210“ [79: S. 10–11], der „Infografik: Nr. 04|2012-Beschneigungsanlagen“ [56] und dem Artikel „Hintergrundinformationen zur technischen Beschneigung“ [116] entnommen.

6.4.3.1 Technische Schneeerzeugung

Die natürliche Schneeerzeugung geht vonstatten, indem in Wassertröpfchen, welche durch Abkühlung und Übersättigung der atmosphärischen Luft entstanden sind (Kondensation), vorhandene Gefrierkerne (Nukleatoren), wie beispielsweise Staubpartikel oder Eiskörner, durch kühle Luftschichten herabfallen und dadurch Schneekristalle entstehen. Die Flugzeit beträgt dabei mehrere Minuten und der Schneekristall hat bei geeigneten niedrigen Temperaturen Zeit um von innen nach außen auszufrieren bzw. die typische hexagonale Schneeflockenform auszubilden (siehe Abbildung 6-2). Dabei werden Kristalldurchmesser von etwa 0,2 bis 5 mm mit einer spezifischen Dichte zwischen 50 und 150 kg/m³ erzeugt.



Abbildung 6-2: Natürlicher Schneekristall [56]

Bei der technischen Schneeerzeugung besteht das Prinzip darin, dass diese benötigten Wassertröpfchen durch Zerstäubung des Wassers in den Düsen der Schneeerzeuger geschaffen werden. Um eine Auskristallisation dieser Tröpfchen in nur wenigen Sekunden zu gewährleisten, müssen sie eine sehr geringe Temperatur aufweisen und von Kristallisationskernen berührt werden (= Nukleation). Dies geschieht, indem Druckluft aus der Düse austritt und expandiert. Die Expansion bewirkt eine extreme Abkühlung der austretenden Luft. Die Nukleatordüsen bilden kleine Wassertropfen, welche durch den extrem kalten Luftstrom gleiten. Diese gefrieren prompt zu Eis und bilden die Gefrierkerne für die restlichen aus den Düsen austretenden Wassertröpfchen.

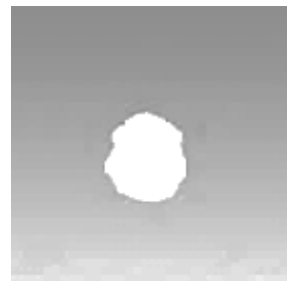


Abbildung 6-3: Technisch erzeugter Schneekristall [56]

Dadurch kommt es zu einer Kristallbildung von außen nach innen, wodurch kleine kompakte Eiskügelchen (siehe Abbildung 6-3) mit einem Durchmesser von etwa 0,1 bis 0,8 mm und einer maximalen Dichte von bis zu 450 kg/m³ entstehen. Die Dichte der Kristalle ist damit etwa dreimal so groß wie jene der natürlichen Schneekristalle, was den Begriff „Kompaktschnee“ erklärt.

Der technisch erzeugte Schnee entsteht demnach durch rein physikalische Vorgänge des Wassers und der Luft, ohne Chemikalien, wie der Ausdruck „künstlicher Schnee“ oft fälschlicherweise vermittelt.

In Abbildung 6-4 wird das Prinzip der technischen Schneeerzeugung zur besseren Veranschaulichung der Nukleation bildlich dargestellt.

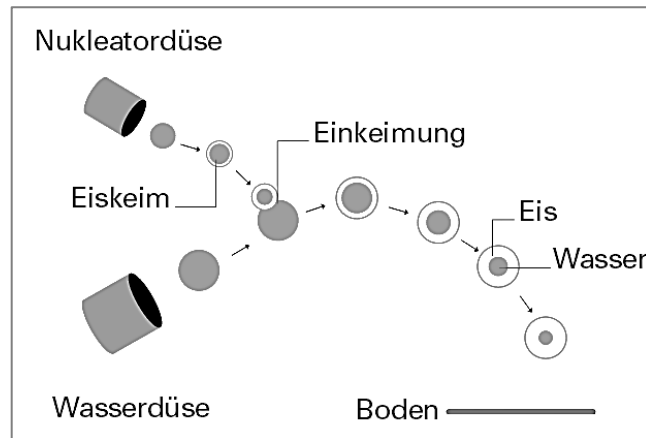


Abbildung 6-4: Prinzip der technischen Schneeerzeugung [56]

Im Allgemeinen soll der technisch erzeugte Schnee so trocken und leicht wie möglich sein, da dadurch eine hohe Luftdurchlässigkeit und eine geringe Wärmeleitfähigkeit bzw. Vereisungsgefahr bestehen. Außerdem kann in diesem Sinne ein größeres Volumen an Schnee erzeugt werden als bei feuchtem Schnee mit hohem Gewicht.

Die positiven Eigenschaften des technisch erzeugten Schnees bzw. die technische Beschneigung selbst kann im Wesentlichen durch folgende Kriterien begünstigt werden:

- i. Geringe Lufttemperatur
- ii. Geringe Wassertemperatur
- iii. Geringe relative Luftfeuchtigkeit
- iv. Gut funktionierende Nukleation

Die erforderlichen atmosphärischen Bedingungen für die Erzeugung von technischem Schnee sind demnach von der Lufttemperatur [°C] und der relativen Luftfeuchtigkeit [%] abhängig. Den direkten Zusammenhang zwischen Tempe-

ratur und Luftfeuchte liefert die Feuchtkugeltemperatur. Als Grenztemperatur für die technische Beschneigung gilt eine Feuchtkugeltemperatur von ca. -2°C bei einer Wassertemperatur von maximal 2°C . Dies würde beispielsweise einer Lufttemperatur von etwa 0°C bei einer relativen Luftfeuchte von 65% entsprechen.

Um die Effizienz der technischen Beschneigung zu erhöhen, kann die Wassertemperatur z.B. mit Hilfe von Kühltürmen gesenkt werden, indem es zu einem Wärmeaustausch zwischen Luft und Wasser kommt. Das gekühlte Wasser gelangt anschließend in ein Kaltwasser-Sammelbecken und wird weiter zu den Schneeerzeugern gepumpt. [38]

Darüber hinaus können Speicherbelüftungssysteme installiert werden, wodurch eine Wasserkühlung durch Umwälzung mittels Druckluft erzielt wird. Dies hat den positiven Zusatzeffekt, dass die Wasseroberfläche des Speichers eisfrei gehalten und die Algenbildung im Sommer reduziert wird. [39] Zur Belüftung können beispielsweise perforierte PE-Leitungen verlegt sein, aus denen regelmäßig Druckluft austritt. [79: S. 13–14]

6.4.3.2 Systeme der technischen Schneeerzeugung

Die eigentlichen Systeme der Schneeerzeugung können in drei Hauptsysteme eingeteilt werden: in das Niederdrucksystem mit Propellerschneeerzeuger, das Lanzensystem und das Hochdrucksystem mit Druckluftschneekanonen. Das Prinzip dieser drei Schneeerzeugungsarten soll im Anschluss kurz beschrieben werden, wobei nicht auf die technischen Details eingegangen werden kann, da diese den Rahmen der vorliegenden Arbeit sprengen würden.

i. Niederdrucksystem mit Propellerschneeerzeuger:

Bei diesem sogenannten „Airless System“ handelt es sich um ein Gebläse, welches sich im Inneren eines kurzen Rohres mit einem mächtigen Durchmesser befindet. Das Gebläse saugt Luft von außen an, welche zusammen mit kleinen Wassertröpfchen aus installierten Wasserdüsen in die Atmosphäre gesprüht wird und zu Schnee auskristallisiert.

Die erforderlichen Eiskeime werden durch Einblasen von komprimierter feuchter Luft aus einem kleinen Druckluftkompressor in den erzeugten Luft-Wasser-Strom gebildet und bewirken die Animpfung (Nukleation). Die dafür benötigte Druckluft kann auch aus einer zentralen Kompressorstation zur Verfügung gestellt werden.

Es besteht neben einer bodennahen Installation mit Schwenkvorrichtung auch die Möglichkeit derartige Niederdruck (ND) - Schneeerzeuger auf stationären Türmen oder Schwenkmasten anzubringen und damit die Wurfweite des Systems zu erhöhen bzw. eine verbesserte Flächenverteilung zu erzielen.

Das Propellerschneeerzeugungssystem zählt generell zu den beliebtesten Erzeugern von Kompaktschnee und ist im europäischen Alpenraum das am häufigsten etablierte. In Abbildung 6-5 ist ein ND-System mit Propellerschneeerzeuger schematisch dargestellt.

ii. Lanzensystem:

Das Lanzensystem besteht aus einer Schneekanone, welche auf einer hohen, schlanken Lanze angebracht wird. Diese Lanzen sind schwenkbar und weisen eine Höhe von etwa 10 m auf. Aufgrund der großen Höhe, können einfache Schneekanonen ohne Trägerluft verwendet werden, wobei eine Zerstäubung des Wassers über Düsen erfolgt, welches bis zum Auftreffen am Boden zu Schneekristallen auskristallisiert (siehe Abbildung 6-5). Das Animpfen mit Hilfe von Nukleatoren passiert hierbei ähnlich wie beim ND-System mittels eingeblasener feuchter Druckluft, welche in der Regel von zentralen Kompressorstationen stammt.

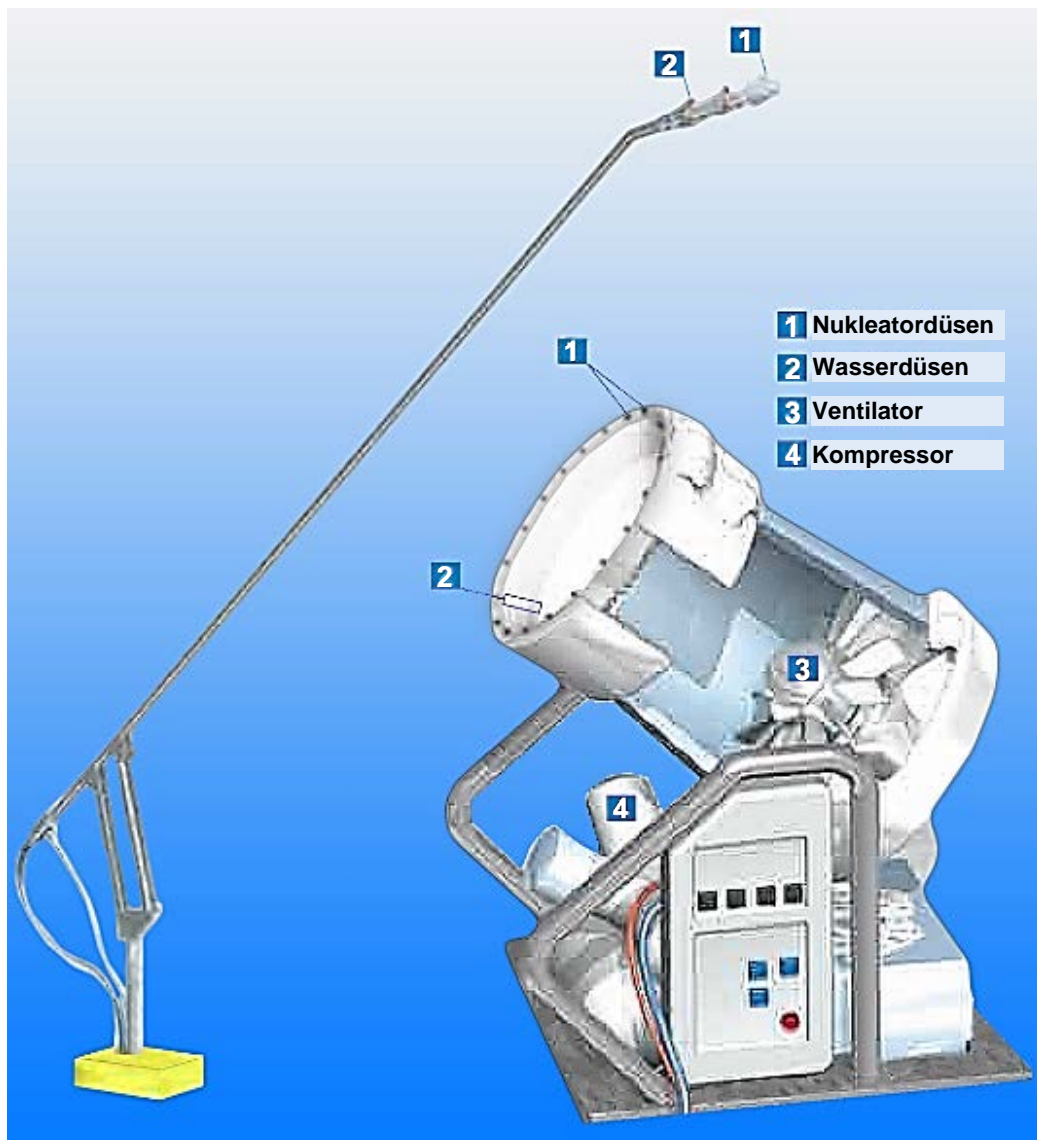


Abbildung 6-5: Schnelanzensystem (links), Propellerschneeerzeuger (rechts) [56]

iii. Hochdrucksystem mit Druckluftschneekanonen:

Beim sogenannten „Air System“ wird mit einer Schneekanone gearbeitet, mit welcher das Wasser mittels eines Stahlrohres durch Druckluft zerstäubt und aus einer Düse in die Atmosphäre geschleudert wird. Dies geschieht bei einem Wasserdruck von mindestens 7 bar und mit Hilfe einer externen Druckluftzufuhr aus einer zentralen Kompressorstation.

Die Druckluft wird bei diesem System jedoch nicht nur für die Zerstäubung des Wassers benötigt, sondern auch als Trägerluft in der Atmosphäre und als Nukleatorluft für die Eiskeimbildung. Daher benötigt das

Hochdrucksystem eine große Menge an komprimierter Luft bzw. Energie für die Druckluftherzeugung und stößt durch die Expansion erhöhte Schallemissionen während der Schneeherzeugung aus. Aus diesen Gründen ist die Etablierung des Hochdrucksystems in Europa eher von untergeordneter Bedeutung. Hochdruck (HD) - Anlagen kommen bei neuen Beschneigungsanlagen kaum noch zum Einsatz und werden weitgehend zu Niederdruck- bzw. Lanzensystemen umgebaut.

Der Trend zur technischen Schneeherzeugung geht demzufolge in Richtung Niederdruck- und Lanzensystem bzw. einer Kombination dieser beiden, wobei bei der Systemwahl die nachfolgenden Faktoren berücksichtigt werden müssen.

Die Anwendung des Lanzensystems ist bei schmalen bzw. steilen Pisten vorteilhaft, jedoch ist bei der Installation die hohe Anfälligkeit gegenüber Wind zu beachten. Die Beschneigungsbreite einer stationären Schneilanze ist stark eingeschränkt und erfordert daher bei breiten Pisten eine flächige Verteilung des Kompaktschnees mit Hilfe von Pistengeräten.

Beim ND-System können entweder, unter Berücksichtigung des erhöhten Aufwands durch das Versetzen, mobile Schneekanonen angewandt und damit eine erhöhte Flexibilität der Beschneigung erzielt oder stationäre Schneeherzeuger auf Türmen installiert werden. Außerdem kann ebenso mit einer Kombination dieser beiden Systeme gearbeitet werden. Grundsätzlich ist die ND-Schneeherzeugung universell einsetzbar und unempfindlich was Windangriffe betrifft, jedoch aufwändig in der Installation am Feld.

Bei der Systemwahl sind außerdem die jährlich benötigte Ausrüstung der Schneeherzeuger (Türme, Lanzen, etc.) bzw. die örtlichen Verhältnisse in Bezug auf die Zugänglichkeit und Transportmöglichkeit von Bedeutung.

Die Schneibarkeit bzw. die Schneequalität ist kein Grund für oder gegen die Anwendung eines der beiden Systeme, da durch eine geeignete Düsenwahl kaum Unterschiede ersichtlich sind. Die Grenztemperaturen für die technische Beschneigung bei klimatisch ungünstigen Verhältnissen (hohe Außentemperaturen, hohe Feuchte) sind bei beiden Systemen etwa dieselben. Auch der Betrieb

bei reduzierter Wasserleistung (**Teillastbetrieb**) ist sowohl beim ND-System als auch beim Lanzensystem gleichermaßen effizient und wirtschaftlich.

Wie bereits in Kapitel 6.1 „Ermittlung des Wasserbedarfs“ beschrieben, beträgt die spezifische Dichte des technisch erzeugten Schnees durchschnittlich zwischen 260 und 430 kg/m³ und ist abhängig vom freien Wassergehalt bzw. von der Lagerung der Kristalle im Kompaktschnee. Die ideale Zusammensetzung des frisch erzeugten Schnees ergibt sich bei einem Restfeuchtegehalt von maximal 15% und einer Dichte von etwa 360 kg/m³, da dadurch die Vereisungsgefahr und die Windverfrachtung gering gehalten werden bzw. eine effektive Präparierung der Pisten gegeben ist.

Um diesen optimalen Schnee erzeugen zu können, hängt die dafür erforderliche Wasserleistung eines Schneeeerzeugers in Kubikmeter pro Sekunde von zahlreichen Faktoren ab, welche in der nächsten Abbildung dargestellt sind.



Abbildung 6-6: Kriterien der Schneequalität von Schneeeerzeugern [59: S. 65]

Da die Verdunstung des Wassers bei der Schneeerzeugung eine entscheidende Rolle spielt, haben die Außentemperatur und die –feuchte großen Einfluss auf die Schneibarkeit bzw. in weiterer Folge auf die Schneequalität. Bei einer Außenlufttemperatur von weniger als -10°C und einer relativen Feuchte unter 60% kann in der Regel von einem **Vollastbetrieb** (Betrieb der Anlage mit maximaler Wasserleistung) der Schneeeerzeuger ausgegangen werden. Herrschen relativ warme Außentemperaturen und eine hohe relative Luftfeuchtigkeit vor,

sinkt ihre Leistung beträchtlich ab. Im Vergleich zum Volllastbetrieb, beträgt die Leistung in diesem Fall etwa nur mehr 20%. Die Feuchtkugeltemperatur ist in diesem Zusammenhang nahezu proportional zum Teillastfaktor.

Bei der Installation der Schneeerzeuger ist daher das Teillastverhalten der gesamten Anlage ausschlaggebend, um eine möglichst günstige bzw. wirtschaftliche Beschneigung auch bei höheren Außentemperaturen zu gewährleisten. Dazu müssen der Teillastfaktor eines einzelnen Schneeerzeugers sowie die Anzahl der betriebenen Schneekanonen bekannt sein.

Im Durchschnitt wird der mittlere Lastfaktor der technischen Beschneigung im Alpenraum etwa mit 60 bis 80% angegeben. Demzufolge beträgt die durchschnittliche Nutzung der Schneeerzeuger, hinsichtlich der installierten Volllastwasserleistung, lediglich 60 bis 80%. Dies hat Auswirkungen auf den konzipierten Schneibetrieb und eine Anpassung der Auslegungswerte auf diesen Lastfaktor hat für die gesamte Beschneiungsanlage zu erfolgen. Der mittlere Lastfaktor kann jedoch gesteigert werden, indem eine größere Anzahl an Schneeerzeugern verwendet wird. Demnach kann ein zufriedenstellender Schneibetrieb bei warmen Außentemperaturen durch den Einsatz von mehreren Schneeerzeugern im Teillastbetrieb erzielt werden. Sinkt die Temperatur jedoch wieder ab, so steigt der Lastfaktor der Schneeerzeuger an und die verfügbare Wasserleistung ist für die vorhandenen Schneekanonen zu gering.

Für die Auslegung einer Beschneiungsanlage ist daher nicht nur eine Abschätzung des Wasserbedarfs im Volllastbetrieb erforderlich, sondern auch eine Abschätzung des vorhandenen mittleren Lastfaktors bezogen auf die örtlichen klimatischen Gegebenheiten, um etwaige Schneizeiten die gesamte Saison über (Grund-, Nach-, Ausbesserungsbeschneigung) richtig zu konzipieren.

Um den Lastfaktor bei schlechten atmosphärischen Bedingungen zu erhöhen, gelingt es neuesten Technologien bereits bei deutlichen Plusgraden Schnee zu produzieren. Als Beispiel kann der „Vakuum-Snowmaker“ aus Israel genannt werden, der in der Lage ist bei Plusgraden zu schneien, indem im Vakuum ein Teil des Wassers verdampft, wodurch dem anderen Teil Energie entzogen wird und eine Abkühlung des Wassers bis unter den Gefrierpunkt erfolgt bzw.

Schnee produziert wird. Diese riesige Schneemaschine kommt z.B. im Tiroler Pitztal zum Einsatz. [120]

Auch die sogenannte „Snowfactory“ der Firma Techno Alpin bietet ein ähnliches System an, bei welchem das Wasser in einem Wärmeaustauscher bis zum Gefrierpunkt abgekühlt wird und kleine trockene Eisplättchen produziert werden. Dadurch kann der Schneivorgang bei jeglichen Außentemperaturen vollzogen werden. [109]

Solche Systeme sind jedoch sehr groß und schwer bzw. teuer und können die klassische Beschneigung daher bisher nicht ersetzen, sondern lediglich punktuell unterstützen.

6.4.3.3 Ausblick: Ressourcenschonende Technologien

Neben der Verwendung von erneuerbaren Energien gibt es für die technische Beschneigung einige effiziente und energieschonende Technologien, von denen im Anschluss zwei davon aufgezählt und näher erläutert werden sollen.

Um einen ressourcenschonenden technischen Schneibetrieb zu fördern, wurden bereits neue Systeme wie beispielsweise das „Nessy Zero Energy“-System der Bächler Top Track AG entwickelt, wobei der für den Schneivorgang benötigte Druck aus der Energiehöhendifferenz zwischen einem hochgelegenen Bergsee, der als Speicherbecken fungiert, und dem Schneeerzeuger genutzt wird. Mit Hilfe einer Strahlpumpe wird zunächst ein Luft-Wasser-Gemisch produziert, das anschließend in Wasser und Druckluft aufgespalten wird. Dabei wird eine Energiehöhendifferenz von mindestens 200 m benötigt. [5]

Außerdem können satellitengesteuerte Flotten- und Pistenmanagementsysteme wie beispielsweise das „Snowsat“-System verwendet werden, mit dem Ziel, GPS-gesteuerte Positionsbestimmungen der Pistenraupen sowie Schneetiefenmessungen durchzuführen, um eine gezielte und gleichmäßige Schneeverteilung auf den Pisten zu ermöglichen. Dazu wird im Sommer ein exaktes digitales Geländemodell erstellt und über die Differenz der Pistenbullyposition im Winter und der bekannten Geländehöhe im Sommer die vorhandene Schneehöhe für jeden Geländepunkt mit einer Genauigkeit von +/- 3 cm digital ermittelt

und ausgegeben. Zusätzlich werden Gefahrenbereiche (stationäre Schneekanonnen, Wege, Pistenränder, etc.) positionsgenau am Pistenbullybildschirm angezeigt, was die Sicherheit und Orientierung der FahrerInnen auch bei schlechten Sichtverhältnissen verbessert. Die Schneeproduktion kann gezielt an die jeweilige Schneedicke angepasst und der Kraftstoffverbrauch der Pistengeräte durch optimierte Wege minimiert werden. [100,82]

6.5 Anforderungen an die Anlagentechnik²⁵

Da die Anlagentechnik, wie bereits beschrieben, eine Vielzahl von technischen Fachbereichen beinhaltet, kann an dieser Stelle keine Auflistung aller spezifischen Anforderungen erfolgen, jedoch auf betreffende nationale und internationale Normen, Regelblätter sowie technische Regelwerke und den „Leitfaden für wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1“ [59: S. 70–77] hingewiesen werden.

In diesem Kapitel wird lediglich auf fundamentale technische Anforderungen bezogen auf das wasserbautechnische, das hygienisch bzw. umweltmedizinische sowie das wildbach- und lawinentechnische Fachgebiet eingegangen.

6.5.1 Wasserbautechnische Anforderungen

- Bevor mit dem Bau einer Beschneiungsanlage begonnen werden kann, muss nach Absprache mit den jeweils Zuständigen die Lage sämtlicher Leitungen und Einbauten eruiert und Sicherheitsabstände gemäß ÖNORM B 2533 [68] eingehalten werden. Ist Letzteres nicht möglich, so müssen entsprechende Sicherheitsmaßnahmen konzipiert werden.
- Es muss dafür Sorge getragen werden, dass wassergefährdende Stoffe, wie Mineralöle, Chemikalien oder Abfälle jeglicher Art, weder während der Bauarbeiten, noch während des späteren Betriebs der Anlage die Qualität des Grundwassers bzw. der Gewässer beeinträchtigen.

²⁵ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1“ [59: S. 70–73] entnommen.

- Sämtliche Rohrleitungen unter Druck sollten in frostfreier Tiefe verlegt werden. Außerdem ist etwa 50 cm oberhalb des Rohrscheitels ein Warnband zu platzieren.
- Bei rutschgefährdeten oder vernässten Untergrundverhältnissen müssen Drainagen entlang der Rohrleitungen mitgeführt werden, welche je nach Gegebenheiten in Fließgewässer oder beispielsweise in entsprechende Entwässerungssysteme ausgeleitet werden. Um einem eventuellen Setzungs- bzw. Erosionsverhalten des Verfüllmaterials im steilen Gelände bautechnisch entgegenzuwirken, werden zusätzliche Sperrriegel eingebaut.
- Die Rohrverbindungen am Feld müssen eine ausreichende Schub- und Zugsicherheit aufweisen. Die Abtragung etwaiger Zwangskräfte aufgrund Rohrabzweigungen, etc. in den Untergrund muss jedenfalls gewährleistet sein.
- Eine Durchflussmessung in l/s bzw. m³/h hat in der Regel in den Pumpstationen und bei der Wasserfassung zu erfolgen. Dazu werden eine ausreichend lange Beruhigungsstrecke sowie eine detaillierte Aufzeichnung der jährlich entnommenen Gesamtwassermenge und der monatlichen Entnahmemenge gefordert.

Die Messung erfolgt in der Regel mit einem magnetisch induktiven Durchflussmessgerät (IDM), bei welchem über ein durch zwei Magnetspulen erzeugtes konstantes Magnetfeld bzw. zwei Elektroden Spannung abgegriffen wird, die eine direkte Proportionalität zur Fließgeschwindigkeit aufweist. Durch die Kontinuitätsgleichung kann anschließend der vorhandene Durchfluss bestimmt werden. [49]

- Die vor dem Bau der Beschneiungsanlage vorhandenen Abflussverhältnisse, in natürlicher und künstlicher Hinsicht, dürfen während der Bauarbeiten und nach Fertigstellung der Anlage bzw. durch den Betrieb nicht nachteilig beeinträchtigt werden. Die Funktionsfähigkeit der Entwässerungssysteme von Straßen oder landwirtschaftlichen Flächen, etc. muss gewährleistet sein.

- Bevor mit Arbeiten in und an Gewässern begonnen wird, ist die zuständige Dienststelle, die Gewässerbetreuung betreffend, zu informieren.
- Gemäß ÖNORM EN 1508 [72] ist nach Fertigstellung des Wasserreservoirs eine Dichtheitsprüfung durchzuführen. Dabei erfolgt eine mindestens 48-stündige Beobachtung des Wasserbehälters bei Vollstau, die von fachkundigen Sachverständigen durchzuführen und zu protokollieren ist.
- Bei der Wasserfassung aus Fließgewässern oder stehenden Gewässern muss sichergestellt werden, dass der ursprüngliche Hochwasserabfluss nicht erheblich beeinträchtigt wird.
- Bei der Wasserentnahme aus Trinkwasserversorgungsanlagen erfolgt eine Überwachung des Hochbehälterwasserspiegels bzw. des Wasserdruckes im Versorgungsnetz. Es werden Fernalarmsysteme bzw. automatisierte Abschaltssysteme installiert, welche anspringen, sobald eine Mindestgrenze des abgesenkten Wasserspiegels bzw. des Wasserdruckes erreicht ist. Zudem muss eine Beeinflussung des Trinkwassers durch die Beschneigungsanlage aus hygienischer Sicht ausgeschlossen werden können.

6.5.2 *Hygienische und umweltmedizinische Anforderungen*

- Die Qualität des Schneiwassers hat im Allgemeinen je nach Anlagenstandort gewissen Mindestanforderungen zu genügen. Dabei spielen hygienische Aspekte wie beispielsweise bakteriologische Bedingungen eine wichtige Rolle, welche in Kapitel 7.4 „Wasserqualität für die Beschneigung“ detailliert beschrieben werden.

Falls diese Mindestanforderungen nicht eingehalten werden können, ist eine UV-Desinfektionsanlage einzurichten, wodurch Mikroorganismen durch einen physikalischen Prozess deaktiviert werden, indem sie ihre Infektions- und Reproduktionsfähigkeit aufgrund der Wellenlängen der UV-Strahlung verlieren. [110]

Wartungs- und Reparaturarbeiten sowie Prüfmaßnahmen der Desinfektionsanlage jeglicher Art sind in eigens dafür vorbereiteten Betriebsbüchern festzuhalten. Ein Wartungsvertrag mit dem Herstellerbetrieb wird bei größeren Anlagen empfohlen.

- Befindet sich der Standort der Anlage in der Nähe von Quellen oder Brunnen, die der Einspeisung in eine Trinkwasserversorgungsanlage dienen, muss die bakteriologische Qualität des Schneiwassers jener der Trinkwasserqualität gleichen. Wird dazu eine UV-Desinfektionsanlage benötigt, muss ihre Prüfung und Zertifizierung gemäß ÖNORM M 5873-1 [73] bzw. ÖNORM M 5873-2 [74] oder nach dem Arbeitsblatt W 294 [45] des Deutschen Vereins des Gas- und Wasserfaches e.V. eingehalten werden.
- Generell hat eine Untersuchung der Schneiwasserqualität einmal pro Jahr, bevor mit der Grundbeschneieung begonnen wird, durch eine staatliche bzw. staatlich befugte Untersuchungsanstalt in bakteriologischer und chemisch-physikalischer Hinsicht zu erfolgen. Die daraus resultierenden Ergebnisse sind der Wasserrechtsbehörde vorzulegen.

Bei installierten UV-Desinfektionsanlagen ist eine Probenentnahme vor und nach der Anlage vorzusehen. Wird der Wasserbedarf zur Beschneieung aus Trinkwasserversorgungsanlagen bezogen, müssen die Ergebnisse ihrer Trinkwasseruntersuchung jährlich vorgelegt werden.

- Befindet sich der Standort der Beschneieungsanlage innerhalb bzw. nahe eines Wasserschutz- bzw. -schongebiets, können zusätzliche Maßnahmen zum Schutz des bezogenen Wassers bestehen. Beispielsweise ist das Abstellen oder Betanken von Fahrzeugen sowie das Benutzen dieser Flächen als Lagerstätte von sämtlichen wassergefährdenden Stoffen in diesen Gebieten verboten.
- Für den Fall, dass wasserschädliche Öle während des Baus bzw. des Betriebs der Anlage austreten, muss dafür Sorge getragen werden, dass diese schnellstmöglich abgeschirmt werden. Dazu werden entsprechen-

de Wannen gebaut und Ölbindemittel zum Abbinden der Öle eingebracht.

6.5.3 *Wildbach- und Lawinentechnische Anforderungen*

- Im Bereich der Wasserfassung sind im Falle von Hochwässern und Murbzw. Lawinenabgängen hydraulische und statische Sicherheitsnachweise zu erbringen und eventuelle Konsequenzen durch die Entnahme auf die Geschiebeverhältnisse des Gewässers zu beurteilen.
- Für oberirdische Anlagenelemente gelten verschärfte Anforderungen aus sicherheitstechnischer Sicht aufgrund möglicher Lawinenabgänge.

7. **Ökologische und hygienische Aspekte**

Wie bereits erwähnt, gelten für Beschneiungsanlagen einige wichtige Gesichtspunkte aus ökologischer und hygienischer Sicht. Dabei handelt es sich vorwiegend um gewässerökologische Aspekte bezüglich der Wasserentnahme aus Gewässern zur Deckung des erforderlichen Schneiwasserbedarfs und um geforderte bautechnische und betriebliche Bedingungen in Bezug auf den Speicherteich, der neben seiner Speicherfunktion auch als ökologisch wertvoller Lebensraum fungiert. Außerdem werden in diesem Kapitel die Wasserbelastung der Pistenflächen hinsichtlich der technischen Schneeerzeugung beschrieben sowie qualitätsorientierte Anforderungen an das Schneiwasser aufgezeigt.

7.1 **Gewässerökologische Aspekte von Wasserentnahmen**²⁶

Hinsichtlich der Wasserfassung gelten je nach Entnahmegewässer unterschiedliche ökologisch relevante Bestimmungen. Bei der Wasserentnahme aus sonstigen Anlagen können aufgrund der Vielzahl von Möglichkeiten und der gesetz-

²⁶ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1“ [59: S. 59–61] entnommen.

lich unterschiedlich geregelten Bestimmungen nicht sämtliche ökologisch wichtigen Aspekte aufgezeigt werden. Daher erfolgt im Rahmen dieser Arbeit eine Einschränkung, indem die entsprechenden gewässerökologischen Vorgaben vier unterschiedlichen Arten der Wasserentnahme zugeordnet werden. Dazu zählt die Wasserfassung aus kleinen Fließgewässern, aus großen Fließgewässern, aus stehenden Gewässern sowie aus Trinkwasserversorgungsanlagen.

Die Anforderungen hinsichtlich der einzuhaltenden Qualitätsziele der Gewässer gelten generell gemäß §30 ff WRG [10] bzw. gemäß den entsprechenden Qualitätszielverordnungen „QZV Chemie OG“ [13], „QZV Ökologie OG“ [15] sowie „QZV Chemie GW“ [16].

Einen der wichtigsten Grundsätze, den es beim Eingreifen in ein Oberflächengewässer einzuhalten gilt, beschreibt §30a WRG [10], der an dieser Stelle kurz erläutert werden soll. Dabei ist ein Oberflächengewässer so zu schützen, dass zumindest ein guter ökologischer, bzw. bei erheblich veränderten Gewässern ein gutes ökologisches Potenzial, und guter chemischer Zustand erreicht bzw. beibehalten wird. Eine gewässerökologische bzw. chemische Verschlechterung ist lediglich in Ausnahmesituationen zulässig.

Außerdem ist für Entnahmebauwerke in Fließgewässern, in welchen sich Fischlebensräume befinden, grundsätzlich eine ganzjährig überquerbare Fischpassage mit Hilfe geeigneter baulicher Maßnahmen zu gewährleisten.

7.1.1 Wasserentnahme aus kleinen Fließgewässern

Bei der Wasserfassung aus kleinen Fließgewässern ist zu beachten, dass neben einer maximal zulässigen Entnahmemengenmenge eine Restwassermenge im Fließgewässer (= Dotation) vorherrschen muss. Diese Pflichtwasserführung betrifft die verordneten Qualitätsziele des Oberflächenwasserkörpers und muss ident zur Entnahmeleistung mit Hilfe von installierten Messsystemen regelmäßig aufgezeichnet und sichergestellt werden.

Die Wasserfassung aus kleinen Gewässern befindet sich meist auf gleicher Höhe oder oberhalb des Speicherteichs, welcher in der Regel in den späten Frühjahrs- bzw. Frühsommermonaten befüllt wird. In Bezug auf die Entnahme-

zeiten sowie die maximal zulässige Entnahmewassermenge und Mindestwasserführung sind die Qualitätsanforderungen nach Gewässer einzuhalten.

7.1.2 *Wasserentnahme aus großen Fließgewässern*

Bei der Wasserentnahme aus großen Fließgewässern kann das Wasser entweder als unmittelbares Schneiwasser oder zur Befüllung eines Speichers dienen. Im ersten Fall gelten dieselben Wasserentnahmekriterien wie jene für Wasserkraftanlagen.

Analog zur Wasserfassung an kleinen Fließgewässern, müssen bei der Auslegung der Entnahme- und Pflichtrestwassermenge die ökologischen Qualitätsziele gewährleistet sein.

Wird der Bereich der Wasserentnahme etwa durch Schwallbetrieb, Einleitung von Abwässern, etc. beeinflusst, kann die Schneiwasserentnahme Auswirkungen auf die natürliche Wasserführung bzw. auf die Wasserqualität haben. Wenn das Entnahgebauwerk der Beschneiungsanlage beispielsweise innerhalb einer Ausleitungsstrecke eines Kraftwerks liegt, muss eine erhöhte Pflichtwasserabgabe des Oberlieggers erfolgen, um eine Wasserentnahme zu ermöglichen. Liegt die geplante Fassungsstelle im Bereich einer Abwassereinleitung, so muss die erforderliche Mindestverdünnung gemäß Immissionsrichtlinie bzw. QZV Chemie OG [13] weiterhin gewährleistet sein. [79: S. 12]

Im Allgemeinen erfolgt im Wasserfassungsbereich eine kontinuierliche Aufzeichnung der Entnahmewassermenge mit geeigneten Messinstrumenten. Die Dotation in der Ausleitungsstrecke muss nur dann aufgezeichnet werden, wenn durch die Menge der Wasserentnahme die natürliche Wasserführung maßgeblich beeinflusst und eine Unterschreitung der Mindestgrenze erwartet werden kann.

7.1.3 *Wasserentnahme aus stehenden Gewässern*

Da bei Wasserfassungen aus stehenden Gewässern in der Regel keine spürbare Absenkung des Wasserspiegels erfolgt, gelten für Seen ab einer Fläche von

über 0,5 km² keine speziellen ökologischen Bedingungen, die eingehalten werden müssen.

Erfolgt jedoch eine Wasserentnahme aus kleineren Teichen mit einer Fläche kleiner 0,5 km², kann ein Absinken des Wasserniveaus nicht ausgeschlossen werden und es muss daher im Einzelfall eine Beurteilung der Wasserbilanz hinsichtlich der Qualitätsziele erfolgen.

Zudem muss gewährleistet werden, dass der ökologische Haushalt von bestehenden Seeausrinnen durch die Wasserentnahme nicht nachteilig beeinträchtigt wird.

7.1.4 Wasserentnahme aus Trinkwasserversorgungsanlagen

Wie bereits in Kapitel 6.4.1.4 „Entnahme aus sonstigen Anlagen“ erwähnt, wird das Entnahmewasser aus Trinkwasserversorgungsanlagen lediglich aus dem Überwasser der Anlage bezogen (Prioritätsregelung). Die Wassermenge kann in weiterer Folge für die Befüllung eines Speicherteichs oder direkt zur technischen Beschneidung verwendet werden.

Da das vorhandene Überwasser der Anlage in der Regel einem Fließgewässer zugeführt wird, ist darauf zu achten, dass die geforderte Dotation für das betroffene Gewässer trotz der zusätzlichen Entnahme für die Beschneidung gewährleistet wird.

7.2 Gewässerökologie im Speicherbecken²⁷

Das Wasserreservoir zur Zwischenspeicherung des gefassten Wassers bildet als stehendes Gewässer den idealen Lebensraum für im bzw. am Wasser lebende Organismen jeglicher Art wie beispielsweise Frösche, Kröten, Molche oder Libellen. Dieses wertvolle Ökosystem sollte während des gesamten Betriebs einer Beschneidungsanlage erhalten bleiben und den Lebewesen auch während des Schneibetriebes ein Überwintern ermöglichen. Infolgedessen sind

²⁷ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneidungsanlagen, Band 1“ [59: S. 51–52] entnommen.

einige gewässerökologische Kriterien zur Erhaltung der Flora und Fauna im Speicher einzuhalten, auf welche in diesem Kapitel eingegangen wird.

Im Winter sollte ein gewisses Restwasservolumen im Speicherbecken permanent als Lebensraum für wassergebundene Organismen zur Verfügung stehen, das nicht für die Beschneidung verwendet wird. Die Fläche dieses Restinhaltes sollte etwa 10 bis 20% der Gesamtoberfläche des Speicherteiches bei Vollfüllung betragen. Um außerdem ein Durchfrieren dieser Restwassermenge zu vermeiden, sollte die tiefste Stelle abhängig von der Höhenlage des Speichers jedenfalls 1 bis 1,5 m tief sein.

Für Organismen, welche an der Sohle des Speichers angesiedelt sind, wird eine möglichst naturnahe Beckensohle empfohlen. Dies wird bei folienabgedichteten Speichern ohnedies durch die erforderliche Überschüttung gewährleistet. Liegt jedoch eine andere Abdichtungsart, beispielsweise eine Beton- oder Asphaltbetonaußendichtung vor, muss der unnatürlich glatten und strukturlosen Oberfläche entgegengewirkt werden.

Sämtliche Uferlinien im Speicher sollten aus ökologischer Sicht durch Unregelmäßigkeiten möglichst naturnahe gestaltet werden. Beispielsweise sollte eine regelmäßige, geschlossene Reihung aus Wasserbausteinen verhindert werden. Aus Beobachtungen ist bekannt, dass sich dazu besonders Humus mit ausgestochenen Grasnarben- oder Pflanzenstücken eignet, die zur Befestigung in Kokosmatten eingebunden werden.

Es wird empfohlen, je nach gegebenen Geländeverhältnissen, Flachwasserbereiche am Rand des Speicherbeckens auszuführen, um besonders für Amphibien einen bevorzugten Lebensraum zu schaffen. Dabei ist wegen der Durchfrierungsgefahr erneut auf eine Wassertiefe von ca. 1 bis 1,5 m zu achten.

Je nach Höhenlage des Speicherbeckens ist zu klären, ob ein Fischbesatz sinnvoll ist. Eventuelle organische Belastungen des Schneiwassers, beispielsweise aufgrund von Fischfütterungen, sind in diesem Fall zu beachten.

7.3 Wasserbelastung der Schneiflächen und Ableitungssysteme²⁸

Die zusätzliche Wasserbelastung der Schneiflächen durch die technische Beschneigung hat Auswirkungen auf den natürlichen Wasserhaushalt und kann Einfluss auf vorhandene Vegetationsgegebenheiten bzw. die Bodenstabilität nehmen. Beim Abschmelzen des Schnees ist außerdem das Abflussregime zu untersuchen und eventuelle Folgewirkungen auf Oberflächengewässer sind zu beurteilen.

Es ist zu beachten, dass nicht die gesamte für den Schneiprozess verwendete Wassermenge tatsächlich auf den Pistenflächen zu liegen kommt. Beispielsweise reduzieren Verdunstungsvorgänge oder ungünstige Windverhältnisse während des Schneiprozesses die Schnee- bzw. Wassermenge auf den Pisten. Zudem wird der technisch aufgebrauchte Schnee teils durch den Wind, teils durch das Präparieren der Pisten weitertransportiert bzw. aufgrund von Verdampfungs- und Sublimationsprozessen verflüchtigt.

Im Allgemeinen sind Aussagen über die Verminderung der Wasserbelastung nur schwer einzuschätzen, da die Bewertung der klimatischen Verhältnisse (Lufttemperatur, Luftfeuchte, etc.) sowie der Wind- und Sonnenexpositionen für den jeweiligen winterlichen Verlauf komplex ist. Aus Erfahrungen ist jedoch bekannt, dass die Reduktion der Wassermenge zufolge Windverfrachtung, Verdunstung und Schneivorgang jährlich etwa 40% beträgt. Demzufolge liegt die Wasserbelastung der Schneiflächen durch das Abschmelzen des technisch erzeugten Schnees etwa bei 60% der gesamten aufgebrauchten Wassermenge.

Zusätzlich zur Wasserbelastung durch den technisch hergestellten Schnee muss zur Beurteilung der **Gesamtwasserbelastung** der Pisten auch die Wassermenge aus dem natürlichen Schneefall berücksichtigt werden. Da gegenwärtig in nahezu allen subalpinen Skiregionen eine Grundbeschneigung erfolgen muss, besteht eine bessere Isolation gegen die Erdwärme und damit eine bessere Haftung des natürlichen Schnees auf der technisch erzeugten Grundierungsschicht. Diese Beobachtung hat direkten Einfluss auf die benötigte Was-

²⁸ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1“ [59: S. 56–58] entnommen.

sermenge für die technische Nachbeschneigung und damit auf die jährliche Gesamtwassermenge des klimatischen Normaljahres (siehe Kapitel 6.1 „Ermittlung des Wasserbedarfs“).

Aus diesem Grund kommt der jährliche Gesamtwasserbedarf der technischen Beschneigung für ein klimatisches Normaljahr lediglich dann zu tragen, wenn eine Reduktion des natürlichen Schneefalls besteht oder das natürliche Schneeausmaß nicht in der ersten Hälfte des Winters auftritt. Infolgedessen hat eine volle Addition der Wassermengen zur Ermittlung der Gesamtwasserbelastung der Schneeflächen aus technischer und natürlicher Beschneigung nur begrenzt zu erfolgen.

Im Falle eines klimatischen Extremjahres erfolgt eine umfangreiche Nachbeschneigung, da die Schneedecke aus der Grundbeschneigung durch Tauwetter größtenteils abgeschmolzen ist. Daher wird eine erhöhte Wassermenge hinsichtlich der technischen Beschneigung benötigt, jedoch werden zwei zeitlich versetzte Abfolgen der Wasserbelastung erzeugt. Die erste Wasserbelastung erfolgt bereits während des Warmwettereinbruchs und steht daher beim Abschmelzen im Frühjahr (zweite Wasserbelastung) nicht mehr zur Gänze zur Verfügung. Aus diesem Grund darf zur Ermittlung der Gesamtwasserbelastung der Schneeflächen auch in diesem Fall keine volle Addition der jährlichen Gesamtwassermenge im klimatischen Extremjahr mit der Wasserbelastung aus der natürlichen Beschneigung erfolgen.

Dennoch besteht eine erhebliche Wasserbelastung der Pistenflächen aufgrund natürlicher und technischer Beschneigung, welche jedenfalls im Einzelfall beurteilt werden muss. Im Allgemeinen ist in diesem Zusammenhang unbedingt ein funktionierendes Entwässerungssystem erforderlich.

Die Ableitung der anfallenden Schmelz- und Regenwässer erfolgt einerseits über die natürliche Aufnahmefähigkeit des Bodens, andererseits mit Hilfe von installierten Sammel- bzw. Ableitungssystemen und ist je nach geologischen und topografischen sowie klimatischen Bedingungen spezifisch zu beurteilen. Mittels entsprechender unterirdisch geführter Entwässerungssysteme wird Ver-

nässungen, stehenden Wässern, Erosionen oder sogar Hangrutschungen entgegengewirkt und eine geordnete Ableitung der anfallenden Wässer erzielt.

Auf diese Weise wird auch die Möglichkeit einer Retention zur Reduktion von Abflussspitzen in den betreffenden Fließgewässern geboten. Die Dimensionen der Entwässerungssysteme müssen den maßgebenden Abflussbedingungen entsprechen. Dabei erfolgt in der Regel eine Bemessung auf sommerliche Starkregenereignisse, da die Abflussmenge zufolge Schmelzwasser weit geringer ausfällt.

Zu beachten ist jedoch, dass die natürliche Aufnahmefähigkeit des Untergrundes im Frühjahr wegen des teilweise noch erstarrten Bodens durch winterliche Temperaturen grundsätzlich geringer ist als jene im Sommer. Bei der technisch erzeugten kompakten Schneeschicht wurde hingegen aufgrund der besseren Isolationsfähigkeit ein weniger stark durchgefrorener Untergrund und damit ein erhöhter Porenraum zur Aufnahme von Schmelzwasser festgestellt.

7.4 Wasserqualität für die Beschneigung²⁹

Das verwendete Schneiwasser wird dem natürlichen Wasserkreislauf durch Versickerung, Verflüchtigung oder Ableitung in Gewässer rückgeführt. Daher übt die Wasserqualität des verwendeten Schneiwassers unmittelbaren Einfluss auf den ökologischen Lebensraum aus und muss gewissen Anforderungen entsprechen, welche im Anschluss erläutert werden.

7.4.1 Definition der Wasserqualität

Bei der Bestimmung und Beurteilung der Wasserqualität muss zunächst unterschieden werden, ob es sich um die bakteriologische Qualität, bei welcher der Gehalt an Bakterien, Viren, Pilzen und Protozoen gemessen wird, oder um die chemisch-physikalische bzw. toxikologische Qualität in Bezug auf den Ammoni-

²⁹ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1“ [59: S. 66–68] entnommen.

umgehalt, vorhandene Kohlenwasserstoffe, Nitrate, Nitrite, Chloride, Schwermetalle, etc. handelt.

Außerdem spielt der Zeitpunkt bzw. der Ort der Qualitätseruierung eine entscheidende Rolle. Damit ist beispielsweise gemeint, dass die Qualität des Entnahmewassers nicht zwingend dieselbe ist, wie jene des Schneiwassers, das die Schneeerzeuger ausschleudern. Insbesondere durch technische Anlagen (z.B. Fassungs-, Kühlungsanlagen, etc.) kann die Wasserqualität beeinflusst werden. Nachfolgend werden die verschiedenen Einflussfaktoren der Wasserqualität innerhalb einer Beschneiungsanlage definiert:

i. Qualität des Nativwassers:

Mit der Qualität des Nativwassers ist die hygienische Belastung im Bereich der Wasserfassung aus Gewässern, Grund- oder Quellwasser gemeint. Die Qualität wird dabei in der Regel durch die Landwirtschaft oder Abwässer beeinflusst.

ii. Wasserqualität im Speicherbecken:

Durch lange Vorhaltezeiten des Wassers im Speicherteich, kann die Wassergüte positiv beeinträchtigt werden, indem sich Wasserinhaltsstoffe absetzen. Gleichzeitig erhöht sich jedoch die bakteriologische Belastung aufgrund organischer Prozesse und durch das Ansiedeln von Gewässerlebewesen.

iii. Wasserqualität am Schneeerzeuger:

Bis das Schneiwasser schließlich die Schneeerzeuger erreicht, durchläuft es Filter, ev. Kühltürme oder Desinfektions-/ Entkeimungsanlagen, was seinen hygienischen Zustand wesentlich verändern kann.

iv. Wasserqualität auf der Piste:

Je nach klimatischen und örtlichen Verhältnissen kann sich der technisch hergestellte Schnee mehrere Wochen bis Monate auf den Pisten befinden und mit vielen Stoffen, wie beispielsweise natürlichem

Schnee, Regenwasser, etc. vermischt werden. Des Weiteren kann sich sein Zustand durch Pistenpräparierungs-, Frier- und Schmelzvorgänge verändern, bis er schließlich zerfließt.

7.4.2 Mögliche Auswirkungen der Wasserqualität

Speziell die Auswirkungen auf unmittelbar nahe gelegene Quellen, die der Einspeisung von Trinkwasserversorgungsanlagen dienen, müssen hinsichtlich der Wasserqualität berücksichtigt werden. Diesbezüglich spielen natürlich etwaige Filterwege, der Verdünnungsfaktor, die Fließdauer des Schneiwassers bis zum Austritt an der Quelle sowie Wasserschutz und –schongebiete eine entscheidende Rolle. Sind für die Versorgungsanlage keine Schutzgebiete ausgewiesen, gelten die Bestimmungen beispielsweise gemäß „ÖVGW-Richtlinie W 72“ [81].

Außerdem kann der technisch erzeugte Schnee in Form von Schmelzwasser in Oberflächengewässer eingeleitet werden und gewässerökologische Einschränkungen hervorrufen. Dieser Aspekt spielt jedoch aufgrund von Verdünnungseffekten durch Regenwasser, große Einzugsgebiete, etc. eine eher untergeordnete Rolle.

Auch der unmittelbare Kontakt von Mensch und Schnee stellt einen entscheidenden Faktor bei der hygienischen Qualität des Wassers dar. Etwa Berührungen der Eiskristalle mit offenen Wunden (Skiunfälle) oder das Eindringen von Schnee in die Atemwege könnten Folgewirkungen hervorrufen. Derzeit sind aber keine Vorfälle dieser Art bekannt.

Zudem sind die unmittelbaren Auswirkungen des Schneistrahls während der Beschneiung auf Betriebspersonal oder SkifahrerInnen zu untersuchen, da die zerstäubten Wassertröpfchen als Kleinstpartikel in der Atmosphäre schweben („Aerosolbelastung“). Beeinträchtigungen durch Aerosole dieser Art sind jedoch nicht bekannt.

7.4.3 Anforderungen an die Wasserqualität

Die Erfordernisse der Schneiwasserhygiene sind im ÖWAV-Regelblatt 210 [79: S. 9] festgehalten. In diesem Zusammenhang gelten den bakteriologischen Zustand des Wassers betreffend die in Tabelle 7-1 aufgelisteten Grenzwerte. Zur Untersuchung der vorherrschenden Parameterwerte im Wasser sind die Methoden gemäß Bäderhygieneverordnung [8] heranzuziehen.

Tabelle 7-1: Wasserqualität: bakteriologische Grenzwerte [79: S. 9]

Parameter	Richtwerte
gesamtcolliforme Bakterien	500 je 100 ml
fäkalcolliforme Bakterien	100 je 100 ml
Escherichia coli	100 je 100 ml
Enterokokken	50 je 100 ml

Die allgemeinen Anforderungen an das Wasser für die technische Beschneidung können der ÖNORM M 6257 [75] entnommen werden. Kommt die Schneeerzeugungsanlage innerhalb sensibler Gebiete wie beispielsweise Wasserschon- oder -schutzgebieten zu liegen, ist für das Schneiwasser jedenfalls Trinkwasserqualität (erforderliche Parameterwerte z.B. gemäß Trinkwasserverordnung [9]) nachweislich sicherzustellen.

Wenn die geforderte Wasserqualität nicht erbracht werden kann, können wie bereits erwähnt spezielle Aufbereitungsanlagen eingesetzt werden, um das Schneiwasser vor der Schneeerzeugung zu desinfizieren.

Um eine Erhöhung des Lastfaktors der Schneeerzeuger bei höheren Außentemperaturen zu erzielen, wird seit Jahren der Einsatz von entsprechenden Wasserzusatzstoffen (z.B. „Snomax“³⁰) diskutiert. Die dadurch verursachten ökologischen Langzeitauswirkungen sind jedoch noch nicht bekannt und bedür-

³⁰ „Snomax“ ist ein sogenannter „Snow Inducer“, der aus den Proteinen „Pseudomonas syringae“ besteht, welche aus abgetöteten Mikroorganismen gewonnen werden. Diese wirken als zusätzliche Nukleationskerne und verbessern dadurch den Schneekristallisationsprozess, indem während des Schneiprozesses die Verdunstungsrate gesenkt wird. [99]

fen weiterer Untersuchungen. In Österreich ist der Einsatz solcher Zusatzstoffe derzeit nicht zulässig.

8. Sicherheitskonzept der Stauanlage

In diesem Kapitel werden die sicherheitsrelevanten Aspekte aus bautechnischer, betrieblicher und logistischer Sicht beleuchtet. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um die Ausführung von Überwachungssystemen, um mögliche Auswirkungen von baulichen Schäden oder technischen Störfällen zu vermeiden bzw. zu minimieren. Ziel ist es daher, ein außergewöhnliches Verhalten der Anlage frühzeitig zu erkennen sowie rechtzeitig Abhilfemaßnahmen leisten zu können.

Neben den Überwachungseinrichtungen sind außerdem entsprechende Zugangssicherungen der Speicheranlage (einbruchgesicherte Pumpstation mit Türkontakt oder Bewegungsmeldern im Inneren, Einzäunung des Speichers, Beschilderungen mit Gefahrhinweisen, etc.) sowie Ausstiegshilfen aus dem Reservoir (z.B. Strickleiter) bzw. ev. Schwimmhilfen (z.B. Schwimmreifen) und entsprechende Vorkehrungen in der Pumpstation (deutliche Kennzeichnung/Beschriftung und Bedienungsanleitung des Betriebs- und Reserveorgans bzw. der/des Notentleerungsschieber/s, Vorgehensweise der Notentleerung, Schlüsselkurve des Grundablasses, Übersichtspläne der Anlage, Vorgehensweise bei Alarmmeldung, Telefonnummern des Anlagenpersonals, Notrufliste, etc.) wichtige Bestandteile des Sicherheitskonzepts einer Stauanlage.

Das Gefährdungspotenzial einer Beschneiungsanlage reicht von nicht konsensgemäßer Wasserabgabe bis hin zu einem Teil- bzw. Totalbruch des Absperrbauwerkes und Auslösung einer Flutwelle. Obwohl zum heutigen Stand der Technik zahlreiche automatische Überwachungsanlagen und Alarmsysteme gehören, müssen sämtliche möglichen Gefährdungen, die von einer Stauanlage ausgehen können, erörtert und Handlungen im Ernstfall sorgfältig durchdacht werden.

8.1 Messeinrichtungen und Anlagenüberwachungssysteme³¹

Je nach sicherheitstechnischer Beurteilung des Speichers und des Speicherumfeldes müssen anlagenspezifische Messinstrumente installiert werden. In jedem Fall hat jedoch eine kontinuierliche Überwachung des Speicherspiegels und der Grund- bzw. Sickerwasser unterhalb der Dichtungsebene sowie der geodätischen Dammhöhe zu erfolgen. Außerdem kann, wenn sicherheitsrelevante Begründungen vorliegen, z.B. die Erfassung der Porenwasserdrücke im Speicherbereich oder die messtechnische Beobachtung von Untergrundverformungen über die Tiefe erforderlich sein.

Für kleine Stauanlagen mit geringem Gefährdungspotenzial sind grundsätzlich Abweichungen zulässig, die mit der zuständigen Behörde abzuklären sind.

8.1.1 Speicherspiegel, Sickerwasser und Porenwasserdrücke

Bei der Überprüfung des Speicherspiegels ist zunächst die Höhe des verhaimten Stauziels (Sommer- bzw. Winterstauziel) von Bedeutung, das in der Regel eingehalten werden muss und nur unter gewissen Hochwasserbedingungen überstaut werden darf (siehe Kapitel 5.2.1 „Hochwasserentlastung“).

Der Speicherspiegel wird kontinuierlich über spezielle Messsysteme (z.B. Ultraschall-, Radar-, Drucksonde, Luftperlanlage, etc.) überprüft, wobei die Messdaten nach heutigem Stand der Technik in eine zentrale Betriebsstelle weitergeleitet werden. Die entsprechenden Anforderungen an die Zentralwarte bzw. deren Betriebsführung können dem „Leitfaden für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen“ [14] entnommen werden. Das Speicherspiegelmesssystem sollte jedenfalls ausfallüberwacht werden. Wird das Sommer- bzw. Winterstauziel ungewollt über- oder unterschritten, dienen eingerichtete Systeme beim Erreichen eines gewissen Grenzwertes zur Fernübertragung der Alarmmeldung. Je nach Art des Alarms kann infolgedessen eine Sichtkontrolle vor Ort notwendig werden. Bei schlechter Zugänglichkeit der Anlage (alpiner Bereich) können in die-

³¹ Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1“ [59: S. 49–50] entnommen.

sem Zusammenhang Videokameras an der Stauanlage installiert werden, um eine rasche Sichtkontrolle durchführen zu können.

Beim Erreichen des Stauziels muss außerdem der Zulauf zum Wasserreservoir unterbunden werden. Dazu existiert ein zusätzlicher Messwertgeber mit Ausfallüberwachung, der die Wasserzufuhr automatisch unterbricht (z.B. Pumpstopp). Als zusätzliche Sicherheitsmaßnahme kann in diesem Zusammenhang auch ein Überpumpschutz angeordnet werden (vgl. Kapitel 5.2.3 „Überlaufrohr“).

Wie bereits erwähnt, ist die sektionierte Sammlung und getrennte Erfassung des Sickerwassers von besonderer Bedeutung, um Schäden in der Dichtungsebene feststellen und lokalisieren zu können. Dazu wird in der Betriebskammer mit Hilfe geeigneter Abflusssysteme (z.B. Thomson-Wehr, vgl. Abbildung 8-1) die anfallende Wassermenge erfasst, indem der Behälterwasserstand, beispielsweise mit Hilfe von Druck- oder Ultraschallsonden, ermittelt und die zugehörige Wasserschüttung Q über die nachfolgende Formel errechnet wird:

Thomson-Messwehr:	$Q = \frac{8}{15} * \mu * \tan \alpha * \sqrt{2g} * h^{\frac{5}{2}} \text{ [m}^3\text{/s]}$	(8-1)
-------------------	---	-------

mit: μ ... Überfallbeiwert [-], durch Eichung zu ermitteln

α ... halber Öffnungswinkel [°]

g ... Erdbeschleunigung [m/s²]

h ... Überfallhöhe [m], h = Behälterwasserstand – Wehrhöhe
(siehe Abbildung 8-1)

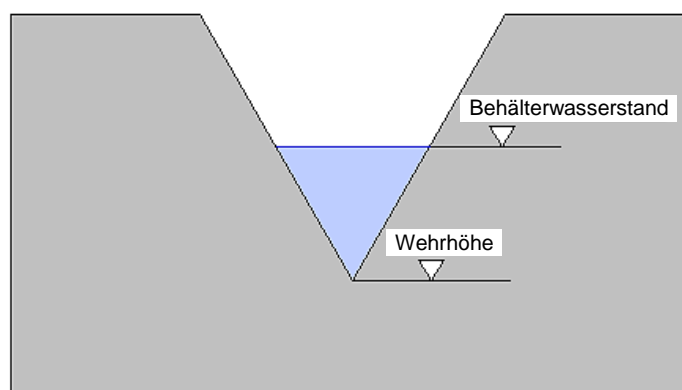


Abbildung 8-1: Skizze Thomson-Wehr

Die Sickerwassermenge wird zusätzlich über einen ausfallüberwachten Grenzwertmelder oder Schwimmerschalter registriert, wobei beim Erreichen eines bestimmten Grenzwertes eine Fernalarmmeldung ausgesendet wird. Tritt kontinuierlich Sickerwasser auf, so wird eine Daueraufnahme der Messdaten empfohlen.

Die Stauspiegel- und Sickerwassermessung von größeren Anlagen ist infolgedessen redundant auszuführen, indem zwei voneinander unabhängige Messsysteme installiert werden (z.B. Druck-, Durchflussmessung und unabhängiger Grenzwertmelder). Außerdem ist der Speicher sowie das Sickerwasserbecken mit einer Pegellatte oder Ähnlichem auszustatten, um das verhäimte STZ bzw. Grenzwerte vor Ort visuell abgleichen zu können.

Der Porenwasserdruck kann im Absperrbauwerk, unterhalb der Abdichtungsbahn oder auf der Luftseite des Speichers gemessen werden. Dies erfolgt mit Hilfe eines Piezometerstandrohres, wodurch der Wasserdruck im Untergrund aus der Steighöhe im Standrohr quantifiziert werden kann, oder durch Druckmesssonden (Manometer).

Wie bereits erwähnt sollten sämtliche automatischen, fernübertragenden Messwertgeber eine Ausfallüberwachung aufweisen, was bedeutet, dass bei jeglichem Störfall des Messsystems beispielsweise eine Störmeldung am Mobiltelefon des Anlagenpersonals und in der zentralen Betriebsstelle erscheint.

Außerdem sollte die Stromversorgung aller Überwachungssysteme bzw. der Fernübertragung auch bei Störungen im Stromnetz sichergestellt werden können. Dies erfolgt mit Hilfe einer unterbrechungsfreien Stromversorgung (USV) oder einer zusätzlichen unabhängigen Energieversorgung.

8.1.2 *Verformungen*

Im Allgemeinen können Verformungen des Absperrbauwerks, des Speicher-raums sowie des umgebenden Speicherbereichs bestimmt werden. Die Mindestanforderung liegt jedoch bei der Erfassung der geodätischen Höhe des Absperrbauwerkes. Dabei werden etwaige Lage- oder Höhenabweichungen der Dammkrone und einiger Profile mit Hilfe geodätischer Messpunkte vermessen.

Es ist darauf zu achten, dass die geodätisch festgelegten Bezugsmesspunkte aus geologischer Sicht fixiert sind, um Messfehler vorzubeugen.

Zusätzlich zur geodätischen Höhenvermessung können bei Bedarf Verformungen des Untergrundes durch Inklinometermessungen festgestellt werden, wobei eine Sonde durch ein Messrohr geführt und ihre Neigung mit Hilfe von Sensoren abschnittsweise ermittelt wird.

8.2 Betrieb und Überwachung³²

Sämtliche betrieblich- und überwachungsbedingten Anforderungen für Beschneigungsanlagen sind erforderlich, um einen sicheren Betrieb zu jeder Zeit gewährleisten zu können. Dazu werden ein anlagenspezifisches Überwachungsprogramm sowie ein qualifiziertes Überwachungspersonal benötigt. Auf diese Aspekte wird im folgenden Kapitel näher eingegangen. In diesem Zusammenhang werden je nach Standort, Speichervolumen und Sperrhöhe unterschiedliche theoretische Gefährdungspotenziale der Stauanlage erwähnt. Die detaillierte Beschreibung und Zuordnung des Gefährdungspotenzials betreffend wird auf Kapitel 8.3 „Gefährdungspotenzial der Stauanlage“ verwiesen.

Grundsätzlich nähert sich die Versagenswahrscheinlichkeit einer Stauanlage über die Zeit einer Badewannenkurve an (siehe Abbildung 8-2). Dabei ist die Wahrscheinlichkeit des Versagens beim Ersteinstau aufgrund von Frühausfällen am höchsten und nimmt nach und nach ab. Im Normalbetrieb ist die Störungsrate nahezu konstant (Zufallsausfälle) bevor sie infolge Alters- und Verschleißerscheinungen wieder ansteigt. Aus diesem Grund ist eine umfangreiche und konsequente Überwachung der Anlage jedenfalls über die gesamte Nutzungsdauer erforderlich, wobei aufgrund der Versagensspitzen nahe dem Betriebsbeginn und -ende eine verstärkte Überwachung zu erfolgen hat. Somit ergeben sich neben einem Probestau vorerst häufige Inspektionen, Messungen und Erprobungen deren Häufigkeitsintervall im späteren Verlauf abnehmen

³² Die verwendeten Informationen dieses Kapitels werden, wenn nicht anders vermerkt, dem „Handbuch: Betrieb und Überwachung von „kleinen Stauanlagen“ mit länger dauernden Staubelastungen“ [21: S. 6–23] und dem „Leitfaden für die „Mindestanforderungen an den Stauanlagenverantwortlichen von „Kleinen Stauanlagen““ [22: S. 8–15] entnommen.

kann, sofern keine abnormalen Beobachtungen gemacht werden. Geht die Nutzungsdauer der Anlage dem Ende zu, verkürzen sich diese Überwachungsintervalle erneut, da eine erhöhte Versagenswahrscheinlichkeit und damit auch eine erhöhte Gefährdung durch die Anlage besteht.

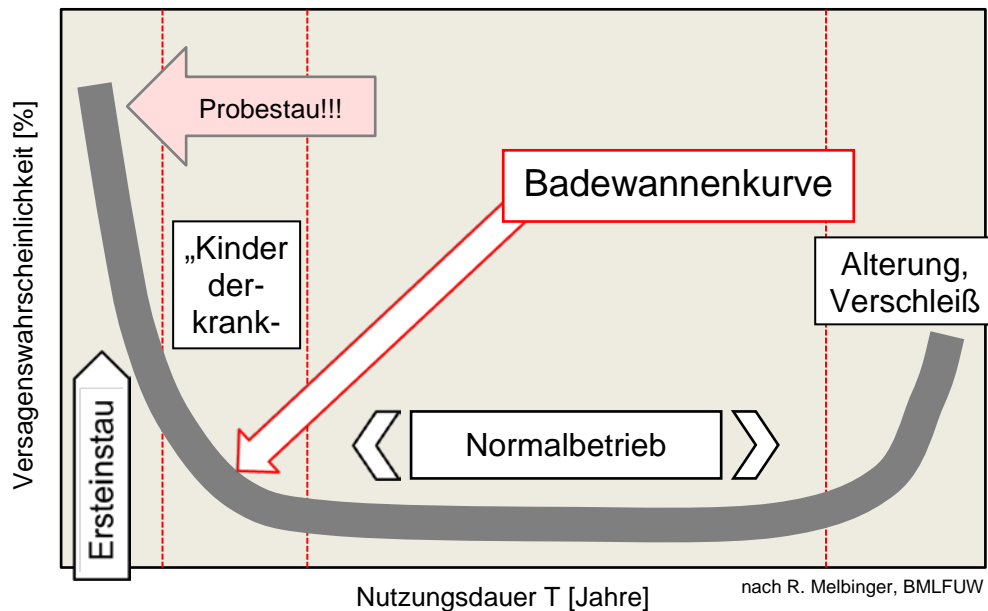


Abbildung 8-2: Verlauf der Versagenswahrscheinlichkeit einer Stauanlage [31]

8.2.1 Überwachungspersonal³³

Das Überwachungspersonal von Stauanlagen ist zuständig für die ordnungsgemäße Ausführung des festgelegten Überwachungsprogrammes und muss bei Störungen oder Schäden jeglicher Art eingreifen. Die detaillierten Aufgaben des Personals werden in Kapitel 8.2.2 „Überwachungsprogramm“ beschrieben.

Im Allgemeinen ist das Prinzip der Überwachung von Stauanlagen aus sicherheitstechnischen Gründen in mehrere Ebenen unterteilt („Mehrebenenprinzip“). Dabei wird ein Zusammenspiel zwischen dem Anlageneigentümer und der zuständigen Behörde erzielt, indem mehrere Positionen mit unterschiedlichen Tätigkeitsbereichen zur Überwachung vorhanden sind und die Sicherheitsbeurtei-

³³ An dieser Stelle soll erwähnt werden, dass die Zugehörigen des Anlagenpersonals aufgrund ihrer Häufigkeit im nachstehenden Text nicht geschlechtergerecht formuliert werden, um die bessere Lesbarkeit zu wahren. Es sollen sich hierbei immer beide Geschlechter angesprochen fühlen.

lung aus mehreren Blickwinkeln erfolgt (siehe Abbildung 8-3). Ziel dieses Überwachungssystems ist eine Interaktion und Kommunikation zwischen den einzelnen Ebenen, um die Sicherheit zu optimieren bzw. Schwachstellen unter Ausschluss der Betriebsblindheit frühzeitig zu erkennen und zu beheben, indem eine Verknüpfung geschaffen und das „Know-How“ untereinander periodisch aktualisiert wird. [64: S. 11]

Auf diese Weise wird eine ganzheitliche Überwachung der Stauanlage durch eine permanente Stauanlagenbetreuung vor Ort (Sperrwärter), durch Sicherheitsbeurteilungen und -maßnahmen (Talsperren- bzw. Stauanlagenverantwortlicher) und durch eine behördliche Aufsicht auf Landesebene (Talsperrenaufsichtsorgan) sowie auf Bundesebene (Staubeckenkommission) erzielt. Nachfolgend wird das Mehrebenenprinzip der Stauanlagenüberwachung durch Aufschlüsselung der einzelnen Zuständigkeiten und Anforderungen näher

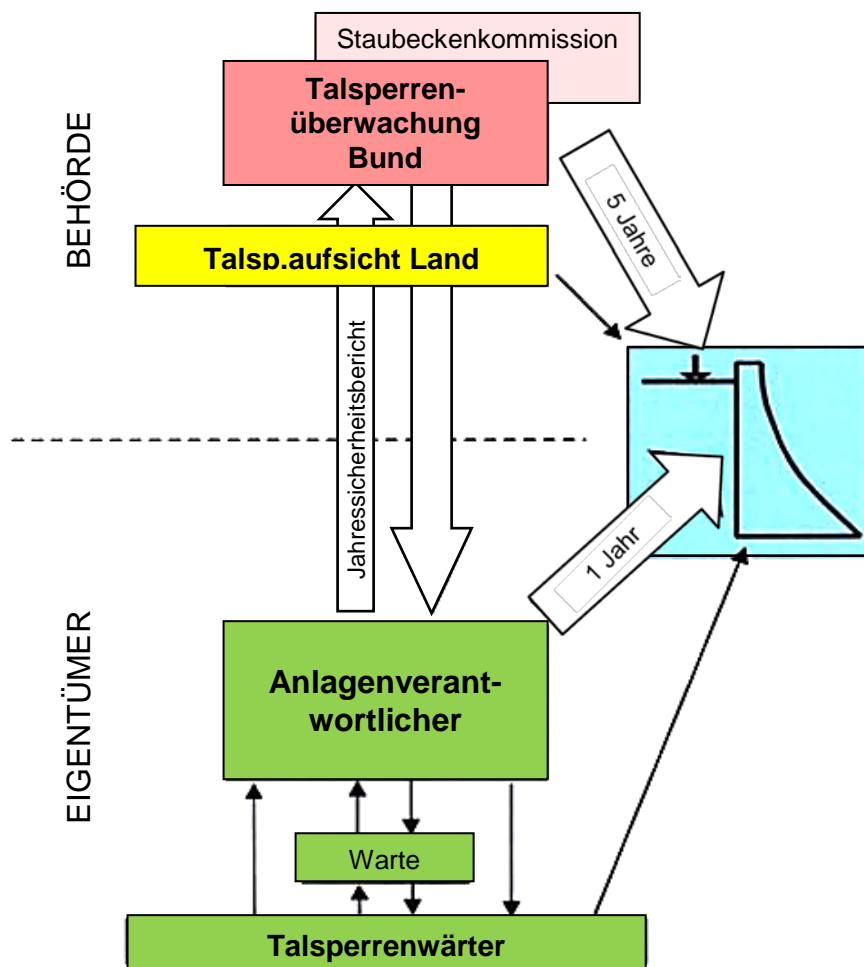


Abbildung 8-3: Mehrebenenprinzip der Stauanlagenüberwachung [64: S. 11]

8.2.1.1 Anlagenbetreiber

Der Anlagenbetreiber ist der Eigentümer der Anlage bzw. der Wasserberechtigte und grundsätzlich für eine ordnungsgemäße Überwachung und Instandhaltung der Stauanlage verpflichtet (vgl. §50 WRG [10]). Dazu hat er einen Sperrenwärter (in der Regel aus seinem eigenen Personalstand) zu stellen sowie einen qualifizierten Verantwortlichen für die betreffende Anlage intern zu benennen bzw. extern zu bestellen (Details siehe Punkt 8.2.1.3 bzw. 8.2.1.4). Er hat darüber hinaus dafür Sorge zu tragen, dass über die Benennung entsprechender Stellvertretungen dieser Positionen eine permanente Erreichbarkeit eines Sperrenwärters und Verantwortlichen gewährleistet ist. Außerdem ist er zuständig für die ordnungsgemäße Führung des Stauanlagenbuches und die Einreichung der Überwachungsberichte (vgl. Kapitel 8.2.2).

8.2.1.2 Sperrenwärter (SW)

Der vom Sperrereigentümer nominierte Stauanlagenwärter ist für die durchgehende Anlagenbetreuung bzw. -instandhaltung zuständig und muss fachkundig sein sowie anlagenbauliche und -betriebliche Kenntnisse aufweisen. In diesem Zusammenhang werden vom ÖWAV in Zusammenarbeit mit der ATCOLD Ausbildungskurse zum Sperrenwärter angeboten. Er muss darüber hinaus mit der Anlage vertraut, verlässlich und rasch einsatzbereit sein. Was seine detaillierten Aufgabenbereiche betrifft, so wird auf Kapitel 8.2.2 „Überwachungsprogramm“ verwiesen.

8.2.1.3 Talsperrenverantwortlicher (TSV)

Gemäß §23a WRG [10] ist für **große Stauanlagen** ($H > 15$ m und / oder $V > 500.000$ m³) vom Wasserberechtigten ein Talsperrenverantwortlicher bzw. eine entsprechende Stellvertretung schriftlich zu bestellen und behördlich bekanntzugeben. Dabei müssen der TSV und seine Stellvertretung gemäß demselben Paragraphen grundsätzlich dem technischen Führungsstab des Unternehmens angehören. Außerdem wird von beiden eine entsprechende fachliche Qualifikation und Vertrautheit mit der Stauanlage vorausgesetzt bzw. eine Erreichbarkeit, um bei Störfällen der Anlage kontaktiert werden und Maßnahmen veranlassen zu können. Auf Antrag des Wasserberechtigten kann die Wasserrechtsbehörde

jedoch auch gestatten, dass die Rolle des TSV bzw. seiner Stellvertretung von Personen ausgeübt wird, die nicht dem Unternehmen angehören.

Die erforderlichen Kenntnisse der Verantwortlichen müssen infolgedessen geologischer, bodenmechanischer, statischer und hydraulischer Fachrichtung sein. Außerdem wird eine einschlägige Erfahrung in Planung, Bau und Betrieb oder Überwachung von Stauanlagen vorausgesetzt. Unter Mitwirkung der ATCOLD werden speziell für Verantwortliche von Stauanlagen und deren Stellvertretung Spezialkurse (Grund- und Aufbaukurs) angeboten, welche die erforderlichen Fachkenntnisse und Aufgaben des Verantwortlichen praxisorientiert näher bringen.

Talsperrenverantwortliche von großen Stauanlagen haben jedenfalls den einschlägigen Aufbaukurs zu absolvieren. [31]

In Bezug auf das Anforderungsprofil des TSV sollten jedenfalls die Anforderungen gemäß dem „Beschluss betreffend Anforderungen an den Talsperrenverantwortlichen“ [103] eingehalten werden:

Die entsprechende Qualifikation beinhaltet einen Universitätsabschluss im Bau-fach sowie eine mindestens 10-jährige Erfahrung im Bereich der Projektierung, Bauausführung oder Überwachung von Stauanlagen. Für die Stellvertretung des TSV ist dahingehend lediglich eine 5-jährige Tätigkeit erforderlich. In Ausnahmefällen ist laut dem o.a. Beschluss auch eine umfangreiche Erfahrung hinsichtlich Talsperrenstatik bzw. –technik, Hydraulik und Wasserbau sowie Felsmechanik, Baustoffkunde und Bauwerksüberwachung ausreichend, wenn zusätzlich Spezialkurse und Praktika absolviert werden. Eine mindestens 3-jährige Vertrautheit mit der Anlage wird jedenfalls vorausgesetzt.

Für **kleine Stauanlagen** kann laut §134 (7) WRG [10] im Interesse der allgemeinen Sicherheit in gleicher Weise ein Talsperrenverantwortlicher seitens der Wasserrechtsbehörde vorgeschrieben werden.

Im WRG [10] §23a ist der TSV für große Stauanlagen normiert. Zur klaren Unterscheidung wurde der TSV für kleine Stauanlagen in den einschlägigen Leit-

fäden mit Stauanlagenverantwortlicher (STV) bezeichnet. Diese Differenzierung wurde für die vorliegende Arbeit übernommen.

8.2.1.4 Stauanlagenverantwortlicher (STV)

In der Regel sollte für kleine Stauanlagen ($H < 15$ m und / oder $V < 500.000$ m³) mit erheblichem oder geringem Gefährdungspotenzial ein für die Anlage zuständiger STV ernannt werden.

Dieser muss fachlich qualifiziert, verlässlich und mit der Anlage vertraut sein. Er hat einerseits die Tätigkeiten des SW vor Ort zu überprüfen und andererseits entsprechende Jahres- und Überwachungsberichte zu erstellen. Außerdem ist er für die Sicherheit der Anlage verantwortlich, indem er in Gefahrensituationen oder bei außergewöhnlichen Ereignissen kontaktiert wird und Sofortmaßnahmen veranlasst. Infolgedessen ist eine permanente Erreichbarkeit des STV bzw. seiner Stellvertretung jedenfalls zu gewährleisten. Seine Entscheidungs-, Handlungs- bzw. Anordnungsbefugnis im Bedarfsfall muss im Stauanlagenbuch schriftlich festgehalten werden. [35]

Nachfolgend werden die erforderlichen Qualifikationen und Anforderungen an den Stauanlagenverantwortlichen bzw. seine Stellvertretung in Abhängigkeit des Gefährdungspotenzials der Anlage aufgezeigt.

Kleine Stauanlagen mit erheblichem Gefährdungspotenzial

Grundsätzlich besteht für kleine Stauanlagen mit erheblichem Gefährdungspotenzial die Möglichkeit, einen externen Verantwortlichen zu bestellen oder einen internen Verantwortlichen aus dem Personalstand des Anlagenbetreibers zu benennen. Die Nominierung einer entsprechenden Stellvertretung hat in jedem Fall zu erfolgen.

i. Anforderungsprofil des internen STV:

Eine ausreichende fachliche Qualifikation besteht, wenn die Master- bzw. Diplomprüfung an einer Technischen Universität (Fachrichtung: Bauingenieurwesen), an einer Universität für Bodenkultur (Fachrichtung: Kul-

turtechnik und Wasserwirtschaft) oder an einer anderen Institution mit gleichwertiger Qualifikation abgelegt wird.

Besteht eine mindestens 3-jährige Berufserfahrung im Tätigkeitsbereich „Bauausführung und Überwachung von Stauanlagen“, so reicht auch das Wissen nach Abschluss einer Höheren Technischen Lehranstalt (Schwerpunkt: Tiefbau), einer Fachhochschule (Schwerpunkt: Tiefbau) sowie an Institutionen mit gleichwertiger Qualifikation aus.

ii. Anforderungsprofil des externen STV:

Als externer STV muss eine entsprechende Befugnis als Zivilingenieur bzw. Ziviltechniker oder eines technischen Ingenieurbüros (Master- bzw. Diplomstudium im Baufach, in Kulturtechnik und Wasserwirtschaft oder Wildbach- und Lawinenverbauung) bestehen.

Für STV und deren Stellvertretung von Stauanlagen mit erheblichem Gefährdungspotenzial gilt jedenfalls die Absolvierung des o.a. Aufbaukurses. Die Position des Stauanlagenstellvertreters kann auch von einem betriebsinternen Mitarbeiter in leitender Funktion übernommen werden, sofern eine entsprechende Vertrautheit mit der Anlage besteht und zusätzlich zum o.a. Aufbaukurs auch der Grundkurs positiv absolviert wird.

Kleine Stauanlagen mit geringem Gefährdungspotenzial

Der STV für kleine Stauanlagen mit geringem Gefährdungspotenzial muss mit der Planung, dem Bau und dem Betrieb der Anlage befasst sein und sollte, wenn möglich, eine entsprechende Stellvertretung haben. Die Absolvierung der o.a. Spezialkurse wird empfohlen.

8.2.1.5 Talsperrenaufsichtsorgan (TAO)

Zusätzlich zum Anlagenverantwortlichen ist beim zuständigen Amt der Landesregierung ein Talsperrenaufsichtsorgan zu bestellen, welches regelmäßige Kontrollen durchführt bzw. Aufzeichnungen überprüft und bei Bedarf der jährlichen Stauanlageninspektion (siehe Kapitel 8.2.2 „Überwachungsprogramm“) beiwohnt. [47: Folie 13] Das TAO stellt im Ebenenprinzip die staatliche Aufsicht auf

Landesebene dar und weist im Gegensatz zum Bund eine größere räumliche Nähe zu den Anlagen und damit eine rasche Verfügbarkeit auf. [64: S. 12]

8.2.1.6 Staubeckenkommission im BMLFUW

Die Staubeckenkommission verkörpert die übergeordnete Überwachung durch den Bund. Bei der Bewilligung von großen Stauanlagen ist gemäß §104 (3) WRG [10] grundsätzlich ein Gutachten der Staubeckenkommission einzuholen. Darüber hinaus kann auch für kleine Talsperren und Speicher laut §134 (7) WRG [10] im Interesse der allgemeinen Sicherheit von der Wasserrechtsbehörde ein Gutachten der Staubeckenkommission gefordert werden. Bestehen bei kleinen Stauanlagen besondere Gründungsverhältnisse, Beanspruchungen oder ungewöhnliche Bauweisen, so kann auch in diesem Fall eine Begutachtung durch die Kommission unter den Voraussetzungen gemäß §3 Staubeckenkommissionsverordnung [23] erforderlich sein. [24,60: S. 8]

Die wasserrechtsgesetzlichen Bestimmungen (siehe §131 (1) WRG [10]) erfordern von der Staubeckenkommission außerdem regelmäßige Begehungen sowie Kontrollen der Stand- und Betriebssicherheit von großen bzw. in Ausnahmefällen auch von kleinen Stauanlagen in einem maximalen Zeitintervall von 5 Jahren sowie die Prüfung der Jahres- bzw. Überwachungsberichte. Details können diesbezüglich dem nachfolgenden Kapitel entnommen werden.

8.2.2 Überwachungsprogramm

Damit eine laufende Sicherheitsbeurteilung einer Stauanlage auf Lebenszeit möglich ist, muss ein anlagenspezifisches Überwachungsprogramm festgelegt werden. Ziel der Überwachung ist es, den Zustand des Dammbauwerkes, des Stauraumes, der Betonbauwerke, der Betriebs- und Überwachungseinrichtungen, etc. zu **beobachten**, das Verhalten der Stauanlage zu **erfassen** (Speicherspiegel, Sickerwasserschüttungen, Verformungen, etc.) sowie ihre Funktionen zu **erproben** (Betriebseinrichtungen, Fernüberwachungssysteme, etc.) und sämtliche Ergebnisse durch qualifiziertes Überwachungspersonal zu dokumentieren. [32]

Die erforderlichen Dokumentationen, Sichtkontrollen, Messungen, Erprobungen, Jahres- bzw. Überwachungsberichte und behördlichen Überwachungstätigkeiten werden im Anschluss aufgezählt:

(1) Stauanlagenbuch

Im Allgemeinen ist für die Überwachung einer Stauanlage in erster Linie die Führung eines Stauanlagenbuches vom Anlagenbetreiber von großer Bedeutung. Dieses Buch enthält sämtliche Unterlagen, welche die Anlage selbst, den Betrieb bzw. die Überwachung betreffen:

(1.1) Bestandsunterlagen

Die Bestandsunterlagen umfassen sämtliche rechtlichen Unterlagen (Bescheide), Technische Berichte und Pläne des Einreich- und Ausführungsprojekts, Dokumentationen hinsichtlich Änderungen, Instandhaltungsmaßnahmen sowie Schäden und Sanierungen der Anlage.

(1.2) Betriebsordnung

Die Betriebsordnung enthält ein Datenblatt sowie eine Kurzbeschreibung der Anlage (Hydrologie, Absperrbauwerk, Entnahme-, Entlastungs- und Messeinrichtungen, etc.), maßgebende Bescheidauflagen, einen Mess- und Überwachungsplan (Messgeräte, Durchführung, Häufigkeit, Dokumentation), einen Melde- und Alarmplan (Flutwellenberechnung) sowie Dokumentationen über außergewöhnliche Ereignisse (ungewöhnliche Messwerte, Erdbeben, Starkregenereignisse, etc.) und Anordnungsbefugnisse des TSV bzw. STV.

(1.3) Stauanlagenkontrollbuch

Das Stauanlagenkontrollbuch ist eine Dokumentation aller besonderen Ereignisse, Maßnahmen, Überprüfungen oder Beobachtungen. Es ist vom SW bzw. vom Anlagenverantwortlichen zu führen.

(1.4) Jahres- und Überwachungsberichte

Für kleine Stauanlagen mit erheblichem Gefährdungspotenzial sind vom STV Jahres- und 5-jährliche Überwachungsberichte zu erstellen, auf welche in Punkt (5) dieses Kapitels genauer eingegangen wird. Für große Stauanlagen sind jährliche Sicherheitsberichte zu verfassen und zusätzlich 5 - Jahres - Überprüfungen durchzuführen (vgl. Punkt (6) dieses Kapitels). Bei kleinen Stauanlagen mit geringem Gefährdungspotenzial sind jährliche Sicherheitsberichte anzufertigen. Sämtliche Berichte sind dem Stauanlagenbuch beizulegen. [31]

(2) Periodische visuelle Überprüfungen

Ein weiterer wichtiger Punkt zur Überwachung einer Stauanlage ist die Durchführung von periodischen visuellen Überprüfungen durch den SW bzw. den TSV/STV und deren Dokumentation im Stauanlagenbuch. Die Häufigkeit dieser Überprüfungen (z.B. Begehungen) richtet sich nach den Vorgaben des wasserrechtlichen Bewilligungsbescheides und muss kurz nach dem Ersteinstau des Speichers jedenfalls ausreichend hoch sein. Sorgfältige Erstprüfungen und –messungen der Anlage sind maßgebend für die weitere sicherheitstechnische Beurteilung. Im weiteren Verlauf sollten jedenfalls wöchentliche bis 14-tägliche Rundgänge durch den SW erfolgen.

Im Allgemeinen werden dabei sämtliche bautechnischen Komponenten des Wasserreservoirs (Böschungen, Tosbecken, Kronen-, Dammfußbereich, etc.) sowie die Betriebs- und Mess- bzw. Überwachungseinrichtungen einer Sichtkontrolle unterzogen und jegliche sichtliche Veränderung dokumentiert.

Eine umfangreiche Inspektion durch den TSV/STV (eventuell zusammen mit dem TAO) ist zumindest einmal jährlich und nach außergewöhnlichen Ereignissen durchzuführen.

(3) Messtechnische Überwachung

Die messtechnische Überwachung erfolgt durch den SW bzw. TSV/STV und umfasst die automatische Datenerfassung mit Fernüberwachung, deren händische Kontrollmessungen sowie alle anderen Handmessungen. Erfasst werden

in der Regel hydraulische (Stauspiegel, Sickerwässer, Porenwasserdrücke, etc.) und hydrologische (Niederschlag, Abfluss, Temperatur) Daten sowie Verformungen.

Wie bereits in Kapitel 8.1 „Messeinrichtungen und Anlagenüberwachungssysteme“ erläutert, gehört eine Fernübertragung zu einer permanent empfangsbereiten zentralen Betriebsstelle bzw. zum diensthabenden TSV/STV zum derzeitigen Stand der Technik. Die Intervalle der Messungen richten sich nach dem jeweiligen Verhalten der Anlage und sind projektspezifisch festzulegen. Grundsätzlich sollten händische Kontrollmessungen der Stauspiegel-, Sickerwasser- und Porenwasserdruckmessungen bei Erstbefüllung jedenfalls täglich bis 14-tägig, in weiterer Folge monatlich bis 3-monatlich erfolgen. Verformungsmessungen sind innerhalb der ersten ein bis zwei Betriebsjahre ein- bis zweimal im Jahr, im weiteren Normalbetrieb mindestens einmal jährlich durchzuführen.

(4) Periodische Erprobungen

Zusätzlich müssen periodische Erprobungen (Tests) hinsichtlich der Funktionsfähigkeit sämtlicher Mess- und Betriebseinrichtungen erfolgen. Beispielsweise sollen Grenzwertgeber jährlich auf ihre Funktion getestet werden, indem der jeweilige Grenzwert realistisch simuliert und die Alarmmeldung sowie die Fernübertragung kontrolliert werden. Dazu zählt auch die jährliche Überprüfung der Ausfallüberwachung. Die Durchgängigkeit von Grundablass und Drainageleitungen wird in einem zeitlichen Intervall von ca. 10 Jahren oder im Anlassfall mit Hilfe von Spülvorgängen oder Kameras überprüft.

Mindestens einmal jährlich ist in diesem Zusammenhang auch die Energiedissipation vor Einleitungen in Vorfluter sowie die Funktionsfähigkeit des Grundablasses zu erproben. Dabei sollte das Betriebsorgan in verschiedenen Teilstellungen und das Reserveorgan auf seine Notschlussstauglichkeit getestet werden. Außerdem ist die Anlage vor Inbetriebnahme, nach Umbauten bzw. zumindest alle 5 Jahre im Rahmen einer dreitägigen Dichtheitsprüfung bei Vollstau auf ihre Stand- und Betriebssicherheit zu erproben, wobei eine umfangreiche Überwachung und Dokumentation zu erfolgen hat. [34,48]

(5) Jahres- und Überwachungsbericht

Einmal jährlich werden die periodischen visuellen Überprüfungen, die Messergebnisse sowie die periodisch durchgeführten Funktionstests vom TSV/STV in einem sogenannten Jahresbericht zusammengefasst und vorgenommene Änderungen bzw. Maßnahmen dargestellt. Die Ergebnisse werden interpretiert und bestimmen den weiteren Betrieb der Anlage, im Hinblick auf die Häufigkeit der Sichtkontrollen, Messungen, Erprobungen, etc. Bei großen Anlagen ist der jährliche Sicherheitsbericht der Gewässeraufsicht und dem BMLFUW, bei kleinen Anlagen auf Verlangen der zuständigen Behörde bzw. dem TAO, vorzulegen. [31]

In einem 5-jährlichen Intervall wird vom STV bei kleinen Anlagen mit erheblichem Gefährdungspotenzial zusätzlich zur jährlichen Berichtabgabe ein sogenannter Überwachungsbericht verfasst, der neben den Inhalten des Jahresberichts auch zusätzliche Befunde, wie beispielsweise einen Plan mit den vorhandenen Messeinrichtungen, ein Gesamtgutachten, ein Protokoll nach einer umfangreichen Vor-Ort-Überprüfung, Fotos, etc., enthält. Die Überwachungsberichte sind der zuständigen Behörde vorzulegen. [31]

Musterprotokolle zu den genannten Dokumenten, Datenblätter und schematische Pläne sind im Anhang des „Handbuchs: Betrieb und Überwachung von „kleinen Stauanlagen“ mit länger dauernden Staubelastungen“ [21] enthalten.

(6) Behördliche Überprüfungen

Im Regelfall sind große und kleine Stauanlagen in gewissen periodischen Abständen auch einer behördlichen Überprüfung zu unterziehen. Die Erstkontrolle geschieht gemäß §121 WRG [10] sobald die Anlage fertiggestellt ist durch die wasserrechtliche Überprüfung und dient primär dazu, die Übereinstimmung zwischen Projekt bzw. Bescheid und Ausführung festzustellen.

Bei kleinen Stauanlagen werden diesbezüglich weitere Kontrollen je nach Gefährdungspotenzial stichprobenweise durchgeführt und die Sicherheitsberichte gemäß Punkt (5) überprüft.

Bei großen Stauanlagen sind laut §131 (1) WRG [10] regelmäßige Begehungen bzw. Kontrollen in einem maximalen Zeitabstand von 5 Jahren auch seitens der Staubeckenkommission durchzuführen bzw. jährliche Sicherheitsberichte gemäß Punkt (5) zu überprüfen. Dies gilt gemäß §134 (7) WRG [10] im Ausnahmefall auch für kleine Stauanlagen, soweit dies im Interesse der allgemeinen Sicherheit notwendig erscheint.

8.3 Gefährdungspotenzial der Stauanlage

Die Größe des Gefährdungspotenzials ist gemäß dem „Leitfaden für die Mindestanforderungen an den Stauanlagenverantwortlichen von „Kleinen Stauanlagen““ [22: S. 5] von folgenden Faktoren abhängig:

- i. Stauhöhe und Stauinhalt, in Zusammenhang mit den geologischen und topographischen Verhältnissen*
- ii. Neigung des Geländes im Abflussbereich*
- iii. Nähe zu Wohnobjekten, Arbeitsstätten, Verkehrswegen, Versorgungsanlagen (Wasser, Energie, Kommunikation) oder Sicherheits-einrichtungen (Feuerwehr, Krankenhäuser, etc.)*

Um das Gefährdungspotenzial eines Speichers im Allgemeinen zu minimieren, sollte zunächst von einer ordnungsgemäßen Bauweise ohne erhebliche Baumängel ausgegangen werden können. Dies betrifft beispielsweise die ordnungsgemäße Herstellung der Abdichtung sowie ihre Anschlüsse, die Betonierarbeiten oder den Erd-/Dammbau. Dadurch sollen dauerhafte Schwachpunkte bestmöglich ausgemerzt werden, welche die Stand- und Betriebssicherheit sowie die Lebensdauer der Anlage beeinträchtigen können. [47: Folie 28]

Das eigentliche Gefährdungspotenzial einer Beschneiungsanlage im Betrieb bezieht sich auf das „Worst-Case-Szenario“ eines Teil- bzw. Totalbruches des Absperrbauwerkes (Breschenbildung). Die daraus resultierende Gefährdung ist realitätsgetreu abzuschätzen. Die Folgewirkungen eines Dammbrechens sind meist Überflutung und Erosion sowie Sekundärgefährdungen wie Rutschungen, Muren oder Lawinen. [22: S. 5]

An dieser Stelle soll explizit erwähnt werden, dass es sich dabei lediglich um eine Störfallanalyse handelt, da, wie bereits erwähnt, entsprechende Überwachungseinrichtungen und Alarmsysteme installiert und regelmäßige Kontrollen durchgeführt werden, um Störfälle frühzeitig zu erkennen und kritische Zustände zu vermeiden. Es müssen jedoch auch Szenarien in Betracht gezogen werden, in denen sich Schäden an der Anlage rasch entwickeln, beispielsweise aufgrund sehr starker Naturgewalten, wie Erdbeben, etc. und Sofortmaßnahmen zur Abhilfe geleistet werden müssen. Daher sind solche Abschätzungen für die zuständige Katastrophenschutzbehörde ein wesentlicher Bestandteil der Sicherheitsmanagement- und Notfallplanung zur Schadensbegrenzung und gehören jedenfalls zum Sicherheitskonzept einer Stauanlage.

Bei der Beurteilung des Gefährdungspotenzials ist vorerst zu eruieren, ob von der betreffenden Stauanlage im Ernstfall eine „besondere Gefahr“ ausgeht. Ein besonderes Gefährdungspotenzial besteht dann, wenn durch die Überflutung Menschenleben gefährdet und/oder größere Sachschäden bewirkt werden können. [40: S. 5995]

Für große Stauanlagen und kleine Stauanlagen mit erheblichem Gefährdungspotenzial ist das Ausmaß einer potentiellen Flutwelle grundsätzlich in einer Übersichtskarte darzustellen und sämtliche Informationen betreffend die Risikoabschätzung und die betroffenen Gebiete sind zusammenzufassen und der Behörde vorzulegen, falls dies gemäß §103 WRG [10] (Antrag auf Erteilung einer wasserrechtlichen Bewilligung) bzw. §105 WRG [10] (Prüfung der öffentlichen Interessen) noch nicht erfolgt ist. [59: S. 51]

8.3.1 Abschätzung und Zuordnung des Gefährdungspotenzials

Zur Abschätzung des Gefährdungspotenzials kann unter anderem die Methode des Schweizer Bundesamts für Wasser und Geologie „Die Beurteilung der besonderen Gefahr mit vereinfachten Flutwellenberechnungen“ [97] herangezogen werden. Dabei ist zunächst die **Intensität einer Überflutung I** unterhalb des Wasserreservoirs wie folgt zu bestimmen:

Flutwellenintensität:	$I = v * h \text{ [m}^2/\text{s]}$	(8-2)
-----------------------	------------------------------------	-------

mit: v ... Fließgeschwindigkeit der Flutwelle [m/s]

h ... Abflusshöhe [m]

Abhängig von der Art der betroffenen Gebäude (z.B. Wohnhäuser, Notfalleinrichtungen, etc.), von den gefährdeten Personen (auf Kinderspielplätzen, Campingplätzen, etc.) bzw. sonstigen Einrichtungen (z.B. Brücken, Straßen, Eisenbahnen, Anlagen mit gefährlichen Gütern, etc.) ergeben sich infolge der Fließgeschwindigkeit v und der Abflusshöhe h unterschiedlich hohe Gefährdungen. [22: Anhang 4]. Diese können im Wesentlichen in vier Gefährdungsklassen eingeteilt werden, welche im nachfolgenden Diagramm veranschaulicht werden.

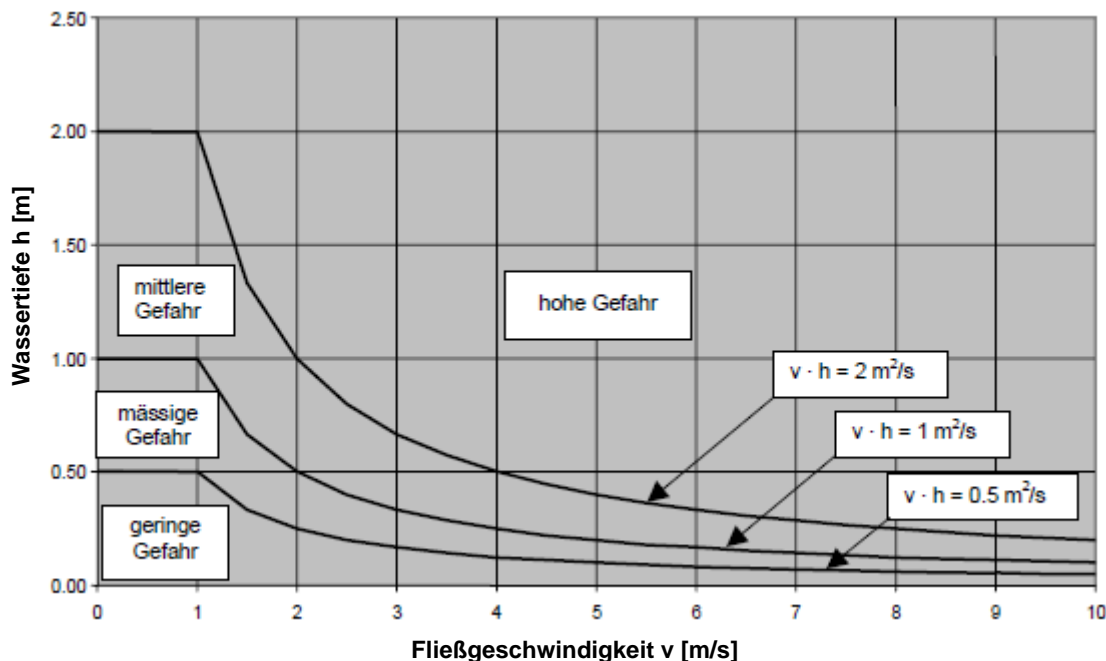


Abbildung 8-4: Einteilung der Gefährdungsbereiche [96: S. 20]

Je nach Art der betroffenen Objekte kann in diesem Zusammenhang ein zugehöriger abgeschätzter Schwellenwert zur Feststellung eines besonderen Gefährdungspotenzials definiert werden [94: S. 10] :

- Schwellenwert $I = 0,5$ m²/s für:
stark benutzte Verkehrswege wie Autobahnen, Auto- oder Hauptstraßen, Wanderwege, öffentliche Campingplätze, Badeorte, Menschenansammlungen

- Schwellenwert $I = 1 \text{ m}^2/\text{s}$ für:
Wohnräume, Arbeitsräume und öffentliche Bauten in leichter Bauweise,
übrige Verkehrswege
- Schwellenwert $I = 2 \text{ m}^2/\text{s}$ für:
Wohnräume, Arbeitsräume und öffentliche Bauten in massiver Bauweise,
Eisenbahnlinien

Eine detailliertere Beurteilung des Gefährdungspotenzials bietet die „Zuordnungsmatrix zu Gefährdungsklassen „erheblich“ und „gering““ [114], welche im Anhang des „Leitfadens für die Mindestanforderungen an den Stauanlagenverantwortlichen von „Kleinen Stauanlagen““ [22: Anhang 4] enthalten ist. Dabei wird zwischen einem „geringen“ und „erheblichen“ Gefährdungspotenzial unterschieden und in Abhängigkeit der betroffenen Personen, Gebäude sowie sonstigen Einrichtungen der zugehörige Schwellenwert der Einwirkungen aufgezeigt. Mit Hilfe dieser Liste ergibt sich das jeweilige Gefährdungspotenzial („geringes“ oder „erhebliches“ Gefährdungspotenzial) einer Stauanlage.

8.3.2 Flutwellenabschätzung

Die dominierenden Ursachen für ein Dammversagen und der damit einhergehenden Breschenbildung sind im Allgemeinen die Überströmung sowie die innere Erosion von Damm (Durchströmung) und Untergrund (Unterströmung). [107: S. 190] Die Breschenentwicklung aufgrund dieser Versagensarten wird im Anschluss näher beschrieben [3: S. 11,33]:

i. Überströmung:

Bei einer Überströmung der Dammoberkante kommt es bei nicht vorhandener Erosionsstabilität zu einem Materialabtrag an der Dammkrone bzw. an der luftseitigen Böschung des Dammbauwerks (äußere Erosion), was in weiterer Folge zu einem Erosionsbruch führen kann.

ii. Durchströmung:

Dabei handelt es sich um eine innere Erosion des Schüttdammes wobei es zum Ausspülen von Dammmaterial kommt. Der „Piping-Effekt“ (rückschreitende Erosion) kann diesen Versagensmechanismus aufgrund bereits vorhandener Hohlräume begünstigen. Der fortschreitende Teilchenaustrag führt in weiterer Folge zur Instabilität des Absperrbauwerks bzw. zu einem Geländebruch. Ein Anzeichen dieses Versagensmechanismus sind Wasseraustritte an der Dammluftseite.

iii. Unterströmung:

Die Unterströmung des Dammbauwerks und der damit verbundene Bodenteilchentransport werden beispielsweise durch wechselnde Lagerungsdichten der Bodenschichten begünstigt. Ein Indiz für den dadurch verursachten Grundbruch ist der Austrag von Feinmaterial im Bereich des luftseitigen Dammfußes. Auch bei dieser Form der inneren Erosion kann es zu einer rückschreitenden Erosion kommen, was den Erosionsgrundbruch verstärkt.

In Abbildung 8-5 sind die genannten typischen Versagensformen zur besseren Veranschaulichung bildlich dargestellt.

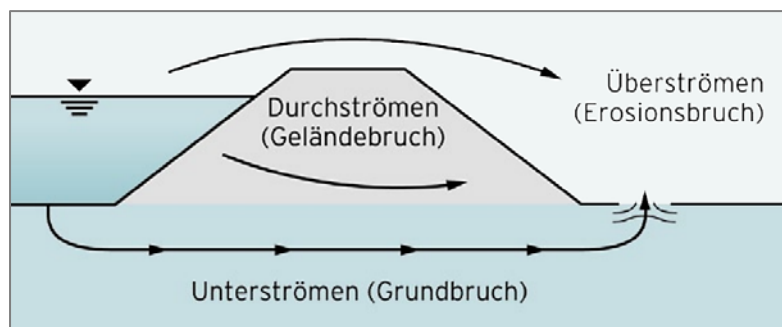


Abbildung 8-5: Dominierende Versagensformen eines Damms [3: S. 11]

Zusätzlich zu den oben angeführten häufigsten Versagensformen eines Erdammes sollte für eine gesamtheitliche Untersuchung des Gefährdungspotenzials einer Stauanlage auch die Ausbildung einer Initialbresche durch das Ein-

treten eines raschen kritischen Zustandes, verursacht durch außerordentliche Ereignisse (z.B. Erdbeben, Starkregen, etc.), untersucht werden. [33]

Damit nun der Stauanlage das entsprechende Gefährdungspotenzial, mit dem sie behaftet ist, anhand der oben genannten Zuordnungsmatrix zugewiesen werden kann, muss eine Abschätzung der Intensität der **Abflusswelle** unterhalb des Reservoirs erfolgen. Dabei wird die Dimension der Flutwelle beim Auftreffen eines kritischen Bereichs (Objekte, Personen) und damit das Gefährdungspotenzial bestimmt. Im Allgemeinen kommen dafür 1D - oder 2D - Berechnungsmethoden in Frage, wobei neben einer computerunterstützten Ermittlung (z.B. CASTOR 1997, SMPDBK 1991 – „Simplified Dam-Break Flood Forecasting Model“, HEC-RAS, etc.) zur groben Abschätzung entsprechend vereinfachte Handrechenverfahren zur Verfügung stehen, auf welche im Rahmen dieser Arbeit näher eingegangen wird. [97: S. 13–15]

Grundlage der Flutwellenabschätzung ist die Ermittlung der **Auslaufwelle** bzw. der Zeit der Breschenbildung. Letztere ist vor allem für Alarm- und Evakuierungsmaßnahmen sowie für die Koordinierung mit der Katastrophenschutzbehörde wesentlich. [2: S. 54] Dafür stehen im Grunde mehrere empirische Methoden zur Verfügung, wobei im Anschluss lediglich auf die gängigsten Verfahren eingegangen werden kann.

Seit 2013 wird im Rahmen eines Arbeitskreises von verschiedenen Universitäten, Ingenieurbüros sowie Bundes- und Landesverwaltungsbehörden an der Erstellung eines Leitfadens zur Ermittlung des Flutwellenabflusses für Beschnieungsspeicher gearbeitet, da insbesondere zwischen den Methoden zur Ermittlung der Ausflusswelle noch große Differenzen bestehen. [33] Zum Zeitpunkt der Verfassung dieser Arbeit ist jener Leitfaden noch nicht fertiggestellt, weshalb in weiterer Folge die Flutwellenabschätzung betreffend auf Methoden einschlägiger Literatur zurückgegriffen wird.

8.3.2.1 Abschätzung der Auslaufwelle

Bei der Ermittlung der Auslaufwelle aus einem Speicher wird im Allgemeinen nicht von einem Spontanbruch bzw. von einer plötzlichen Ausbildung der Bresche ausgegangen, sondern von einer progressiven Breschenbildung, wodurch

ein gewisser Zeitraum zwischen dem Beginn des Bruchvorganges und dem maximalen Durchfluss vorhanden ist. Zur Bestimmung stehen einige empirische Methoden zur Verfügung, welche unterschiedliche Zeiten bis zur vollständigen Breschenausbildung bzw. unterschiedliche maximale Durchflüsse liefern. Im Rahmen dieser Arbeit wird einerseits das einschlägige Verfahren gemäß dem NÖ Leitfaden „Überwachung kleiner Staudämme“ [2] und andererseits das „Verfahren nach Broich“ vorgestellt. [22: S. 6–7]

Verfahren gemäß dem NÖ Leitfaden „Überwachung kleiner Staudämme“

[2: Anhang B]

Zunächst ist zu unterscheiden, ob es sich um eine Breschenbildung infolge einer Überströmung der Dammkrone oder um einen Durchbruch aufgrund innerer Erosion handelt. Im Falle einer Überströmung ist für die Berechnung die Dammhöhe als maßgebende Wassertiefe h_w anzusetzen, im anderen Fall der Abstand zwischen Breschensohle und Speicherspiegel. Nachfolgend wird die Vorgehensweise zur Bestimmung der Breschenausbildungszeit und der Auslaufwelle näher gebracht:

(1) Zeit bis zur vollständigen Breschenausbildung t [h]:

Die verstrichene Zeit von Beginn des Dammbbruchvorganges bis zum maximalen Durchfluss wird mit Hilfe des Verfahrens nach Froehlich wie folgt ermittelt:

Verfahren nach Froehlich:	$t = 0,0071 * V_w^{0,47} * h^{-0,9}$ [h]	(8-3)
---------------------------	--	-------

mit: V_w ... Speicherbeckenvolumen zwischen WSP und Breschensohle [m³]

h ... Dammhöhe: Abstand zwischen Dammkrone und Breschensohle [m]

(2) Spitzenabfluss Q_{\max} [m³/s]:

Zur Ermittlung des maximalen Durchflusses können folgende 5 empirische Verfahren zum Einsatz kommen:

Verfahren nach MacDonald/ Langridge-Monopolis:	$\log Q_{\max} = 1,5 + 0,45 * (\log Bbf + 2)$	(8-4)
---	---	-------

mit: Bbf ... Breschenbildungsfaktor: $Bbf = h_w * V_w$ [m hm³]

V_w ... Speicherbeckenvolumen [m]

h_w ... Wassertiefe im Speicher [m]

Verfahren nach Froehlich:	$Q_{\max} = 0,544 * V_w^{0,306} * h_w^{1,22}$ [m ³ /s]	(8-5)
---------------------------	---	-------

mit: V_w ... Speicherbeckenvolumen [m]

h_w ... Wassertiefe im Speicher [m]

Verfahren nach Ritter (Annahme: plötzlicher Bruch):	$Q_{\max} = \frac{8}{27} * b_m * \sqrt{g} * h_w^{\frac{3}{2}}$ [m ³ /s]	(8-6)
--	--	-------

mit: b_m ... mittlere Breschenbreite [m]

h_w ... Wassertiefe im Speicher [m]

g ... Erdbeschleunigung [m/s²]

Verfahren nach Schoklitsch (Annahme: plötzlicher Bruch):	$Q_{\max} = 0,9 * \left(\frac{B}{b_m}\right)^{0,25} * b_m * h_w^{1,5}$ [m ³ /s]	(8-7)
---	--	-------

mit: b_m ... mittlere Breschenbreite [m]

B ... Dammbreite an der Wasseroberfläche [m]

h_w ... Wassertiefe im Speicher [m]

Verfahren nach Fread:	$Q_{\max} = 3,1 * b_m * \left(\frac{C}{\tau + \frac{C}{h^{0,5}}}\right)^3$ [cft/s]	(8-8)
-----------------------	--	-------

mit: b_m ... mittlere Breschenbreite [ft]

C ... Faktor $C = 23,4 * A/b_m$

τ ... Zeit bis zur vollst. Ausbildung der Bresche [h] nach Formel (8-3)

h ... Dammhöhe [ft]

A ... Speicherbeckenoberfläche [acres]

(3) Vereinfachte Flutwellenabschätzung:

Bei der vereinfachten Abschätzung des maximalen Durchflusses Q_{\max} wird das Verfahren nach Froehlich gemäß Formel (8-5) angewandt.

Um die Speicherentleerungsdauer zu bestimmen, wird von einer einfachen Überlegung ausgegangen, bei welcher der Zeitraum in zwei Zeitabschnitte unterteilt wird:



Des Weiteren wird die Abflussganglinie dreiecksförmig angenommen, wobei das Maximum im ersten Drittelpunkt zu liegen kommt. Aus dieser Beziehung ergeben sich die Beckenentleerungszeiten t_n und $t_{Q_{\max}}$:

2. Zeitabschnitt:	$t_n = \frac{2 * V_w}{Q_{\max}} \text{ [s]}$	(8-9)
-------------------	--	-------

mit: Q_{\max} ... Spitzenabfluss [m^3/s] nach Formel (8-5)

V_w ... Speichervolumen [m^3]

1. Zeitabschnitt:	$t_{Q_{\max}} = \frac{t_n}{3} \text{ [s]}$	(8-10)
-------------------	--	--------

mit: t_n ... Zeitdauer [h] bis $Q = Q_{\max}/10$ erreicht wird, nach Formel (8-9)

Verfahren nach Broich

Die Methode zur Abschätzung der Breschenbildungszeit bzw. der Auslaufwelle nach Broich bietet eine realitätsnahe Lösung, indem auch die Kennwerte des Dammschüttmaterials und eine maximale Breschenhöhe unabhängig vom Stauziel im Speicher berücksichtigt werden. [22: S. 7]

Im Folgenden wird auf die „Dambruchberechnung nach Broich“ [22: Anhang 1] von der TU Wien eingegangen. Dabei werden in Abhängigkeit des Speicherinhaltes I und der vorhandenen Dammhöhe h vier Fälle unterschieden:

- i. $I = 50.000 \text{ m}^3$ und $h = 10 \text{ m}$
- ii. $I = 100.000 \text{ m}^3$ und $h = 15 \text{ m}$
- iii. $I = 150.000 \text{ m}^3$ und $h = 10 \text{ m}$
- iv. $I = 150.000 \text{ m}^3$ und $h = 20 \text{ m}$

Anhand dieser Daten wurden je vier Diagramme [22: Anhang 1] erstellt, welche zum Einen den Verlauf der Breschenbildung über die Zeit zeigen (Anstieg der Breschentiefe und der Breschenbreite) und zum Anderen die Abflussganglinie des Breschendurchflusses bzw. den zeitabhängigen Anstieg der Wasserfracht abbilden. Dabei können die einzelnen Werte hinsichtlich mittlerer Strickler - Rauigkeitskoeffizienten und Korngrößendurchmesser des Schüttmaterials anhand von Kurven abgelesen werden.

Die Berechnung des Spitzenabflusses Q_{\max} erfolgt mit Hilfe des Verfahrens nach Fröhlich, wobei ein empirischer Zusammenhang zwischen dem Speicherinhalt I und der Dammhöhe h dargestellt wird (siehe Formel (8-11)).

Verfahren nach Fröhlich:	$Q_{\max} = 0,607 * (I^{0,295} * h^{1,24}) \text{ [m}^3/\text{s]}$	(8-11)
--------------------------	--	--------

Die jeweiligen gerundeten Spitzenabflüsse für die o.a. Fälle (i-iv) wurden gemäß Formel (8-11) berechnet und können aus Tabelle 8-1 entnommen werden.

Tabelle 8-1: Spitzenabflüsse nach Fröhlich

Fall	Speicherinhalt $I \text{ [m}^3]$	Dammhöhe $h \text{ [m]}$	Spitzenabfluss $Q_{\max} \text{ [m}^3/\text{s]}$
i.	50.000	10	257
ii.	100.000	15	521
iii.	150.000	10	355
iv.	150.000	20	838

8.3.2.2 Abschätzung der Abflusswelle

Eine gängige Methode zur Abschätzung der Abflussintensität von Flutwellen wird vom Schweizer Bundesamt für Wasser und Geologie in „Die Beurteilung der besonderen Gefahr mit vereinfachten Flutwellenberechnungen“ [97] aufgezeigt und im Anschluss nähergebracht.

Bei dieser Art der Abschätzung von Abflusswellen wird von einem Momentanbruch des Absperrbauwerkes ausgegangen, wobei eine Bresche bis zur Gründungssohle entsteht und damit hohe Abflusswerte herangezogen werden („Worst-Case-Szenario“). [22: S. 7]

Außerdem wird in der Regel vorausgesetzt, dass der Speicher, sofern keine verstopfungsanfällige Hochwasserentlastung vorherrscht, bei welcher allerdings ein Speicherspiegel in Höhe der Dammkrone angenommen werden müsste, bis zum Stauziel gefüllt ist.

Der Verlauf des Abflusses unterhalb des Speichers muss je nach Geländeverhältnissen möglichst realitätsgetreu als ein- oder zweidimensional eingestuft werden. Dabei kommt das zweidimensionale Berechnungsverfahren in der Regel lediglich bei flachen Abflussgebieten (Talbereich), wie beispielsweise bei Flusstauhaltungen, zum Einsatz. Da Beschneiungsanlagen üblicherweise im alpinen Bereich situiert sind, wird im Rahmen dieser Arbeit lediglich auf die eindimensionale Abflussmethode eingegangen.

Die **eindimensionale Abflusswelle** kann nach dem CTGREF³⁴ - Handrechenverfahren für einen kritischen Punkt ermittelt werden. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um einen Freispiegelabfluss in Abhängigkeit der Breschenbildung, des Stauraumes sowie der Geländeverhältnisse. Die nachfolgende Vorgehensweise wird den Hilfsmitteln „Vereinfachtes Verfahren zur Berechnung einer Flutwelle mit primär eindimensionaler Ausbreitung (Verfahren „CTGREF“)“ [95] bzw. „Die Beurteilung der besonderen Gefahr mit vereinfachten Flutwellenberechnungen“ [97] entnommen.

³⁴ CTGREF = „Centre technique du génie rural des eaux et des forêts“, Technisches Zentrum für Wasser- und Forstwirtschaft

(1) Breschenabfluss Q_b [m³/s]:

Die Ausbildungsform der Bresche bzw. der Abfluss aus der Bresche kann je nach Absperrbauwerk und topografischen bzw. geologischen Gegebenheiten zu einem Rechteck-, Dreieck-, Trapez- oder Parabelabfluss angenähert werden. Die nachfolgende Abbildung zeigt die theoretisch ausgebildeten Querschnittsformen bzw. die benetzte Querschnittsfläche F und den daraus errechneten Abfluss Q_b aus dem jeweiligen Breschenquerschnitt.

Beim Durchbruch eines kleineren Erddammes wird sich im Regelfall etwa eine trapezförmige Bresche mit einer Neigung von 45° (Verhältnis 1:1) ausbilden („Standardbreschenform“). Dabei ist ihre Breite L an der Gründungssohle etwa doppelt so groß wie die Höhe Y_0 des Trapezes.

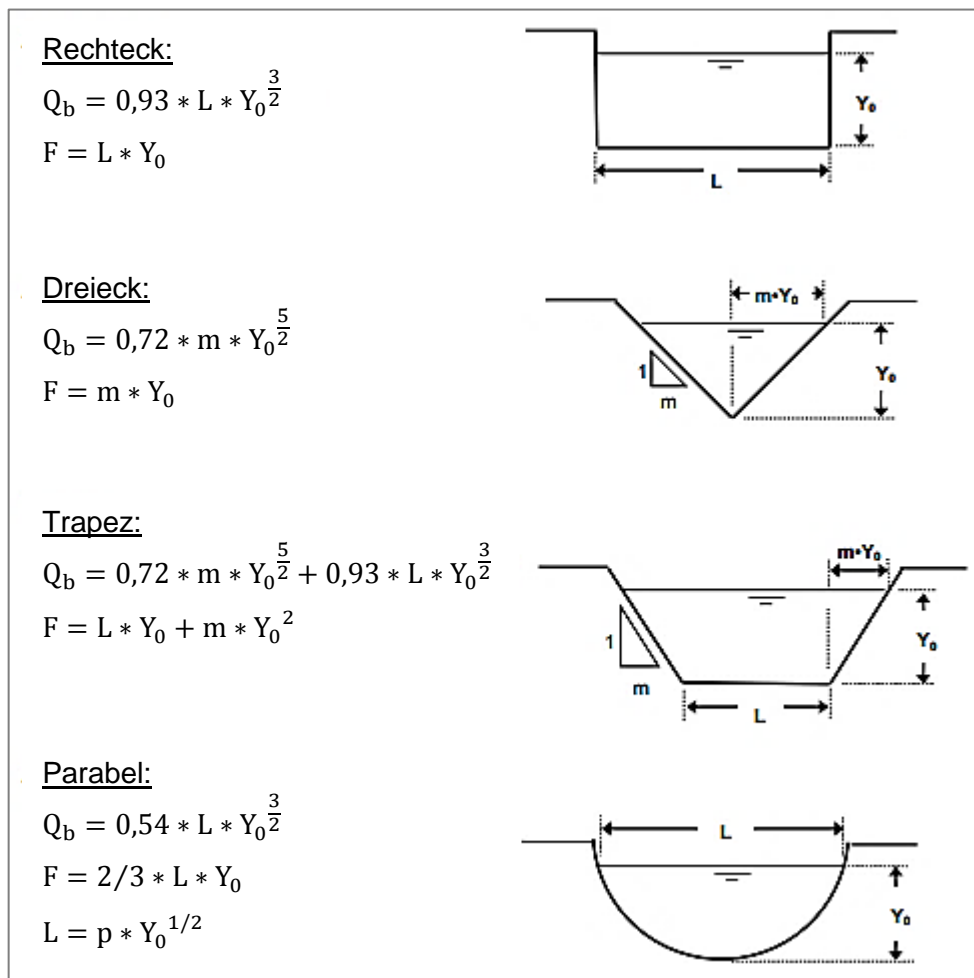


Abbildung 8-6: Breschenquerschnittsform [95: S. 5]

- mit: L ... Breite [m]
 Y₀ ... Wassertiefe an der Sperrstelle vor dem Bruch [m]
 m ... Neigung [-]
 Q_b ... Abflussmenge aus der Bresche [m³/s]
 F ... Benetzte Querschnittsfläche [m²]

Es ist abzuklären, ob aufgrund einer erosionsfesten Bodenschicht (z.B. Fels) im Speicherumfeld das Breschenvolumen reduziert werden darf.

(2) Korrigierter Breschenabfluss Q_b' [m³/s]:

Dabei wird der theoretische Abfluss durch den Breschenquerschnitt mit einem Korrekturfaktor μ [-] behaftet, der die Eigenschaften des Speichers, wie beispielsweise die Kompaktheit, Form oder Bodenbeschaffenheit, berücksichtigt. Der Koeffizient wird entweder anhand Tabelle 8-2 abgeschätzt oder nach Formel (8-12) ermittelt und mit dem errechneten Breschenabfluss Q_b multipliziert (siehe Formel (8-13)).

Tabelle 8-2: Bestimmung von μ

μ	Korrekturfaktor
0,6	Langgezogene Speicherbeckenform
1,0	Normale Speicherbeckenform
1,4	Sehr kompaktes Speicherbecken
siehe Formel (8-12)	Individuelle Speicherbeckenform

Berechnung μ :

$$\mu = 1 + \log\left(\frac{V_o}{S_o * L_b}\right) [-] \quad (8-12)$$

- mit: V_o ... Staurodvolumen [m³]
 S_o ... Fläche der Bresche [m²]
 L_b ... Länge des Staubeckens [m]

Korrigierter Breschenabfluss:

$$Q_b' = \mu * Q_b \text{ [m}^3\text{/s]} \quad (8-13)$$

mit: μ ... Korrekturfaktor [-] aus Tabelle 8-2

Q_b ... Breschenabfluss [m^3/s] aus Abbildung 8-6

(3) Hilfsparameter $J \cdot K^2$ [-]:

Um in weiterer Folge den maximalen Abfluss Q_{max} zu bestimmen, muss zunächst der Hilfsparameter $J \cdot K^2$ ermittelt werden. Dabei ist J [-] das mittlere Gefälle zwischen dem Absperrbauwerk und dem Querschnitt an einem Punkt P_1 , an dem die Intensität der Abflusswelle bestimmt werden soll. K [-] beschreibt den mittleren Strickler-Reibungskoeffizienten auf der Strecke zwischen Speicher und P_1 und kann aus Tabelle 8-3 entnommen werden. Er berücksichtigt dabei die Oberflächenbeschaffenheit bzw. die Vegetation und Talform.

Tabelle 8-3: Strickler-Reibungskoeffizient K [95: S. 6]

K	Beschreibung des Geländes
15	urbanes Gebiet; schluchtartige Engnisse; unregelmäßige Talform
20	unregelmäßige, krümmungsreiche Talform mit reichlich Vegetation deren Höhe mit der Abflusstiefe vergleichbar ist
25	regelmäßige Talform mit Bäumen und Hecken deren Höhe mit der Abflusstiefe vergleichbar ist
30	regelmäßige Talform, niedrige Vegetation verglichen mit der Abflusstiefe
40	vorhandene Wasserflächen

(4) Maximaler Abfluss Q_{max} [m^3/s] in der Distanz X :

Für die Bestimmung des Spitzenabflusses Q_{max} an einer Stelle P_1 mit der Distanz X [m] zum Dammbauwerk steht ein Diagramm [95: S. 7] in Abhängigkeit von Q_{max}/Q_b' und $X/\sqrt[3]{V_0}$ bzw. $J \cdot K^2$ zur Verfügung. Dabei wird der Koeffizient $X/\sqrt[3]{V_0}$ berechnet bzw. der Wert Q_{max}/Q_b' über die Kurvenschar $J \cdot K^2$ abgelesen und der Spitzenabfluss über die Beziehung Q_{max}/Q_b' berechnet.

(5) Maximale Wassertiefe Y_{max} [m] und Fließgeschwindigkeit v [m/s] im Standort P_1 :

Dem Querschnitt im Punkt P_1 wird entsprechend der Bestimmung des Brechenquerschnitts (vgl. Abbildung 8-6) eine theoretische Form zugeordnet. Dadurch kann ein Koeffizient D_{max} [-] in Abhängigkeit des Spitzenabflusses Q_{max} , der Strickler-Rauhigkeit K_1 im Standort P_1 und des lokalen Gefälles J_1 in P_1 ermittelt und mit dessen Hilfe die maximale Wassertiefe Y_{max} im Standort P_1 bestimmt werden (siehe Tabelle 8-4). Diese Beziehung kann für verschiedene Standorte herangezogen werden. Zudem werden je nach Größe des Koeffizienten D_{max} 3 Fälle unterschieden, die ebenfalls in der nachfolgenden Tabelle aufgelistet werden. Tritt Fall 3 ein, muss zur Bestimmung von Y_{max} eine zusätzliche Zwischenvariable U_{max} [-] je nach Querschnittsform im Punkt P_1 aus einem Diagramm [95: S. 9] abgelesen werden.

Tabelle 8-4: Ermittlung von D_{max} und Y_{max} [95: S. 8]

Talform	D_{max}	Fall 1: $D_{max} \leq 10^{-3}$ Y_{max}	Fall 2: $D_{max} > 100$ Y_{max}	Fall 3: $10^{-3} < D_{max} < 100$ (U_{max} [95: S. 9]) Y_{max}
Rechteck	$\frac{Q}{K_1 * J_1^{1/2} * L^{8/3}}$	$L * D_{max}^{3/5}$	$1,59 * L * D_{max}$	$L * U_{max}$
Dreieck	$\frac{Q * (1 + m^2)^{1/3}}{K_1 * J_1^{1/2} * m^{5/3}}$	$1,2 * D_{max}^{3/8}$	$1,2 * D_{max}^{3/8}$	$10 * U_{max}$
Trapez	$\frac{Q * m^{5/3}}{K_1 * J_1^{1/2} * L^{8/3}}$	$\frac{L}{m} * D_{max}^{3/5}$	$1,3 * D_{max}^{3/8}$	$\frac{L}{m} * U_{max}$
Parabel	$\frac{Q}{K_1 * J_1^{1/2} * p^{16/3}}$	$1,37 * p^2 * D_{max}^{0,46}$	$1,86 * p^2 * D_{max}^{0,55}$	$p^2 * U_{max}$

mit: Q ... Spitzenabfluss Q_{max} [m³/s] gemäß Punkt (4)

K_1 ... Strickler-Rauhigkeitskoeffizient aus Tabelle 8-3 [-]

J_1 ... Lokales Gefälle im Querschnitt P_1 [-]

L ... Breite [m]

m ... Neigung [-]

(6) Intensität der Abflusswelle I im Standort P₁:

Durch die theoretische Querschnittsform im Punkt P₁, kann mit Hilfe der Formeln aus Abbildung 8-6 die benetzte Querschnittsfläche F mit $Y_0 = Y_{\max}$ errechnet und aus der umgeformten Kontinuitätsbedingung $v = Q_{\max}/F$ die Fließgeschwindigkeit in P₁ ermittelt werden.

Die Intensität der Abflusswelle I folgt gemäß Formel (8-2) aus dem Produkt der Fließgeschwindigkeit v und der Abflusshöhe h (=Y_{max}).

(7) Energielinienhöhe H_{E1} und Ankunftszeit der Flutwelle t im Standort P₁:

Das Energielinienniveau H_{E1} im Punkt P₁ ergibt sich gemäß dem Energiehöhenvergleich nach Bernoulli aus der Summe der geodätischen Höhe des Standortes H_{P1}, der Abflusshöhe h (=Y_{max}) und der Geschwindigkeitshöhe $h_v = v^2/2g$:

Energielinienhöhe:	$H_{E1} = H_{P1} + Y_{\max} + \frac{v^2}{2g} \text{ [m]}$	(8-14)
--------------------	---	--------

Die Ankunftszeit der Flutwelle t in einem beliebigen Punkt P kann über die mittlere Fließgeschwindigkeit aus den einzelnen betrachteten Querschnitten über die Fließstrecke abgeschätzt oder, wenn die Bedingung $X^2/h > 10^4$ gilt, mittels Formel (8-15) berechnet werden.

Ankunftszeit:	$t = 10^{-5} * \lambda * \frac{X^2}{h} \text{ [min]}$	(8-15)
---------------	---	--------

mit: λ ... Parameter [-] zur Berücksichtigung der Speichercharakteristik, Sohlreibung, Wassertiefe und des Strauraumvolumens, aus Tabelle 8-5

X ... Entfernung zwischen Speicher und Standort P [m]

h ... Höhendifferenz zwischen Stauziel und Sohlenkote im Punkt P [m]

Tabelle 8-5: Ermittlung von λ [95: S. 10]

$Y_0/V_0 \backslash K$	<10	10	20	30	40	>40
$20 \cdot 10^{-6}$	>4	4	3	2	1,5	1
$2 \cdot 10^{-6}$	4	3	2	1,5	1,2	1
$0,2 \cdot 10^{-6}$	3	2	1,5	1,2	1	<1

mit: K ... Strickler-Rauhigkeitskoeffizient [-]

Y_0 ... Wassertiefe an der Sperrstelle [m]

V_0 ... Stauraumvolumen [m³]

9. Beschneiungsanlagen in der Steiermark

In diesem letzten Kapitel der Arbeit wird in Zusammenarbeit mit dem BMLFUW und dem Amt der Steiermärkischen Landesregierung speziell auf Beschneigungsspeicher in der Steiermark eingegangen, indem zunächst ein allgemeiner Überblick über deren Bestand gegeben wird und anschließend die praxisbezogenen Speicherverhältnisse von 8 besichtigten Schneispeichern aufgezeigt werden.

9.1 Allgemeines

Derzeit gibt es in der Steiermark gemäß den Informationen von „bergfex.at“ [6] 76 betriebene Skigebiete. Davon haben laut GIS Steiermark 50% einen künstlich angelegten Beschneigungsspeicher. Andere Beschneiungsanlagen, wie direkte Beschneigung aus natürlichen stillen Gewässern, Fließgewässern oder sonstigen Anlagen, werden in diese Bilanz nicht miteinbezogen.

Um einen kurzen Überblick über den derzeitigen Bestand von Beschneigungsspeichern in der Steiermark zu erhalten, werden nachfolgend die 38 betriebenen Skigebiete mit künstlich angelegtem Schneispeicher in einer Karte dargestellt (siehe Abbildung 9-1). In diesem Zusammenhang soll erwähnt werden, dass einige Skigebiete, wie beispielsweise die Planai oder Hauser Kaibling, über mehrere Beschneigungsspeicher verfügen. Der Übersichtlichkeit halber wurden jedoch lediglich die betreffenden Skigebiete in der Karte vermerkt und in Tabelle 9-1 alphabetisch geordnet.

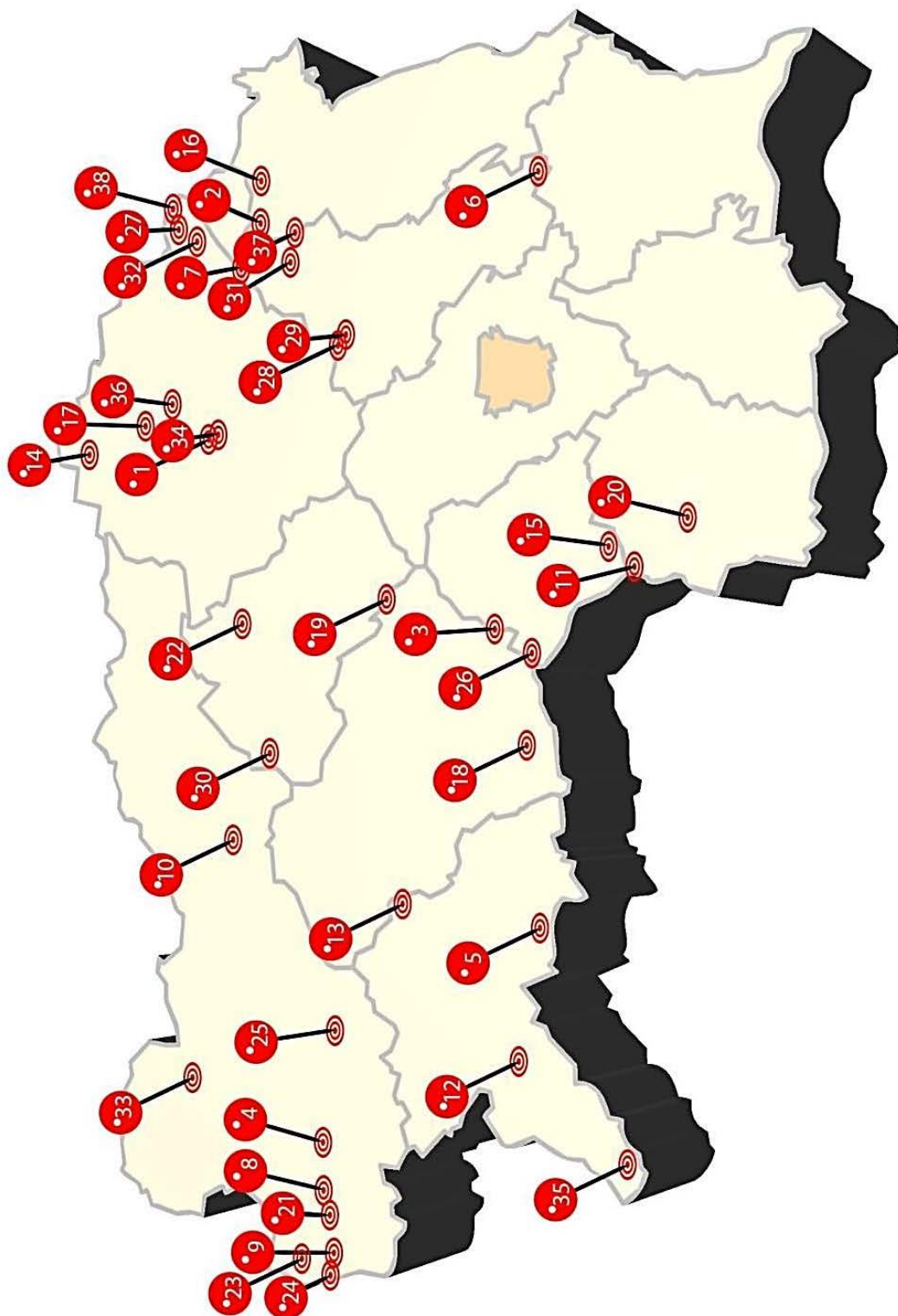


Abbildung 9-1: Skibetriebe in der Steiermark mit künstlichem Beschneungsspeicher

Tabelle 9-1: Nummerierte Skigebiete in der Steiermark mit Beschneigungssteich

Skigebiete in der Steiermark mit künstlichem Beschneigungsspeicher	
1	Eichfeldlift - Turnau
2	Familienschiberg St. Jakob im Walde
3	Gaberl
4	Galsterbergalm / Schladming
5	Grebenzen – St. Lambrecht
6	Hartmannsdorfer Skipiste
7	Hauereck St. Kathrein am Hauenstein
8	Hauser Kaibling / Schladming
9	Hochwurzen / Schladming
10	Kaiserau – Admont - Schneebären
11	Klug Lifte Hebalm – Freiländeralm
12	Kreischberg / Murau
13	Lachtal
14	Mariazeller Bürgeralpe
15	Modriach-Winkel Hoislifte
16	Mönichwald – Hochwechsellifte
17	Niederlpl
18	Obdach
19	Oberes Murtal / Spitzer Almgasthof
20	Parfußwirlifte Trahütten
21	Planai / Schladming
22	Präbichl
23	Ramsau / Dachstein – Ski amade
24	Reiteralm / Schladming
25	Riesneralm – Schneebären
26	Salzstiegl
27	Schmoll Lifte – Steinhaus am Semmering
28	Sommeralm – Holzmeisterlifte
29	Sommeralm – Pirstingerkogellift
30	Sonnberglifte – Wald am Schoberpass
31	Strallegg
32	Stuhleck – Semmering
33	Tauplitz / Bad Mitterndorf – Schneebären
34	Turnau – Schwabenbergarena
35	Turracher Höhe (im Bau befindlich)
36	Veitsch – Brunnalm
37	Wenigzell
38	Zauberberg Semmering - Hirschenkogel

9.2 Besichtigung von 8 Beschneiungsspeichern in der Steiermark

Durch die Besichtigung von 8 steirischen Schneispeichern soll schließlich eine Verknüpfung zwischen der technisch-theoretischen Aufbereitung des Themengebiets und der Praxis geschaffen werden.

Um einen Bezug zum verwendeten „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1“ [59] der Salzburger Landesregierung herzustellen, wurde die Stichprobe der Anlagen an das Erscheinungsjahr des Leitfadens (~2009) angepasst. Dabei wurden 3 Anlagen, welche vor, und 5 Anlagen, die nach 2009 erbaut wurden, besichtigt und eventuelle Auswirkungen des Leitfadens eruiert.

Bei der Besichtigung der Schneispeicher werden zunächst die technische Ausführung (Absperrbauwerk, Abdichtungsart, etc.) sowie Betriebseinrichtungen (HW-Entlastung, Grundablässe, Verschlussorgane, etc.), sämtliche Messeinrichtungen betreffend das Überwachungsprogramm und das generelle Sicherheitskonzept der Anlagen beleuchtet. Darüber hinaus werden auch anlagen-spezifische Aspekte wie beispielsweise spezielle sicherheitstechnische Gegebenheiten (Einzäunung, Ausstiegshilfen, etc.) oder die sommerliche Nutzung des Speichers aufgezeigt.

Im Nachfolgenden werden die einzelnen besichtigten Speicher näher beschrieben. Sämtliche Fotos die Betriebs-, Messeinrichtungen, etc. der jeweiligen Anlage betreffend können der beigelegten DVD entnommen werden.

9.2.1 Beschneiungsspeicher „Kristallsee“ (Mariazeller Bürgeralpe)

Der Speicherteich „Kristallsee“ wurde im Jahr 2011 errichtet und befindet sich auf dem Grundstück Nr. 444/1 der KG 60403 Mariazell, östlich des Bürgeralpengipfels (1.270 m.ü.A) auf einer Seehöhe von etwa 1.250 m, nordöstlich vom Zentrum Mariazell (siehe Abbildung 9-2). Er gehört zum Skigebiet „Mariazeller Bürgeralpe“ (vgl. Abbildung 9-1, Nr. 14).



Abbildung 9-2: Schneispeicher „Kristallsee“ (Mariazeller Bürgeralpe) [Hintergrundkarte: 42]

Das Mariazeller Skigebiet beinhaltet derzeit etwa 42 ND-Schneeerzeuger, wobei insgesamt etwa 10 km Gussrohrleitungen verlegt wurden, welche die Schneeerzeuger mit Wasser versorgen. Der erforderliche Wasserbedarf wird mit Hilfe von 2 Speicherbecken bereitgestellt, welche dieselbe Sohl- und WSP-Höhe aufweisen und miteinander über eine Leitung DN 300 kommunizieren. Der ältere Speicher „Waldsee“ wurde bereits 1991 erbaut und verfügt über ein Fassungsvermögen von 12.000 m³. Der neue besichtigte Speicherteich „Kristallsee“ fasst ca. 40.000 m³ und besitzt eine eigene Pumpstation, die derzeit zwar keine Pumpen enthält, jedoch Platz für einen möglichen Ausbau bereitstellt. Die Speicherbefüllung erfolgt durch die Wasserfassung an der Walster, indem laut Bewilligungsbescheid eine maximal zulässige Wassermenge von 30 l/s an einem Tiroler Wehr entnommen und über eine Höhendifferenz von ca. 450 m bis zu den Speichern gepumpt werden kann. [62]

Die Besichtigung des Speicherteichs „Kristallsee“ fand am 23. Juni 2016 zusammen mit dem SW, der gleichzeitig die Rolle der internen STV-Stellvertretung übernimmt und BL der Anlage ist, und dem externen STV im Rahmen der jährlichen Inspektion statt.

Technische Daten

Speicherteich „Kristallsee“ (Mariazeller Bürgeralpe)	
Baujahr	2011
Speicherinhalt	40.000 m ³
Max. Dammhöhe	11,6 m
STZ	1.249,20 m.ü.A
ASKZ	1.242,93 m.ü.A
Kronenbreite	3,5 m
Kronenhöhe	1.250,60 m.ü.A
Freibord STZ – DK	1,4 m
Freibord STZ – Dichtungs-OK	0,3 m
Böschungsneigung luftseitig	2 : 3
Böschungsneigung wasserseitig	1 : 2
Abdichtungsart	PEHD-Folienabdichtung

Absperrbauwerk

Das Absperrbauwerk des Speicherteichs erstreckt sich über den östlichen Bereich des Speicherstandortes. Das Speicherbecken ist mit einer Kunststoffabdichtungsbahn ausgestattet, welche zum Schutz vor äußeren Einwirkungen ordnungsgemäß überschüttet ist. Diese Bekiesung reicht bis über die DK bevor eine begrünte Böschung folgt. Der genaue Schichtaufbau lautet wie folgt:

- Bekiesung mind. 20 cm, Kantkorn 8 - 64 mm
- Bauvlies 800 g/m², Höchstzugkraft P = 45 kN/m
- Dichtungsbahn PEHD 2,5 mm, beidseitig sandraue Struktur
- Bauvlies 800 g/m², Höchstzugkraft P = 45 kN/m
- Drainagematte 200 g/m²
- Vorplanie der Aushub- bzw. Schüttfläche

Die Dichtheit der Teichfolie wurde ÖNORM-geprüft. Der Anschluss zum HW-Entlastungsschacht und zum Entnahmebauwerk, das gleichzeitig als Einlaufbauwerk dient, wurde mittels einfacher Klemmkonstruktion ausgeführt.

Betriebseinrichtungen

Die HW-Entlastung erfolgt über einen an der nordöstlichen Dammseite gelegenen dreiseitig geöffneten Betonschacht ($B \times L \times H = 1,0 \times 1,0 \times 4,4 \text{ m}$), der mit Hilfe von Rechenstäben vor Verklausungen geschützt wird und gleichzeitig als Energieumwandlungsbauwerk dient. Die Unterkante der 3 Überlauföffnungen (je $B \times H = 1,0 \times 0,4 \text{ m}$) liegt auf Höhe des Stauziels. An den Schacht schließt eine Abflussleitung DN 400 an, die im Bereich des luftseitigen Dammfußes in einen durch Wasserbausteine erosionsgesicherten Graben ausgeleitet wird.

Das HW-Entlastungsbauwerk weist ein maximales Abfuhrvermögen von $1,34 \text{ m}^3/\text{s}$ auf, wobei für die Bemessung ein BHQ von $0,1645 \text{ m}^3/\text{s}$ herangezogen wurde. Dieses wurde mit einem Aufschlag der Bemessungswerte eines 100-jährlichen Hochwassers von 43% ermittelt, um ein rechnerisch 5000-jährliches Hochwasserereignis zu erhalten.

Die neue Pumpstation befindet sich südöstlich vom „Kristallsee“ am Fuß der begrünten luftseitigen Böschung und ist mit einem Schloss abgesperrt sowie über einen eigenen Forstweg erreichbar.

Sie dient als Schieberkammer für die 2 Entnahmeleitungen, wobei eine als GA fungiert. Der Grundablass GGG DN 300 wird nach Energieumwandlung in einem Zwischenschacht aus Beton über eine Kunststoffverrohrung in den Urbangraben eingeleitet (vgl. Abbildung 9-2). Der Ausleitungsbereich ist durch Wasserbausteine im Betonbett erosionsgesichert. Der Zwischenschacht nimmt außerdem noch einige Drainageleitungen auf.

In der Pumpstation kann der Abfluss des Grundablasses über zwei Flachschieber (ein Betriebs- und ein Reserveorgan) geregelt werden, welche manuell durch zwei Handräder zu betätigen sind. Dabei befindet sich das Handrad des Reserveorgans über Kopf, jenes des Betriebsschiebers etwa auf Brusthöhe. Der GA-Reserveschieber ist mit einem Schild markiert, das außerdem kurz die

Vorgehensweise im Falle einer Notentleerung erklärt. Der maximale GA-Durchfluss beträgt etwa 210 l/s, wobei sich eine minimale Entleerzeit des Speichers von 53 h ergibt. Die Be- und Entlüftung der Leitung wird über entsprechende Ventile gewährleistet.

Sicherheitskonzept

Die sektionale Ableitung der Sickerwässer erfolgt über zwei west- und ostseitig angeordnete Dammfußdrainagen sowie über eine bergseitige und dammseitige Innendrainage an der Teichsohle. Rund um das Einlaufbauwerk ist ebenso eine Drainageleitung verlegt, die gesondert ausgeleitet wird. Die PE - Drainageleitungen weisen einen Durchmesser von 150 mm auf und werden über Gussrohre DN 150 durch den Damm geführt.

Insgesamt gelangen somit 5 Drainageleitungen in das Sickerwasserbecken in der Pumpstation, wobei eine sechste Reserveausleitung vorhanden ist. Die Beschriftung der einzelnen Ausleitungen sowie eine Skizze des Drainagekonzepts befinden sich direkt an der Betonwandung des Sickerwasserbeckens.

Darüber hinaus wurde eine 10 cm starke Dränschicht an den Dammböschungen sowie eine Drainageleitung DN 400 zwischen „Wald-“ und „Kristallsee“ vorgesehen. Dadurch werden etwaige Sickerwässer über entsprechende Drainageleitungen gesondert in einen Kontrollschacht mit Sickerschotter bzw. in den Zwischenschacht des Grundablasses abgeleitet. Bergseitig anfallende Oberflächenwässer werden über einen Ableitgraben in ein unbenanntes Gerinne eingeleitet bzw. durch einen Durchlass DN 400 in den Wald abgeleitet und dort großflächig versickert.

Die Drainageausleitungen werden regelmäßigen Sichtkontrollen unterzogen, bei welchen aber in der Regel kein nennenswerter Durchfluss festgestellt wird. Außerdem wurde das Sickerwasserbecken so ausgeführt, sodass beispielsweise ein Thomson-Wehr mit einer Messsonde und unabhängigem Grenzwertgeber installiert werden könnten.

Die Beobachtung des Speicherspiegels erfolgt mittels Manometer über eine analoge Messuhr.

Außerdem erfolgt eine regelmäßige Messung von Verformungen über 3 geodätische Messpunkte, die an der DK angebracht sind.

Der erforderliche Freibord wurde rechnerisch nach dem „DVWK-Merkblatt 246/1997“ [41] ermittelt. Des Weiteren ist der gesamte Speicher durch eine Holzumzäunung eingegrenzt und verfügt über mehrere Holztreppe als Ausstiegshilfen.

Qualifikation Anlagenpersonal

- Externer STV:
Absolvierung des Diplomstudiums im Baufach und des Aufbaukurses „STV von Beschneigungsspeichern“.
- SW = interne STV-Stellvertretung = BL:
Derzeit noch keine Absolvierung der einschlägigen ÖWAV-Kurse „STV von Beschneigungsspeichern“.

Sonstiges

Der Teich ist zur Instandhaltung oder Kontrolle mit einer Einfahrtsrampe ausgestattet und wird über zwei Rohre DN 80 belüftet.

Der „Kristallsee“ sowie der „Waldsee“ dienen nicht nur im Winter zur Bereitstellung des erforderlichen Schneiwasserbedarfs, sondern auch als eindrucksvolle Sommerattraktion. Dabei sind die beiden Speicher in das „Holzknechtland“ eingebunden, welches in Form eines Parks über das Leben der Holzknechte und die Arbeitsvorgänge der Forstwirtschaft aus vergangenen Zeiten informiert. [52] In diesem Zusammenhang ist eine kleine Waldeisenbahn auf der DK der beiden Speicher situiert, wodurch eine Fahrt rund um die Speicher ermöglicht wird.

Darüber hinaus enthält der „Kristallsee“ einen 150 m langen 2-Mast-Lift zum Wake-, Kneebordern, Wasserski- und Reifenfahren sowie Hindernisse wie einen Kicker und ein Rooftop. Hierbei ist ein Mast an der luftseitigen Dammböschung durch ein Fundament aus Wasserbausteinen fixiert, ein weiterer auf Höhe der DK. Darüber hinaus werden im Beschneigungsspeicher Wassersportarten wie „Stand Up Paddle“ oder „Walking on Waterball“ angeboten.

9.2.2 Beschneigungsspeicher „Kaiblingalm“ (Hauser Kaibling)

Der „Kaiblingalmspeicher“ wurde im Jahr 2011 auf dem Grundstück Nr. 526/1 der KG 67604 Haus auf einer Seehöhe von etwa 1.750 m erbaut und ist südlich vom Zentrum Haus bzw. südwestlich vom Hauser-Kaibling-Berggipfel (2.015 m.ü.A) situiert (siehe Abbildung 9-3). Er ist einer der Beschneigungsspeicher des Skigebiets „Hauser Kaibling“ (vgl. Abbildung 9-1, Nr. 8).

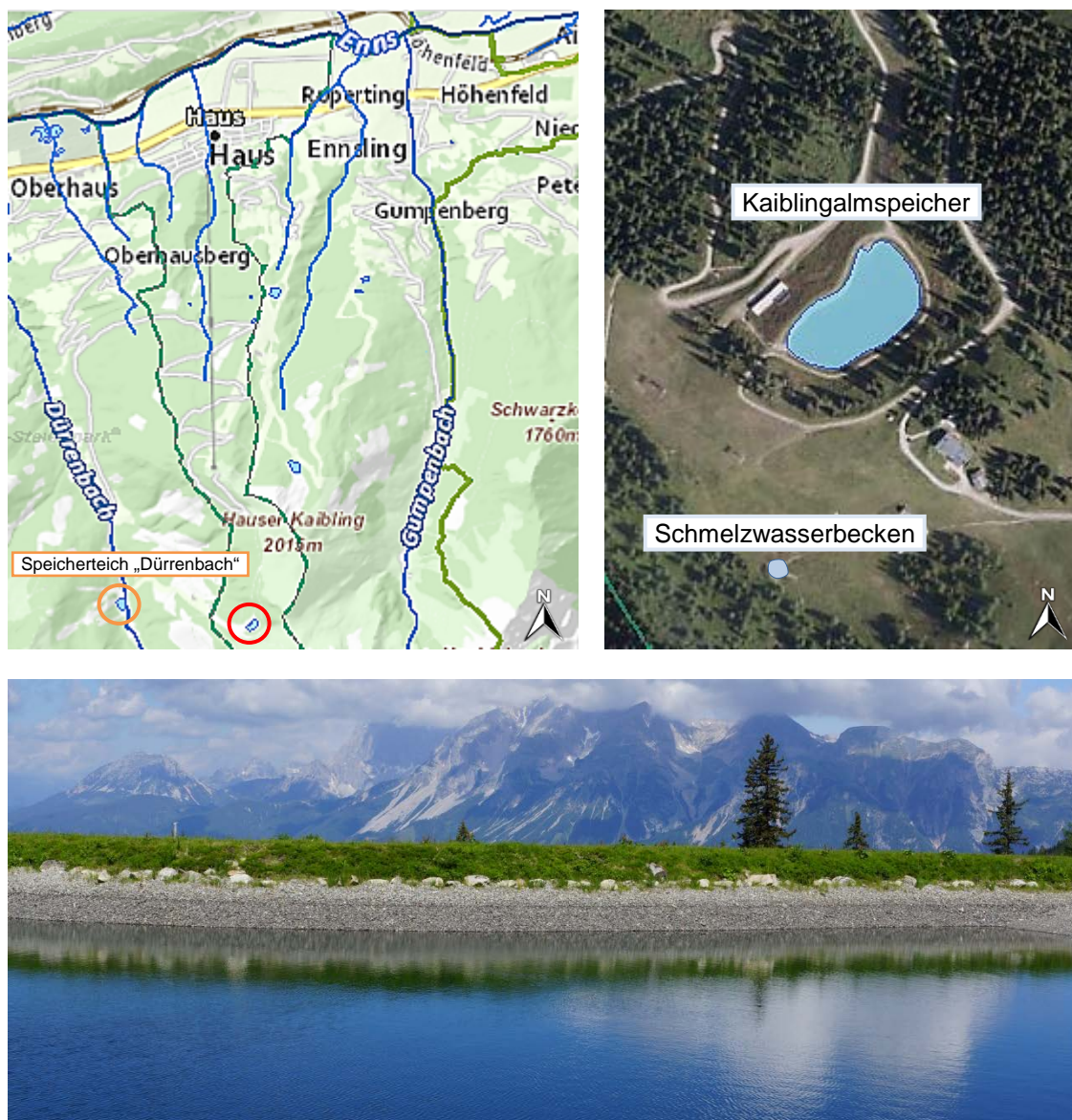


Abbildung 9-3: Schneispeicher „Kaiblingalm“ (Hauser Kaibling) [Hintergrundkarte: 42]

Das Skigebiet „Hauser Kaibling“ ist Teil der Schladminger 4-Berge-Skischaudel und verfügt derzeit über etwa 200 modernste Schneeerzeuger und eine technisch beschneibare Pistenfläche von etwa 100 ha. Der dazu benötigte Wasser-

bedarf wird insgesamt über 5 Beschneigungsspeicher bereitgestellt, wobei ein Speichervolumen von ca. 200.000 m³ zur Verfügung steht und jährlich etwa 400.000 m³ Wasser für die technische Beschneigung benötigt werden.

Die Befüllung erfolgt teilweise über Gebirgsbachfassungen und Schmelzwassereintrag sowie hauptsächlich durch die Wasserentnahme aus der Enns. Letztere gewährleistet eine maximale Entnahmewassermenge von 145 l/s, wobei bei Bedarf auch eine direkte Beschneigung möglich ist. Das Entnahgebauwerk ist mit vorgeseztem Rechen und Absetzbecken ausgestattet und beinhaltet 2 Leitungen mit Entnahmeseiher. Als Betriebskammer vor Ort dient ein abgesperrter Schacht, der den Flachschieber mit Handradbetätigung je Rohrleitung enthält. Oberwasserseitig wurde eine Beruhigungsstrecke der Enns ausgeführt.

Zur Weiterleitung steht eine zentrale, abgeriegelte Pumpstation auf Talstationshöhe der Hauser Kaibling Bergbahnen (ca. 750 m.ü.A) zur Verfügung, die zusätzlich mit 4 Kühltürmen ausgestattet ist und als Steuerungswarte für sämtliche Schneeerzeuger und Speicher dient.

Die Besichtigung des Speicherteichs „Kaiblingalm“ fand am 7. Juli 2016 zusammen mit dem BL bzw. SW, der gleichzeitig die Rolle der internen STV-Stellvertretung übernimmt, statt.

Der Speicher wird hauptsächlich durch die Wasserentnahme aus dem Speicherteich „Dürrenbach“ (vgl. Abbildung 9-3) von 40 l/s und durch anfallende Schmelzwässer, insbesondere im Frühsommer, befüllt. Dazu steht südlich vom Speicherteich ein eingetieftes Schmelzwasserbecken zur Verfügung, das folienabgedichtet, mit einer Kiesüberschüttung bedeckt sowie durch eine Holzumzäunung gesichert ist. Der Freibord enthält Wasserbausteine zur Wellenbrechung bevor eine Begrünung folgt. Darüber hinaus ist das Becken mit einem GA und Absperrschieber sowie einer eigenen HW-Entlastung in Form eines freien, erosionsgesicherten Überlaufs ausgestattet, der in das freie Gelände führt.

Der Zulauf vom Schmelzwasserbecken in den „Kaiblingalmspeicher“ erfolgt über ein Kunststoffrohr und befindet sich im Freibordbereich. Der wasserseitige Einleitungsbereich ist durch eine überschüttete Bewehrungsmatte gesichert.

Technische Daten

Speicherteich „Kaiblingalmspeicher“ (Hauser Kaibling/Schladming)	
Baujahr	2011
Speicherinhalt	44.500 m ³
Max. Dammhöhe	14,5 m
STZ	1.750,45 m.ü.A
ASKZ	1.740,90 m.ü.A
Kronenbreite	4,5 m
Kronenhöhe	1.751,60 m.ü.A
Freibord STZ – DK	1,15 m
Freibord STZ – Dichtungs-OK	0,3 m
Böschungsneigung luftseitig	2:3
Böschungsneigung wasserseitig	1:2
Abdichtungsart	PEHD-Folienabdichtung

Absperrbauwerk

Das Dammbauwerk des „Kaiblingalmspeichers“ erstreckt sich über den gesamten westlichen Bereich des Speicherstandortes. Der Speicherinnenraum ist mittels PEHD-Folie abgedichtet und ordnungsgemäß überschüttet. Der detaillierte Schichtaufbau lautet wie folgt:

- Bekiesung mind. 20 cm, Kantkorn 8 - 64 mm
- Bauvlies 800 g/m², Höchstzugkraft P = 45 kN/m
- Dichtungsbahn PEHD 2,5 mm, beidseitig sandraue Struktur
- Bauvlies 800 g/m², Höchstzugkraft P = 45 kN/m
- Dränschicht Kantkorn 4 – 8 mm mit Feinplanie min. 10 cm, bzw. nach Erfordernis Dränmatte min. 1000 g/m²
- Vorplanie der Aushub- bzw. Schüttfläche

Die wasserseitige Teichabdichtung entspricht den Qualitäts-, Verlege- und Prüfanforderungen gemäß den gültigen Deponienormen. Die Dichtungsfolie ist außerdem mit einem doppelten Flansch aus rostfreiem Stahl am Fundament des Durchführungsbauwerks verflanscht.

Als Wellenbrecher dienen Wasserbausteine bevor ein begrünter Freibord und eine befahrbare DK folgen. Die luftseitige Dammböschung ist begrünt.

Betriebseinrichtungen

Als HW-Entlastung dient eine an der südwestlichen Dammseite situierte Überfallschwelle auf Höhe des Stauziels mit einer Überlaufbreite von 3 m. Diese wurde auf ein Bemessungshochwasser (HQ5000) von 0,156 m³/s ausgelegt, das mit einem Aufschlag der HQ100-Werte von 43% ermittelt wurde. Die luftseitige Böschung ist im Bereich des HW-Ablaufs mittels Wasserbausteinen vor Erosionen gesichert, bevor eine Verrohrung bis zur Einleitung in ein unterhalb der Pumpstation verlaufendes natürliches Gerinne folgt.

Der GA wird durch eine der zwei Entnahmeleitungen GGG DN 300 gewährleistet, die gleichzeitig als Füllleitungen (Wasserzufuhr Speicherteich „Dürrenbach“) dienen und in die zugangsgesicherte Pumpstation, die am westlichen Dammfuß situiert ist, gelangen. Der Durchfluss in den beiden Entnahmeleitungen ist jeweils über ein Betriebsorgan steuerbar. Die Flachschieber sind über Handräder zu betätigen, die etwa auf Brust- und Kopfhöhe situiert sind. Zusätzlich befindet sich je ein Schieber unmittelbar nach dem Entnahmesieher im Speicher.

Außerdem verfügt der GA laut Plan in der Pumpstation über eine zweite Armatur, um den Durchfluss zu steuern. Die Abflussleistung des Grundablasses beträgt etwa 210 l/s. Dadurch ist eine Entleerung des Speichers bei Vollstau in einer minimalen Zeit von 59 h möglich. Von der Pumpstation führt der GA weiter in einen Betonzwischenschacht, der zur Energieumwandlung dient, bevor er über einen mit Wasserbausteinen gesicherten Ablauf und eine nachfolgende Verrohrung in dasselbe Gerinne ausgeleitet wird, in das auch die Hochwasserentlastung mündet.

Sicherheitskonzept

Anfallende Sickerwässer werden über ein sektionales Drainagenetz erfasst und gesondert bis zur Pumpstation geführt. Dort steht ein Messschacht mit Thomson-Wehr für die insgesamt 6 Drainageausleitungen zur Verfügung, in dem die einzelnen Schüttungen gemessen werden können. In diesem Zusammenhang besteht die Möglichkeit zum Einbau einer Messsonde und einem unabhängigen Grenzwertmelder.

Das genaue Drainagekonzept beinhaltet 2 Drainagestränge zur Entwässerung der Teichsohle sowie eine Rohrleitung zur Entwässerung der Böschungen, die durch eine 10 cm starke Dränschicht abgesichert sind. Außerdem wird das Entnahmebauwerk von einem eigenen Drainagestrang umschlossen und gesondert abgeleitet. Diese 4 Drainageleitungen sind als PE-Dränrohre DN 150 ausgeführt, wobei die Dammquerung mit Graugussrohren DN 150 erfolgt. Zusätzlich sind 2 Dammfußdrainagen verlegt.

Bergseitig anfallende Oberflächenwässer werden in einem Graben aufgefangen, sodass diese nicht in den Speicherteich gelangen.

Die Speicherspiegelmessung erfolgt mit Hilfe einer Drucksonde. Die Messwerte können im Winter automatisch erfasst und an die zentrale Pumpstation bzw. an das Handy des STV oder SW übertragen werden.

Da die Anlage im Sommer stromlos ist, müsste für eine permanente Überwachung des Speicherspiegels sowie der Sickerwässer eine unabhängige Stromversorgung installiert werden.

Die Überwachung von Untergrundverformungen geschieht mit Hilfe von 3 Oberflächenmesspunkten, die an der talseitigen DK situiert sind und regelmäßig geodätisch vermessen werden. Zudem ist im Bereich der größten Dammhöhe ein Inklinometer (L = 24,5 m) installiert, das Dammverformungen über die Tiefe aufnehmen kann. Das aus der DK herausragende Messrohr ist mit einem Deckel verschlossen und durch einen Stacheldraht geschützt. Darüber hinaus ist das Inklinometerrohr perforiert und bietet somit die Möglichkeit zur Wasserbeobachtung etwaiger Dammdurchsickerungen.

Gemäß dem wasserrechtlichen Bewilligungsbescheid bestand die Notwendigkeit eine Flutwellenabschätzung durchzuführen. Der erforderliche Freibord wurde rechnerisch nach dem „DVWK-Merkblatt 246/1997“ [41] ermittelt. Zusätzlich sind zum Schutz der wasserseitigen Böschung gegenüber einem Wellenangriff vereinzelt Wasserbausteine als Wellenbrecher gesetzt.

Qualifikation Anlagenpersonal

- Externer STV:

Absolvierung des Diplomstudiums im Baufach und des Aufbaukurses „STV von Beschneigungsspeichern“.

- SW = interne STV-Stellvertretung = BL:

Absolvierung des Grundkurses „STV von Beschneigungsspeichern“. Absolvierung des Aufbaukurses in Aussicht.

Sonstiges

Der Teich ist zur Instandhaltung oder Kontrolle mit einer Einfahrtsrampe ausgestattet und verfügt über eine Belüftung durch 2 Gussleitungen DN 80. Im Sommer dient der Speicher als beliebtes Wanderziel.

9.2.3 Beschneigungsspeicher „Ennslingalm“ (Hauser Kaibling)

Der Speicherteich „Ennslingalm“ wurde im Jahr 2006 auf dem Grundstück Nr. 825/1 der KG 67602 Ennsling auf einer Seehöhe von etwa 1.720 m errichtet und befindet sich südlich vom Zentrum Haus bzw. nördlich vom Hauser-Kaibling-Berggipfel (2.015 m.ü.A) (siehe Abbildung 9-4). Der Speicher dient zur technischen Beschneigung im Skigebiet „Hauser Kaibling“ (vgl. Abbildung 9-1, Nr. 8).

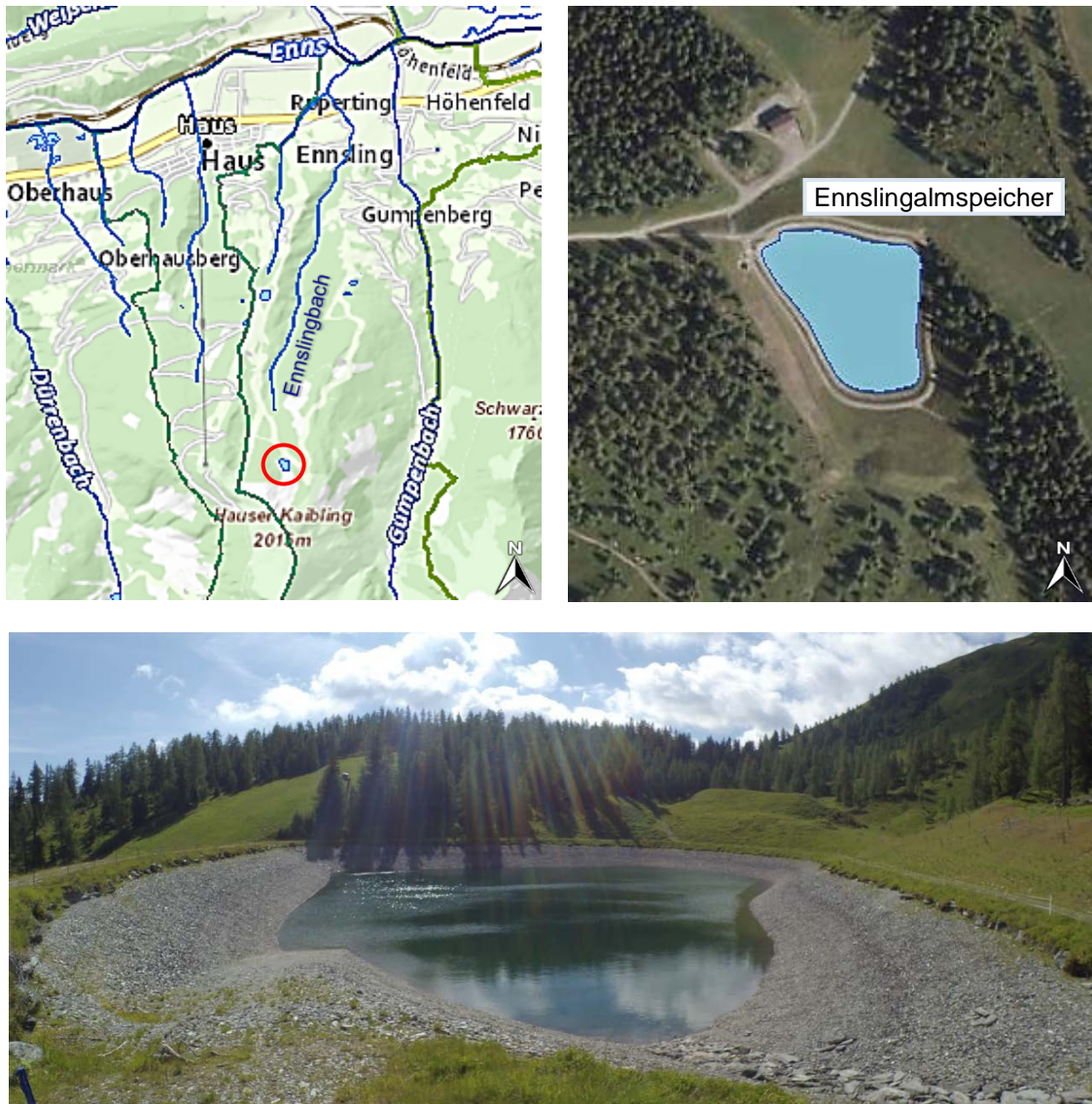


Abbildung 9-4: Schneispeicher „Ennslingalm“ (Hauser Kaibling) [Hintergrundkarte: 42]

Die Besichtigung des Speicherteichs „Ennslingalm“ fand am 7. Juli 2016 zusammen mit dem SW und BL, der gleichzeitig die Rolle der internen STV-Stellvertretung übernimmt, statt.

Technische Daten

Speicherteich „Ennslingalm“ (Hauser Kaibling/Schladming)	
Baujahr	2006
Speicherinhalt	69.870 m ³
Max. Dammhöhe	20,5 m
STZ	1.729,06 m.ü.A
ASKZ	-
Kronenbreite	5 m
Kronenhöhe	1.731,40 m.ü.A
Freibord STZ – DK	2,34 m
Freibord STZ – Dichtungs-OK	0,4 m
Böschungsneigung luftseitig	1 : 2
Böschungsneigung wasserseitig	1 : 2
Abdichtungsart	PEHD-Folienabdichtung

Absperrbauwerk

Der Schüttdamm erstreckt sich über den nördlichen Bereich des Speicherstandortes. Die Abdichtung erfolgte mittels 2,0 mm starker PEHD-Folie, welche durch eine 20 cm starke Kiesschicht überdeckt wird. Die Überschüttung ist bis zum STZ sichtbar, bevor Wasserbausteine als Wellenbrecher und ein begrünter Freibord folgen. Der detaillierte Schichtaufbau setzt sich laut Bewilligungsbescheid folgendermaßen zusammen:

- Bekiesung 20 cm, Körnung 2 - 32 mm
- Bauvlies 700 g/m², Höchstzugkraft P = 40 kN/m
- Dichtungsbahn PEHD 2,0 mm, beidseitig sandraue Struktur
- Bauvlies 600 g/m², Höchstzugkraft P = 35 kN/m, bzw. Dränvlies min. 1000 g/m² nach Erfordernis
- Drän- und Ausgleichsschicht min. 10 cm, Kantkorn 0 – 8 mm mit Feinplanie
- Grobplanum der Aushub- bzw. Schüttfläche

Die erforderlichen Qualitätsanforderungen der Dichtungsfolie sowie ihre Verlegung und Prüfung wurden gemäß den Deponienormen eingehalten. Laut dem wasserrechtlichen Bewilligungsbescheid wurde die Folie mit einem Flansch aus rostfreiem Stahl am Fundament fixiert.

Betriebseinrichtungen

Die HW-Entlastung erfolgt über eine 4 m breite Überlaufschwelle, die auf Höhe des Stauziels liegt und auf ein HQ5000 von 0,156 m³/s ($BHQ = f_B \cdot HQ100$) bemessen wurde. Das nachfolgende Ablaufgerinne im Böschungsbereich ist durch Wasserbausteine gesichert und geht am Dammfuß in einen verrohrten Ablauf über. Die Ausleitung erfolgt im Waldbereich.

An das Entnahmebauwerk im Speicher schließen 3 Entnahmeleitungen GGG DN 400 an, wobei eine davon als GA dient. Im UG der abgesperrten Pumpstation, die am nördlichen Fuß der begrünten Dammböschung liegt, ist der Durchfluss durch je ein Betriebsorgan über ein Handrad steuerbar. Die Handräder zur Schieberbetätigung sind auf einem erhöhten Beton-Plateau angeordnet. Das Erdgeschoss vom Pumpenhaus wird im Sommer als Lagerplatz für die mobilen Schneeerzeuger genutzt. Die Pumpstation ist über einen eigenen Forstweg erreichbar.

Die mittlere Abflussleistung des Grundablasses beträgt 460 l/s wodurch eine minimal mögliche Entleerzeit des Speichers von 42,2 h erzielt wird. Dabei gelangt die GA-Leitung in einen Drainageschacht zur Energieumwandlung und über eine Ableitung DN 400 bis zu einer Bruchsteinsicherung im Gelände, wo das Wasser verrieselt. Über das Waldgebiet kann das Wasser in den Quellbereich des Ennslingbaches (vgl. Abbildung 9-4) abfließen.

Sicherheitskonzept

Anfallende Sickerwässer werden in einem Messschacht mit Thomson-Wehr in der Pumpstation gesammelt, der sich unterhalb des begehbaren Gitterrostes befindet. Dort können die einzelnen Schüttungen gemessen werden. Der Einbau einer Messsonde mit unabhängigem Grenzwertmelder wäre möglich. Die einzelnen Drainageausleitungen sind nummeriert.

Grundsätzlich besteht das sektionale Drainagenetz aus 5 Drainageleitungen DN 100, wobei 2 Stränge die Teichsohle, einer das Einlaufbauwerk und 2 weitere Leitungen den Dammfuß entwässern. Laut Bewilligungsbescheid wurden im Teichbereich der Sohle und Böschung PVC-Rohre sowie in der Dammquerung Gussrohre vorgesehen.

Der Speicherspiegel wird über eine Drucksonde überwacht, wobei die Messwerte fernübertragen werden können.

Im Sommer ist die Anlage stromlos, sodass für eine ganzjährige Überwachung des Speicherspiegels und der Sickerwässer eine unabhängige Stromversorgung installiert werden müsste.

Verformungsmessungen werden regelmäßig mit Hilfe von geodätischen rot markierten Messpunkten an der DK durchgeführt.

Der Speicherteich ist außerdem mit einem Elektrozaun umschlossen, da im Sommer eine Beweidung mit Schafen auf den Pistenflächen erfolgt.

Bergseitige Oberflächenwässer werden über ein bekiestes Zulaufgerinne einem Graben oberhalb des Speichers zugeführt und gesichert abgeleitet. Darüber hinaus befindet sich ein künstlich angeschütteter, begrünter Schutzwall oberhalb des Schneispeichers, der mögliche Lawinenabgänge auffängt.

Laut Bewilligungsbescheid wird das STZ in Zeiten potentieller Lawinengefährdung außerdem über die 3 Entnahmeleitungen um max. 2,4 m abgesenkt, um die Überschwappmenge eines potentiellen Lawineneinstoßes möglichst gering zu halten.

Der erforderliche Wellenfreibord wurde gemäß „DVWK-Merkblatt 246/1997“ [41] ermittelt.

Qualifikation Anlagenpersonal

- Externer STV:
Absolvierung des Diplomstudiums im Baufach und des Aufbaukurses „STV von Beschneungsspeichern“.
- SW = interne STV-Stellvertretung = BL:
Absolvierung des Grundkurses „STV von Beschneungsspeichern“. Absolvierung des Aufbaukurses in Aussicht.

Sonstiges

Der Speicherteich „Ennslingalm“ wird regelmäßig umgewälzt und verfügt über eine Einfahrtsrampe. Im Sommer gilt er als beliebtes Wanderziel.

9.2.4 Beschneungsspeicher „Schwarze Lacke“ (Hauser Kaibling)

Der Beschneungsspeicher „Schwarze Lacke“ befindet sich auf den Grundstücken Nr. 825/1 und 780/3 der KG 67602 Ennsling auf einer Seehöhe von ca. 1.250 m, südlich vom Zentrum Haus und wurde im Jahr 2008 erbaut (siehe Abbildung 9-5).

Er ist einer der 5 Beschneungsspeicher des Skigebiets „Hauser Kaibling“ (vgl. Abbildung 9-1, Nr. 8) und wird in den Sommermonaten hauptsächlich aus der Wasserfassung am Ennslingbach (Tiroler Wehr) mit maximal 24 l/s befüllt (vgl. Abbildung 9-5). In den Wintermonaten wird die Nachbefüllung durch die Wasserentnahme an der Enns (vgl. Kapitel 9.2.2) bewerkstelligt.

Außerdem wird bergseitig anfallendes Oberflächenwasser in einem begrünten Vorbecken ($V = 50 \text{ m}^3$) gesammelt und gezielt über einen Überlaufschacht aus Beton bzw. eine Verrohrung DN 300 im Bereich des Freibords in den Speicherteich eingeleitet.

Die Besichtigung des Speicherteichs „Schwarze Lacke“ fand am 7. Juli 2016 zusammen mit dem SW bzw. BL, der gleichzeitig die Rolle der internen STV-Stellvertretung übernimmt, statt.



Abbildung 9-5: Schneispeicher „Schwarze Lacke“ (Hauser Kaibling) [Hintergrundkarte: 42]

Technische Daten

Speicherteich „Schwarze Lacke“ (Hauser Kaibling/Schladming)	
Baujahr	2008
Speicherinhalt	63.875 m ³
Max. Dammhöhe	11,0 m
STZ	1.263,68 m.ü.A
ASKZ	1.263,40 m.ü.A
Kronenbreite	3,5 m
Kronenhöhe	1.265,00 m.ü.A
Freibord STZ – DK	1,32 m
Freibord STZ – Dichtungs-OK	0,4 m
Böschungsneigung luftseitig	1 : 1:1,8
Böschungsneigung wasserseitig	1 : 2,25
Abdichtungsart	PEHD-Folienabdichtung

Absperrbauwerk

Das Dammbauwerk verläuft über den nördlichen und östlichen Bereich des Speicherstandortes und ist luftseitig begrünt. Der Speicher ist mittels PEHD-Folie ausgekleidet und bis zur DK bekieset. Der Schichtaufbau lautet wie folgt:

- Bekiesung min. 20 cm, Kantkorn 8 – 64 mm
- Bauvlies 800 g/m², Höchstzugkraft P = 45 kN/m
- Dichtungsbahn PEHD 2,0 mm, beidseitig sandraue Struktur
- Bauvlies 600 g/m², Höchstzugkraft P = 35 kN/m oder Dränvlies min. 1000 g/m²
- Drän- und Ausgleichsschicht min. 10 cm, Bruchmaterialkorn 4 – 8 mm
- Grobplanum der Aushub- bzw. Schüttfläche

Die Anforderungen betreffend die Qualität der Dichtungsfolie sowie ihre Verlegung und Prüfung sind laut Bescheid gemäß den gültigen Deponienormen ausgeführt. Die Dichtungsfolie ist mit einem Flansch aus rostfreiem Stahl am Fundament verankert.

Betriebseinrichtungen

Als HW-Entlastung der Anlage dient eine freie 3 m breite Überfallschwelle auf STZ-Höhe. Diese ist auf ein 5000-jährliches HW von 0,156 m³/s ($BHQ = f_B \cdot HQ_{100} = HQ_{5000}$) bemessen. Das Ablaufgerinne ist mit Bruchsteinen gesichert und wird zur Energieumwandlung in ein Tosbecken eingeleitet. Danach folgt eine Betonverrohrung DN 800, die im Bereich der südöstlichen Waldgrenze in eine mit Bruchsteinen gesicherte Auslaufmulde Richtung Ennslingbach mündet.

Das Entnahmebauwerk nimmt 3 Gussleitungen DN 300 auf, wobei eine davon als GA dient. Sein mittlerer Durchfluss beträgt 210 l/s. Maximal kann laut Datenblatt der Anlage eine Durchflussmenge von 230 l/s erzielt werden, wodurch die minimale Speicherentleerzeit 77 h beträgt.

Die Entnahmeleitungen werden in einen Drainageschacht innerhalb der zugangsgesicherten Pumpstation geführt, die sich am nordöstlichen Dammfuß befindet. Dort ist pro Entnahmeleitung je ein Flachschieber mit manueller Handradbetätigung als Betriebsorgan installiert. Die Handräder befinden sich knapp über dem begehbaren Gitterrost. Laut Übersichtsplan der Pumpstation ist beim Notablass ein zweites Absperrorgan vorhanden. Vom Drainageschacht gelangt der GA über ein Betonrohr DN 400 in einen Schacht und wird über eine Ableitung DN 500 zum Ennslingbach geführt.

Sicherheitskonzept

Das sektorale Drainagekonzept des gegenständlichen Speicherteichs besteht aus 5 Drainageleitungen DN 100, wobei laut Bescheid 3 getrennte Drainagestränge (südlich, östlich und nordwestlich) an der Teichsohle, eine Drainageleitung im südlichen Einschnittbereich sowie ein Drainagestrang am östlichen Dammfuß vorgesehen wurden. Die Dammquerung erfolgt mit Gussrohren.

In der Pumpstation gelangen die 5 nummerierten Drainageausleitungen in den Drainageschacht mit Thomson-Wehr unterhalb des begehbaren Gitterrosts, in welchen auch der GA mündet. Dort können die einzelnen Schüttungen gemessen werden. Zusätzlich wäre die Installation einer Messsonde mit Grenzwertmelder möglich.

Die Speicherspiegelüberwachung erfolgt mit Hilfe eines Manometers, das aus einer Drucksonde und einer digitalen Anzeige besteht. Eine Fernübertragung ist lediglich im Winter möglich, da die Anlage im Sommer stromlos ist.

Verformungen im Untergrund werden über rot markierte Messpunkte an der Dammkrone und ein Inklinometer im Bereich der größten Dammerhebung überwacht.

Der Wellenfreibord ist gemäß „DVWK-Merkblatt 246/1997“ [41] errechnet worden. Außerdem ist der Speicher bergseitig mit einer Umzäunung gesichert.

Qualifikation Anlagenpersonal

- Externer STV:
Absolvierung des Diplomstudiums im Baufach und des Aufbaukurses „STV von Beschneigungsspeichern“.
- SW = interne STV-Stellvertretung = BL:
Absolvierung des Grundkurses „STV von Beschneigungsspeichern“. Absolvierung des Aufbaukurses in Aussicht.

Sonstiges

Der Speicherteich enthält eine Einfahrtsrampe, wird belüftet und befindet sich direkt an einer Zwischenstation der Hauser Kaibling 8er – Seilbahn.

9.2.5 Beschneigungsspeicher „Salzstiegl“

Der Schneispeicher am Salzstiegl wurde im Jahr 2014 erbaut und ist am Grundstück Nr. 3/1 der KG 63320 Hirscheegg-Piber auf einer Seehöhe von etwa 1.710 m (Bergstation), östlich vom Speikkogelgipfel (1.993 m.ü.A) und südwestlich vom Salzstieglhaus bzw. Moasterhaus situiert (siehe Abbildung 9-6).

Er dient zur Bereitstellung des Schneiwasserbedarfs am Skigebiet „Salzstiegl“ (vgl. Abbildung 9-1, Nr. 26), das insgesamt über eine Pistenfläche von etwa 40 ha bzw. eine Abfahrtslänge von 12 km verfügt. Insgesamt stehen 3 Speicherteiche für die technische Beschneigung zur Verfügung, wobei im Folgenden lediglich auf den größten Speicher mit einem nennenswerten Fassungsvermögen von 80.000 m³ eingegangen wird. Sein erforderliches Wasservolumen wird größtenteils durch eine Wasserfassung am Hochbauerbach mit 30 l/s bewerkstelligt.

Die Besichtigung des Speicherteichs „Salzstiegl“ fand am 25. Juli 2016 im Rahmen der wasserrechtlichen Endüberprüfung statt.



Abbildung 9-6: Schneespeicher „Salzstiegl“ [Hintergrundkarte: 42]

Technische Daten

Speicherteich „Salzstiegl“	
Baujahr	2014
Speicherinhalt	80.000 m ³
Max. Dammhöhe	13,4 m
STZ	1.715,30 m.ü.A
ASKZ	1.705,00 m.ü.A
Kronenbreite	4 m
Kronenhöhe	1.716,30 m.ü.A
Freibord STZ – DK	1 m
Freibord STZ – Dichtungs-OK	0,2 m
Böschungsneigung luftseitig	2 : 3
Böschungsneigung wasserseitig	1 : 2
Abdichtungsart	PEHD-Folienabdichtung

Absperrbauwerk

Der Schüttdamm erstreckt sich über den gesamten nordöstlichen Anlagenbereich. Die wasserseitige Abdichtung erfolgt mit Hilfe einer 2,5 mm starken Folie aus PEHD, deren Schweißnähte doppelt ausgeführt und ÖNORM-geprüft sind. Der Anschluss zum einzigen Durchführungsbauwerk ist durch eine doppelte Klemmkonstruktion gesichert. Die wasserseitige Böschung sowie die DK sind bekiest, die luftseitige Dammböschung begrünt.

Der detaillierte Schichtaufbau lautet wie folgt:

- Überschüttung 20 cm, Kantkorn 8 - 64 mm
- Schutzvlies 800 g/m², Höchstzugkraft P = 45 kN/m
- Dichtungsbahn PEHD 2,5 mm, rau
- Schutzvlies 800 g/m², Höchstzugkraft P = 45 kN/m
- Drän- und Ausgleichsschicht 10 cm

Betriebseinrichtungen

Zur HW-Entlastung dient ein etwa auf STZ-Höhe situierter 6 m breiter Überlauf, der über ein mit Wasserbausteinen gesichertes Gerinne in ein Sickerbecken führt, das am nördlichen luftseitigen Dammfuß situiert ist. Das BHQ entspricht dem HQ5000 und beträgt 0,29 m³/s.

Darüber hinaus wird bergseitig anfallendes Oberflächenwasser über denselben Graben bis zum HW-Entlastungsbecken abgeleitet.

Die Entleerung des Teichs erfolgt über das Schneinetz. Dazu wird eine Entnahmeleitung DN 500 aus Grauguss bzw. die nachfolgende Versorgungsleitung DN 250 genutzt, die zu den Schneileitungen bzw. zu einem Schieberschacht führt. Vom Schacht gelangt eine Leitung DN 300 schließlich zur Ausleitung in den Hochbauerbach. Der Auslauf ist mit Wasserbausteinen vor Erosionen geschützt. Im Falle einer Notentleerung ist bei einem maximalen Durchfluss von 250 l/s eine minimale Entleerzeit von 56 h möglich.

Der Durchfluss wird durch einen Betriebsschieber mit Handradbetätigung in der Pumpstation geregelt, welche am nordöstlichen Dammfuß situiert ist und über einen eigenen Forstweg erreichbar sowie mit einem Schloss abgesperrt ist.

Sicherheitskonzept

Die Anlage verfügt insgesamt über 7 Drainageleitungen DN 150. Dabei werden die 3 Sohl drainagen (rechts, mittig und links des Speichers verlaufend) und die Einlaufbauwerksdrainage sowie die Drainage einer Rohrkünette in die Pumpstation geführt. Die 2 Dammfußdrainagen gelangen in einen Kontrollschacht und werden in das freie Gelände ausgeleitet.

In der Pumpstation werden die Drainageleitungen in ein halb geöffnetes Kunststoffrohr ausgeleitet, welches zum Sickerwasserbecken führt. Zur automatischen Messung bzw. Überwachung der Sickerwässer ist das Becken mit einem Thomson-V-Wehr mit Messsonde ausgestattet. Die Alarmmeldung erfolgt bei einem Grenzwert von 1 l/s und wird direkt auf das Handy des Verantwortlichen fernübertragen. Die einzelnen Drainageleitungen sind an der Betonwandung der Pumpstation beschriftet.

Der Wasserstand im Speicher wird mittels Drucksonde kontinuierlich überwacht und automatisch in der Pumpstation erfasst bzw. in eine zentrale Warte fernübertragen.

Zur Überwachung von Untergrundverformungen sind an der luftseitigen Dammböschung 3 Messprofile mit je 3 Messpunkten angeordnet, die regelmäßig geodätisch vermessen werden.

Der erforderliche Wellenfreibord wurde gemäß „DVWK-Merkblatt 246/1997“ [41] berechnet. Außerdem ist der Speicher rundum mit einem Stacheldrahtzaun gesichert und mit einer Schwimmhilfe und einem Rettungsboot ausgestattet.

Qualifikation Anlagenpersonal

- SW = interner STV = BL:

Absolvierung der einschlägigen ÖWAV-Kurse für „STV von Beschneigungsspeichern“ in Aussicht.

Sonstiges

Der Speicher verfügt über eine Einfahrtsrampe und wird durch 4 PE - Rohrleitungen DA 50 belüftet. Außerdem befinden sich 2 Windräder in unmittelbarer Nähe des Teichs, die den Strom für den Anlagenbetrieb liefern. Im Sommer erfolgt eine Beweidung des Speicherumfeldes mit Kühen, jedoch nicht im Böschungsbereich des Absperrbauwerkes.

9.2.6 Beschneigungsspeicher „Braunhofer“ (Planai-Hochwurzten)

Der Speicherteich „Braunhofer“ bzw. „Landschaftssee Rohrmoos“ befindet sich auf Grundstück Nr. 918/1 und 747 der KG 67611 Rohrmoos. Er wurde bereits im Jahr 1990 erbaut und ist südwestlich vom Zentrum Schladming auf einer Seehöhe von ca. 1.005 m gelegen (siehe Abbildung 9-7). Der Teich gehört zum Skigebiet „Planai“ bzw. „Hochwurzten“ (vgl. Abbildung 9-1, Nr. 21 bzw. 9).

Der „Landschaftssee Rohrmoos“ ist mit 10.000 m³ der kleinste und älteste Speicher der insgesamt 6 Schneiteiche. Insgesamt steht dem Skigebiet „Planai-Hochwurzten“ ein Gesamtwasservolumen von ca. 228.500 m³ für die technische Beschneigung zur Verfügung, wobei mittlerweile 100% der Pistenflächen beschneibar sind.



Abbildung 9-7: Schneispeicher „Braunhofer“ (Planai-Hochwurzen) [Hintergrundkarte: 42]

Die Befüllung der Teiche erfolgt größtenteils durch eine Wasserfassung an der Enns mit einer maximal zulässigen Pumpwassermenge von 220 l/s. Im Falle des Landschaftssees Rohrmoos erfolgt eine zusätzliche Befüllung durch den natürlichen Zufluss des Angerergrabenbachs von etwa 4 l/s (vgl. Abbildung 9-7).

Die Begehung des Speicherteichs „Braunhofer“ erfolgte am 1. August 2016 zusammen mit dem Prokuristen der Planai-Hochwurzen-Bahnen GmbH.

Technische Daten

Speicherteich „Braunhofer“ (Planai-Hochwurzten/Schladming)	
Baujahr	1990
Speicherinhalt	10.000 m ³
Max. Dammhöhe	4,0 m
STZ	1.006,00 m.ü.A
ASKZ	-
Kronenbreite	1,25 m
Kronenhöhe	1.007,50 m.ü.A
Freibord STZ – DK	mind. 1,5 m
Freibord STZ – Dichtungs-OK	1,5 m
Böschungsneigung luftseitig	1 : 3
Böschungsneigung wasserseitig	1 : 2
Abdichtungsart	PEHD-Folienabdichtung

Absperrbauwerk

Der Schüttdamm des Landschaftssees Rohrmoos erstreckt sich über den östlichen Bereich des Speicherstandortes, wobei größtenteils eine Eintiefung zur Bereitstellung des Fassungsvermögens erfolgte. Die wasserseitige Abdichtung wird über eine Folienauskleidung bewerkstelligt. Der detaillierte Schichtaufbau laut Böschungsdetailplan setzt sich folgendermaßen zusammen:

- Kiesüberschüttung 30 cm, 0 – 32 mm
- Geotextil 700 g/m²
- Dichtungsbahn PEHD 2,0 mm, glatt
- Geotextil
- Flächenfilter 25 cm, 16 – 32 mm, abgewalzt als Feinplanie
- Geotextil 700 g/m²

Die Verbindungen der einzelnen Folienenden wurden, sofern bekannt, doppelt verschweißt. Betreffend die Dichtheitsüberprüfung der Teichfolie können aufgrund fehlender Informationen keine genauen Angaben getätigt werden.

Die Überschüttung reicht bis zum STZ bevor ein begrünter Freibord mit einzelnen Bepflanzungen folgt. Außerdem verläuft im östlichen Bereich eine Straße entlang der DK.

Betriebseinrichtungen

Als HW-Entlastungsbauwerk bzw. zum Halten des Stauziels dient ein einseitig geöffnetes Schachtbauwerk aus Beton mit vorgeseztem Grobrechen, an welches ein Betonrohr DN 1200 anschließt, das in ein durch Wasserbausteine gesichertes Tosbecken führt, bevor eine Ausleitung in den Angerergrabenbach erfolgt. Die Abmessungen des Notüberlaufs betragen etwa 1,5 x 1,5 m. Die Unterkante des Notüberlaufs befindet sich auf STZ-Höhe. Als Bemessungshochwasser für das Entlastungsbauwerk wurde ein HQ100 herangezogen.

Der GA des Speicherteichs führt in gleicher Weise durch dieses Schachtbauwerk zum Tosbecken bzw. in den Angerergrabenbach und ist über einen Platenschieber am Schacht händisch zu öffnen bzw. zu schließen. Über die Betonrohrleitung wird jedenfalls eine minimale Entleerzeit von unter 72 h eingehalten.

Darüber hinaus gelangen bergseitig anfallende Oberflächenwässer in einen Ableitungsgraben und werden durch ein anschließendes Betonrohr DN 1200 mit vorgeseztem Gitterrost ebenfalls in das Tosbecken geführt.

Sicherheitskonzept

Unterhalb der Dichtungsebene wurden Drainagen zur Ableitung etwaiger Sickerwässer verlegt. Diese werden über eine der beiden Betonrohrleitungen DN 1200 in das o.a. Tosbecken ausgeleitet.

Die Pumpstation befindet sich am nordöstlichen luftseitigen Dammfuß und ist über eine begrünte Böschung zugänglich. Sie ist zugangsgesichert sowie mit Absperrgittern umstellt.

Außerdem ist der gesamte Speicher mit einer Holzumzäunung abgesichert.

Eine potentielle Flutwellenberechnung wurde nicht durchgeführt, da das Gefährdungspotenzial der Anlage aufgrund der niedrigen Dammhöhe als sehr ge-

ring einzustufen ist. Der Wellenfreibord wurde mit einer Mindesthöhe von ca. 1,5 m ausgeführt.

Qualifikation Anlagenpersonal

Einige Mitarbeiter des Skigebiets „Planai-Hochwurzen“ haben jedenfalls den Grundkurs „STV von Beschneiungsspeichern“ absolviert.

Sonstiges

Der Landschaftssee Rohrmoos gilt als ein wertvoller ökologischer Lebensraum und ist mit einigen Fischen besetzt. Zudem befinden sich zahlreiche Häuser in unmittelbarer Nähe des Speichers.

9.2.7 Beschneiungsspeicher „Wieslechnerwieserl“ (Planai-Hochwurzen)

Der Speicherteich „Wieslechnerwieserl“ wurde im Jahr 2015 auf den Grundstücken Nr. 772/1, 156/1 und 155 der KG 67613 Untertal südöstlich vom Ortszentrum Schladming auf einer Seehöhe von etwa 1.325 m erbaut (siehe Abbildung 9-8). Er dient als einer der Beschneiungsspeicher am Skigebiet „Planai“ bzw. „Hochwurzen“ (vgl. Abbildung 9-1, Nr. 21 bzw. 9).

Die Befüllung des Speicherteichs erfolgt zum Einen aus der Wasserentnahme am Mühlbach (in den Frühlings- und Sommermonaten) mit maximal 20 l/s und zum Anderen aus der Wasserentnahme an der Enns mit einer maximalen Wassermenge von 220 l/s.

Die Bachwasserfassung am Mühlbach wird über ein Tiroler Wehr bewerkstelligt, wobei eine Verrohrung DN 200 zu einem folienabgedichteten Absetzbecken ($V = 25 \text{ m}^3$) mit eigenem HW-Entlastungsüberlauf und verschließbaren GA in den Mühlbach führt. Zusätzlich ist es zum Schutz mit einer Bruchsteinschichtung gesichert. Vom Vorbecken gelangt das Wasser über einen Einlaufschacht mit Grobrechen und anschließender Kunststoffverrohrung DN 150 weiter in den Speicherteich, wo eine Einleitung über ein Holzgerinne im Freibordbereich erfolgt. Die erforderliche Restwassermenge im Mühlbach wird durch eine entsprechende Restwasserrinne beim Tiroler Wehr gewährleistet.



Abbildung 9-8: Schneispeicher „Wieslechnerwieserl“ (Planai-Hochwurzeln) [Hintergrundkarte:42]

Die Begehung des Speichers „Wieslechnerwieserl“ erfolgte am 1. August 2016 zusammen mit dem Prokuristen der Planai-Hochwurzeln-Bahnen GmbH.

Technische Daten

Speicherteich „Wieslechnerwieserl“ (Planai-Hochwurzeln/Schladming)	
Baujahr	2015
Speicherinhalt	30.800 m ³
Max. Dammhöhe	14,5 m
STZ	1.322,50 m.ü.A
ASKZ	-
Kronenbreite	4,0 m
Kronenhöhe	1.323,50 m.ü.A
Freibord STZ – DK	1,0 m

Freibord STZ – Dichtungs-OK	0,7 m
Böschungsneigung luftseitig	1 : 1,75
Böschungsneigung wasserseitig	1 : 2
Abdichtungsart	PEHD-Folienabdichtung

Absperrbauwerk

Der Erddamm erstreckt sich über den gesamten nördlichen Bereich des Standortes und ist wasserseitig mittels einer PEHD-Folie abgedichtet. Die Schweißnähte sind doppelt ausgeführt und ÖNORM-geprüft. Der Anschluss zum Entnahmebauwerk ist doppelt angeklemt.

Der detaillierte Schichtaufbau lautet wie folgt:

- Bekiesung 20 cm, Kantkorn 8 – 64 mm
- Bauvlies 800 g/m²
- Dichtungsbahn PEHD 2,5 mm, beidseitig raue Struktur
- Bauvlies 800 g/m²
- Dränschicht min. 10 cm, Kantkorn 4 – 8 mm mit Feinplanie bzw. nach Erfordernis Dränmatte min. 1000 g/m²
- Vorplanie

Die Überschüttung ist etwa bis zum STZ sichtbar. Der Freibord und die luftseitige Dammböschung sind teils begrünt und teils mit Wurzelstöcken von Flachwurzlern sowie Sträuchern und Blumen bepflanzt. Grund dafür ist die Grenze zwischen einem Wiesen- und Waldgrundstück, die durch den Speicherteich verläuft.

Betriebseinrichtungen

Die HW-Entlastung befindet sich auf der nordwestlichen Seite des Dammbauwerks und ist als Überfallschwelle mit einer Breite von 5 m ausgeführt. Sie ist auf Höhe des Stauziels situiert und auf einen Bemessungsabfluss von 0,49 m³/s dimensioniert, wobei gemäß der Überfallformel nach Poleni eine maximal mögliche Abflussmenge von 0,86 m³/s gewährleistet ist. Die Berechnung von BHQ

erfolgte, indem die Bemessungswerte eines 100-jährlichen Ereignisses mit 43% beaufschlagt wurden, um ein HQ5000 zu erhalten. Das BHQ beträgt 737,31 l/(s*ha). Als SHQ wurde der 1,3-fache Wert von BHQ herangezogen.

Die Überfallschwelle geht in weiterer Folge in ein mit Wasserbausteinen erosi- onsgesichertes Ablaufgerinne am luftseitigen Böschungsrücken über, bevor ein Tosbecken zur Energieumwandlung und die Ausleitung in den Mühlbach folgen.

Bergseitig anfallendes Wasser wird über einen Ableitgraben in dasselbe Ablaufgerinne abgeführt.

Der GA besteht aus einer Entleerleitung GGG DN 400, die in einen Sammel- schacht führt und in weiterer Folge mittels einer DN 400-Verrohrung in das o.a. Tosbecken bzw. den Mühlbach mündet. Der Durchfluss ist über einen Entnah- me- und einen Entleerungsschieber mit Handradbetätigung in der Pumpstati- on steuerbar. Dabei befindet sich der Notentleerungsschieber im UG der Pumpsta- tion und ist über eine Leiter vom begehbaren Gitterrost aus erreichbar. Die zu- gangsgesicherte Pumpstation befindet sich am nördlichen Dammfuß des Spei- chers. Eine totale Entleerung des Speicherteichs ist unter Berücksichtigung der maximalen Aufnahmekapazität des Mühlbachs innerhalb von 26 h mit einem Durchfluss von 400 l/s möglich.

Sicherheitskonzept

Das Drainagekonzept beinhaltet insgesamt 6 Drainagerohre DN 150, die ge- sondert in das Sickerwasserbecken der Pumpstation ausgeleitet werden. Dabei werden 2 Drainagen an der Teichsohle sowie eine um das Einlaufbauwerk ge- führt. Außerdem werden die Böschungen durch eine getrennte Drainageleitung DN 150 in Richtung Pumpenhaus entwässert. Zusätzlich sind 2 Drainageleitun- gen DN 150 im Bereich des luftseitigen Dammfußes vorhanden. An der Teich- sohle sowie der -böschung wurden PE-Dränrohre verlegt, für die Dammquerung wurden Gussrohre vorgesehen.

Im Sickerwasserbecken erfolgt eine kontinuierliche Messung und Überwachung der anfallenden Sickerwässer über ein Thomson-Wehr mit Grenzwertmeldung und Fernübertragung.

Der Speicherspiegel wird über eine Drucksonde digital erfasst und überwacht. Eine Alarmmeldung erfolgt bei einem vordefinierten Grenzwert mit Fernübertragung auf das Handy des Verantwortlichen.

Darüber hinaus sind 8 geodätische Messpunkte installiert, um Verformungen des Absperrbauwerkes feststellen zu können.

Das Gefährdungspotenzial der Anlage wurde im Allgemeinen untersucht und ein Wellenfreibord gemäß „DVWK-Merkblatt 246/1997“ [41] berechnet.

Qualifikation Anlagenpersonal

Einige Mitarbeiter des Skigebiets „Planai-Hochwurzen“ haben jedenfalls den Grundkurs „STV von Beschneigungsspeichern“ absolviert.

Sonstiges

Der Speicher wird über 2 Rohre GGG DN 80 belüftet und enthält eine Einfahrtsrampe. Außerdem führt ein gekennzeichnete Wanderweg der DK entlang. Um die Ansiedelung von wassergebundenen Lebewesen zu begünstigen, sind mehrere Flachwasserzonen im Speicherrandbereich ausgebildet.

9.2.8 Beschneigungsspeicher „Schafalm“ (Turracher Höhe)

Der Speicherteich „Schafalm“ wird derzeit samt Pumpstation auf den Grundstücken Nr. 1343/2, 1401 und 1400/1 der KG 65216 Predlitz auf einer Seehöhe von ca. 1.965 m, nordwestlich vom Turrachsee erbaut (siehe Abbildung 9-9). Er dient zur technischen Beschneigung der Schafalmpisten des Skigebiets „Turracher Höhe“ (vgl. Abbildung 9-1, Nr. 35).

Die Begehung der Baustelle fand am 9. August 2016 zusammen mit dem GF und dem BL der Bergbahnen Turracher Höhe GmbH statt.



Abbildung 9-9: Schneespeicher „Schafalm“ (Turracher Höhe) [Hintergrundkarte:42]

Das Skigebiet auf der Turracher Höhe liegt im Grenzbereich zwischen der Steiermark und Kärnten und wurde bisher durch die direkte Wasserentnahme aus dem natürlichen Gewässer „Turrachsee“ (vgl. Abbildung 9-9) technisch beschneit. Aufgrund einer Erweiterung des Skigebiets in Richtung Schafalm wird die vollautomatisierte Beschneigungsanlage durch den Bau des künstlich angelegten Ganzjahresspeichers „Schafalm“ erweitert, der voraussichtlich mit Ende August bis Anfang September in Betrieb gehen wird.

Die Befüllung des Speicherteichs wird in den Frühjahrs- und Sommermonaten durch die Wasserfassung am Schafalmbach mit einer maximalen Entnahmewassermenge von 100 l/s erfolgen.

Technische Daten

Speicherteich „Schafalm“ (Turracher Höhe)	
Baujahr	2016
Speicherinhalt	ca. 150.000 m ³
Max. Dammhöhe	14,9 m
STZ	1.966,30 m.ü.A
ASKZ	-
Kronenbreite	4,0 m
Kronenhöhe	1.967,30 m.ü.A
Freibord STZ – DK	1,0 m
Freibord STZ – Dichtungs-OK	0,5 m
Böschungsneigung luftseitig	2 : 3
Böschungsneigung wasserseitig	1 : 2
Abdichtungsart	PEHD-Folienabdichtung

Absperrbauwerk

Das Absperrbauwerk ist wasserseitig mit einer Kunststoffolie ausgekleidet, deren Qualitätsanforderungen sowie Verlegung und Prüfung nach den derzeit gültigen Deponienormen erfolgt. Die Schweißnähte werden doppelt verschweißt und ihre Dichtheit mittels Druckluftprüfung sichergestellt. Der detaillierte Schichtaufbau gemäß Bescheid lautet folgendermaßen:

- Bekiesung mind. 20 cm, Kantkorn 8 – 64 mm
- Bauvlies 800 g/m², Höchstzugkraft $P > 45 \text{ kN/m}^2$
- Dichtungsbahn PEHD 2,5 mm, beidseitig raue Struktur
- Bauvlies 800 g/m², Höchstzugkraft $P > 45 \text{ kN/m}^2$ auf Dränschicht
Bruchmaterial Kantkorn 8 – 64 mm mind. 10 cm mit Feinplanie oder
Dränmatte min. 1000 g/m² mit Feinplanie
- Vorplanie der Aushub- bzw. Schüttfläche

Betriebseinrichtungen

Als HW-Entlastung wird an der nordwestlichen Seite des Teiches eine 3 m breite Überfallschwelle auf Höhe des Stauziels ausgeführt, die auf ein Bemessungshochwasser von HQ5000 ausgelegt ist. Die Entlastungsmulde wird mit Bruchsteinen auf Unterbeton gesichert und geht in weiterer Folge in ein Tosbecken über. Von dort gelangt das Wasser über einen Ableitkanal DN 300 in ein Gerinne unterhalb der Pumpstation.

Der GA wird durch eine der zwei Entnahmeleitungen GGG DN 400 bewerkstelligt, die in die westlich vom Speicherstandort gelegene Pumpstation führen. Das Entnahmebauwerk befindet sich in diesem Zusammenhang im nordwestlichen Bereich der Teichsohle und wird mit einem Gitterrost abgedeckt. Die Entnahmeleitungen sind im Entnahmebauwerk mit je einem Schieber ausgestattet und mit einem Entnahmesieher versehen.

Im Pumpenhaus gelangt die Grundablassleitung schließlich in einen Sammelkollektor. Im Falle einer Notentleerung führt von der Pumpstation einerseits eine bestehende Beschneiungsleitung DN 300 bis zum Auslauf in den Schafalmbach und andererseits eine Entleerverrohrung DN 125 mit Entleerschieber in einen an die Pumpstation angrenzenden Graben. Dadurch wird insgesamt eine Abfuhrkapazität von 510 l/s bewerkstelligt und eine Notentleerung ist in einem Zeitraum von ca. 70 h möglich. Die Ausleitung im Schafalmbach erfolgt über einen Schieberschacht gesichert in ein Tosbecken.

Sicherheitskonzept

Das sektionale Drainagenetz beinhaltet zwei Rohrstränge DN 150 an der Teichsohle sowie eine eigene Drainage zur Entwässerung des Entnahmebauwerks. Die Böschungen werden neben der Dränschicht mittels Drainagerigolen abgesichert und über eigene Drainageableitungen DN 150 gesondert in das Pumpenhaus entwässert. Außerdem werden Hang- und Dammfußdrainagen installiert. Im Bereich von Teichsohle und –böschung werden Kunststoffdrainagerohre DN 150 verlegt, wobei die Dammquerung mit Gussrohren erfolgt.

Anfallende Sickerwässer auf der westlichen Seite des Teiches werden in einem Kontrollschacht in der Pumpstation gesammelt bzw. durch eine Messsonde kontinuierlich registriert. Die Daten werden an eine besetzte Station gesendet wobei eine zusätzliche Grenzwertmeldung bei einer Schüttung von 0,5 l/s erfolgt. Die östlich gelegenen Dammfußdrainagen werden in einen eigenen Kontrollschacht außerhalb der Pumpstation eingeleitet.

Die automatisierte Speicherspiegelbeobachtung erfolgt mit Hilfe von zwei Messsonden (redundantes System) wobei die aufgezeichneten Daten fernübertragen werden.

Um Verformungen des Untergrundes festzustellen, sind geodätische Messpunkte vorgesehen, die an der DK, im Bereich des luftseitigen Dammfußes und des bergseitigen Anschnitts fixiert werden.

Außerdem werden bergseitig anfallende Oberflächenwässer über einen Ableitgraben entlang der DK bis zum Tosbecken der HW-Entlastung geführt bzw. über denselben Ableitkanal DN 300 in den an die Pumpstation anschließenden Graben ausgeleitet.

Der erforderliche Wellenfreibord wurde gemäß „DVWK-Merkblatt 246/1997“ [41] berechnet.

Sonstiges

Der Speicherteich „Schafalm“ ist mit einer Einfahrtsrampe und Belüftungsrohrleitungen DN 80 ausgestattet.

10. Zusammenfassung und Ausblick

Zusammenfassend handelt die gegenständliche Masterarbeit von der Notwendigkeit und der technischen Ausführung von Beschneiungsanlagen in Österreich. Dabei spiegeln sämtliche Erfordernisse den Stand der Technik wider und beziehen sich auf den „Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneiungsanlagen, Band 1: Bewilligung und Überprüfung von Neuanlagen“ [59] der Salzburger Landesregierung.

Das Erfordernis von Beschneiungsanlagen insbesondere in Österreich lässt sich vor allem auf die erforderliche Gewährleistung der Schneesicherheit und die Pistenqualität zurückführen, die für Wintertourismusgebiete einen entscheidenden wirtschaftlichen Beitrag leisten. In diesem Zusammenhang ist ein projektspezifisches Konzept zur technischen Beschneiung bzw. Aufrechterhaltung der Schneesicherheit erforderlich.

Damit für die technische Schneeerzeugung ein ausreichendes Wasserdargebot in den Schneimonaten zur Verfügung gestellt wird, werden in der Regel künstliche Wasserreservoirs angelegt, die entsprechenden technischen Anforderungen im Hinblick auf ihren Aufbau und ihre Konstruktion sowie auf ihre Betriebs-einrichtungen und Nachweisführungen genügen müssen.

Die Anlagentechnik einer Beschneiungsanlage betrifft sämtliche anlagentechnische Komponenten wobei speziell auf die Wasserfassung sowie auf wasserführende Rohrleitungsanlagen und die technische Schneeerzeugung selbst eingegangen wurde. Außerdem wurde ein Überblick über die Ermittlung des erforderlichen Wasserbedarfs sowie der installierten Wasserleistung gegeben.

Neben einigen ökologischen und hygienischen Aspekten im Hinblick auf Wasserentnahmen an Gewässern, Wasserbelastungen der Schneeflächen und die erforderlichen Wasserqualitäten, wurde außerdem die gewässerökologische Gestaltung des Wasserreservoirs betrachtet.

Darüber hinaus beschäftigt sich die Arbeit mit dem Sicherheitskonzept der Stauanlage, indem Überwachungssysteme während des Betriebs sowie die entsprechend notwendigen Qualifikationen des Anlagenpersonals beschrieben

wurden. Das entsprechende Überwachungsprogramm ist abhängig vom vorliegenden Gefährdungspotenzial festzulegen. In diesem Zusammenhang wurden vereinfachte Rechenverfahren und Methoden zur potentiellen Flutwellenabschätzung dargestellt.

Im letzten Teil der Arbeit wurde speziell auf Beschneiungsspeicher in der Steiermark eingegangen und ein Überblick über den derzeitigen Bestand gegeben. Darüber hinaus wurden 8 steirische Schneispeicher der Skigebiete „Mariazeller Bürgeralpe“, „Salzstiegl“, „Hauser Kaibling“, „Planai-Hochwurzen“ und „Turraacher Höhe“ besichtigt und ein praxisnaher Bezug zu den theoretischen Bestimmungen des o.a. Leitfadens aufgestellt. Die eruierten Daten betrafen vor allem die technische Ausführung, vorhandene Betriebseinrichtungen und sicherheitstechnische Aspekte. Der Stichprobenumfang richtete sich nach dem Erscheinungsjahr des Leitfadens wobei 3 Teichanlagen vor, und 5 Anlagen nach 2009 erbaut wurden. Dabei handelte es sich vorwiegend um kleine Stauanlagen ($V \leq 500.000 \text{ m}^3$ und/oder $H \leq 15 \text{ m}$) mit Ausnahme des „Ennslingalmspeichers“, dessen maximale Sperrhöhe über 15 m zu liegen kommt.

Im Allgemeinen ist der herangezogene Leitfaden der Salzburger Landesregierung sehr detailliert aufgestellt und die Bestimmungen sind inklusive der angeführten Erweiterungsliteratur schlüssig. Bei den Besichtigungen der steirischen Beschneiungsspeicher wurde festgestellt, dass grundsätzlich eine Vielzahl der dort beschriebenen Anforderungen wiedergefunden werden konnte und die Anlagengegebenheiten sehr positiv beurteilt werden können.

Grundsätzlich ist insbesondere in puncto Sicherheitskonzept ein enormer Fortschritt über die Zeit festzustellen, der sich vor allem in den automatisierten Überwachungs- und Messeinrichtungen widerspiegelt. Außerdem ist die technische Entwicklung hinsichtlich des Fassungsvermögens und der Pumpenausstattung bzw. -größe klar ersichtlich. In diesem Zusammenhang hat jedenfalls ein Wandel in Bezug auf die konstruktive und sicherheitstechnische Ausführung von Teichanlagen stattgefunden, jedoch kann dies nicht unmittelbar auf die Publikation des Leitfadens zurückgeführt werden.

Abhängig vom Alter der Stauanlage herrscht hinsichtlich des Sicherheitskonzepts in Bezug auf den Leitfaden zum Teil sicherlich Nachrüstbedarf, um sämtlichen Anforderungen zu entsprechen. Diesbezüglich besteht die Tendenz zur bestmöglichen Nachrüstung im Rahmen des Wiederverleihungsverfahrens oder durch entsprechende Sanierungsmaßnahmen. An dieser Stelle muss jedoch erwähnt werden, dass der Nachrüstaufwand projektspezifisch und in Abhängigkeit des jeweiligen Gefährdungspotenzials der Anlage zu beurteilen ist.

Grundsätzlich wurde ein qualifiziertes und bemühtes Anlagenpersonal angetroffen, welches mit der Anlage jedenfalls vertraut ist und den angebotenen einschlägigen ÖWAV-Kursen „STV von Beschneigungsspeichern“ positiv begegnet. Seltener fand jedoch die Umsetzung des empfohlenen „Mehrebenenprinzips“ (vgl. Kapitel 8.2.1 „Überwachungspersonal“) in Bezug auf das Überwachungsprogramm der Stauanlage statt. Diesbezüglich ist für einige Anlagen lediglich ein Mitarbeiter vom Personalstand vorhanden, der für die Betreuung (SW) und den sicheren Betrieb der Anlage (STV) verantwortlich ist.

Gerade deswegen wären meines Erachtens eine Beschriftung der/des Notentleerungsschieber/s sowie ein gut ersichtliches Schild vor Ort, die Vorgehensweise der Notentleerung im Ernstfall betreffend, für das gesamte Anlagenpersonal von Vorteil. Außerdem wäre, sofern dies noch nicht stattgefunden hat, eine Untersuchung des vorliegenden Gefährdungspotenzials jeder Anlage und explizite Aufnahme der jeweiligen Ergebnisse in den Alarm- bzw. Notfallplan zweckmäßig. Insbesondere der Katastrophenschutzbehörde sollten die Ergebnisse unbedingt zur Verfügung gestellt werden.

Die vorliegende Thematik könnte weiter untersucht werden, indem ein Vergleich mit weiteren Skigebieten in der Steiermark aufgestellt bzw. der Stichprobenumfang der besichtigten Beschneigungsspeicher österreichweit ausgedehnt wird.

Literaturverzeichnis

- [1] Aigner, D. und Bollrich, G. *Handbuch der Hydraulik für Wasserbau und Wasserwirtschaft*. Beuth Verlag, 2015.
- [2] Amt der NÖ Landesregierung, Gruppe Wasser. *NÖ-Leitfaden zur Überwachung kleiner Staudämme*. 2001.
- [3] Amt der NÖ Landesregierung, Gruppe Wasser. *Hochwasserschutzdämme - Überwachung und Verteidigung bei Hochwasser*. 2008.
- [4] Asphaltbetondichtung Speicherteich "Pangert".
<http://www.meinbezirk.at/schwaz/lokales/spezialbaustelle-fuer-bergbahnen-d1459786.html>. [25.2.2016].
- [5] Bächler Top Track AG. Nesy Zero E - System.
<http://www.bachler.ch/ProdukteBeschneigung/NESSyZeroE/tabid/4354/Default.aspx>. [3.5.2016].
- [6] Bergfex: Skigebiete in der Steiermark. <http://www.bergfex.at/steiermark/>. [14.7.2016].
- [7] Berlin, K. *Handbuch für Dampf- und Kondensatanlagen*. 2009.
www.dampfundkondensat.de. [11.5.2016].
- [8] BM. *Bäderhygieneverordnung; BGBl II Nr 420*. 1998.
- [9] BM. *Trinkwasserverordnung (TWV); BGBl II Nr 304*. 2001.
- [10] BMLFUW. WRG 1959 idF BGBl I Nr 54/2014. 1959.
- [11] BMLFUW. Forstgesetz 1975 idF BGBl Nr 102-2015. 1975.
- [12] BMLFUW. UVP-G; BGBl Nr 697. 1993.
- [13] BMLFUW. QZV Chemie OG; BGBl II Nr 96. 2006.
- [14] BMLFUW. Leitfaden für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen. 2007.
- [15] BMLFUW. QZV Ökologie OG; BGBl II Nr 99. 2010.
- [16] BMLFUW. QZV Chemie GW; BGBl II Nr 98. 2010.
- [17] BMLFUW, Österreichische Staubeckenkommission. Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen. 1996.
- [18] BMLFUW, Österreichische Staubeckenkommission. Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren - Band 2: Erdbebenkennwerte. 1996.
- [19] BMLFUW, Österreichische Staubeckenkommission. Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren - Band 3: Richtlinien. 1996.

- [20] BMLFUW, Österreichische Staubeckenkommission. Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren - Band 1: Grundlagen. 2001.
- [21] BMLFUW, Österreichische Staubeckenkommission. Handbuch: Betrieb und Überwachung von "kleinen Stauanlagen" mit länger dauernden Staubelastungen. 2009.
- [22] BMLFUW, Österreichische Staubeckenkommission. Leitfaden für die Mindestanforderungen an den Stauanlagenverantwortlichen von kleinen Stauanlagen. 2009.
- [23] BMLFUW, Staubeckenkommission. Staubeckenkommissionsverordnung 1985; BGBl Nr 222. 1985.
- [24] BMLFUW, Staubeckenkommission. Grundsatzbeschluss für die Überwachung von großen Talsperren in drei Ebenen. 2000.
- [25] BMLFUW, Staubeckenkommission, TU Wien. Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren. Wien, 2009.
- [26] BMVIT. SeilbG 2003; BGBl I Nr 103. 2003.
- [27] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). BAW-Merkblatt: Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen. Karlsruhe, 2011.
- [28] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). BAW-Merkblatt: Materialtransport im Boden. Karlsruhe, 2013.
- [29] Bürki, R. Klimaänderung und Anpassungsprozesse im Wintertourismus. Publikation der Ostschweizerischen Geographischen Gesellschaft, Heft 6, St. Gallen, 2000.
- [30] Czerny, H. Vortrag: Bewilligung von Beschneiungsanlagen und Speicherbecken - Bemessungskriterien für Betriebseinrichtungen. Salzburg. 2012.
- [31] Czerny, H. Vortrag: Bewilligung von Beschneiungsanlagen und Speicherbecken - Sicherheitsphilosophie, STV, Definition Dammhöhe. Salzburg. 2012.
- [32] Czerny, H. Vortrag: Bewilligung von Beschneiungsanlagen und Speicherbecken - Anlagenüberwachung und Messeinrichtungen. Salzburg. 2012.
- [33] Czerny, H. Vortrag: Aufbaukurs "STV von Beschneigungsspeichern" - STV Mindestanforderungen. 2014.
- [34] Czerny, H. Vortrag: Grundkurs "STV von Beschneigungsspeichern" - Betriebseinrichtungen. Kitzbühel. 2016.
- [35] Czerny, H. Vortrag: Grundkurs "STV von Beschneigungsspeichern" - Einleitung, Grundlagen; Wasserbau, Grundbegriffe. Kitzbühel. 2016.

- [36] DemacLenko. Snow Visual-System. <http://www.demaclenko.com/de/22-849.html>. [14.5.2016].
- [37] DemacLenko. Beschneiungsanlagenkonzept. http://www.demaclenko.com/images/content/1028303_56833_1_C_1170_320_0_177177181/de-1170x320.jpg. [16.5.2016].
- [38] DemacLenko. Kühlturmanlage. <http://www.demaclenko.com/de/57-64170.html>. [25.5.2016].
- [39] DemacLenko. Umwälzung. <http://www.demaclenko.com/de/22-615.html>. [25.5.2016].
- [40] Der Schweizerische Bundesrat. Stauanlagenverordnung (StAV). 2012.
- [41] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (ATV-DVWK). DVWK-Merkblatt 246/1997: Freibordbemessung an Stauanlagen. 1997.
- [42] Digitaler Atlas Steiermark. [http://gis2.stmk.gv.at/atlas/\(S\(kaevlbfr2uudalgfiz5r3kot\)\)/init.aspx?karte=gew&ks=das&cms=da&massstab=800000](http://gis2.stmk.gv.at/atlas/(S(kaevlbfr2uudalgfiz5r3kot))/init.aspx?karte=gew&ks=das&cms=da&massstab=800000). [10.8.2016].
- [43] Dorner, D.J. Diplomarbeit: Naturmaßstäblicher Modellversuch zur Untersuchung der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen. Technische Universität Wien: Institut für Geotechnik, Wien, 2012.
- [44] Druckluftprüfung. http://www.klappenbach.de/wp-content/uploads/2014/06/Leister-Druckluftpruefgeraet-mit-Pruefnadel_142475.jpg. [13.6.2016].
- [45] DVGW. Arbeitsblatt W 294 : UV-Geräte zur Desinfektion in der Wasserversorgung. Bonn, 2006.
- [46] Eisengusswerkstoffe – Gusseisen mit Kugelgraphit. <http://www.maschinenbau-wissen.de/skript3/werkstofftechnik/stahleisen/52-gusseisen-mit-kugelgraphit>. [28.4.2016].
- [47] Eistert, T. Vortrag: Schneeanlagen - Weiterbildungsseminar Betriebsleiter; Beschneiungsanlagen Praxisbeispiele. Zauchensee. 2013.
- [48] Eistert, T. Vortrag: Grundkurs "STV von Beschneiungsspeichern" - Dichtungen, Drainagen. Kitzbühel. 2016.
- [49] Endress+Hauser. Das magnetisch-induktive Durchfluss-Messprinzip. <https://www.youtube.com/watch?v=sIUq9Nw8mGA>. [31.3.2016].
- [50] Giesecke, J., Heimerl, S. und Mosonyi, E. Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb. Springer Vieweg, 6. Auflage, Berlin Heidelberg, 2014.
- [51] Giesecke, J., Mosonyi, E. und Heimerl, S. Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb. Springer-Verlag, 5. Auflage, Berlin Heidelberg, 2009.

- [52] Holzknechtland - Mariazeller Bürgeralpe.
<http://www.buergeralpe.at/sommer/holzknechtland/>. [26.6.2016].
- [53] Hörl, F. Presseinformation: "Saubere Beschneigungstechnik...". Kaprun. 2014.
https://www.wko.at/Content.Node/branchen/oe/TransportVerkehr/Seilbahnen/Presstext_Seilbahnen-Oesterreichs_Kaprun.pdf. [26.4.2016].
- [54] ICOLD bzw. CIGB. Embankment Dams Upstream Slope Protection - Review and recommendations. Bulletin 91, Paris, 1993.
- [55] Knoblauch, H. und Schneider J. Skriptum: Fluss- und Sedimenthydraulik, VU 213.456. Technische Universität Graz: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 2009.
- [56] Köppel, C. Infografik: Nr. 04|2012 - Beschneigungsanlagen. http://strom-online.ch/fileadmin/schaubilder/beschneigungsanlagen/pdf/Beschneigungsanlagen_SB.pdf. [30.3.2016].
- [57] KSB Know-how, Band 1: Der Druckstoß.
<https://www.ksb.com/blob/52870/bbb5aed662bfc14fb4cbde62066495a7/band-1-de-druckstoss-know-how-data.pdf>. [11.5.2016].
- [58] Kunststoffdichtungsbahnen aus PEHD.
<http://kunststoffdichtungsbahnen.de/hp363/PEHD.htm>. [8.3.2016].
- [59] Land Salzburg. Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 1: Bewilligung und Überprüfung von Neuanlagen. 2011.
- [60] Land Salzburg. Leitfaden für das wasserrechtliche Behördenverfahren von Beschneigungsanlagen, Band 2: Wiederverleihungsverfahren, Wiederkehrende Überprüfungen, Vorkehrungen bei Erlöschung. 2011.
- [61] Land Steiermark: Wasser- und Schifffahrtsrecht, Verwaltung.
<http://www.verwaltung.steiermark.at/cms/ziel/74836580/DE/>. [2.5.2016].
- [62] Mariazeller Bürgeralpe. <http://www.buergeralpe.at/sommer/beschneigung/>. [26.6.2016].
- [63] Mayer, M. und Steiger, R. Skitourismus in den Bayerischen Alpen - Entwicklung und Zukunftsperspektiven. 2013. http://shop.arl-net.de/media/direct/pdf/ab/ab_009/ab_009_09.pdf. [12.3.2016].
- [64] Melbinger, R. 12 Thesen zur Sicherheit der großen Talsperren Österreichs. BMLFUW, Wien.
- [65] Moody-Diagramm.
https://www.ingenieurkurse.de/assets/courses/img/stroemungslehre/Moody-Diagramm_Beispiel_turbulent2.png. [25.6.2016].

- [66] OECD. Climate Change in the European Alps Adapting Winter Tourism and Natural Hazards Management: Adapting Winter Tourism and Natural Hazards Management. OECD Publishing, 2007.
- [67] ÖNORM B 1997-1-1, EC 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik; Teil 1: Allgemeine Regeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen. 2013.
- [68] ÖNORM B 2533 : Koordinierung unterirdischer Einbauten - Planungsrichtlinien. 2004.
- [69] ÖNORM B 4433 : Erd- und Grundbau, Böschungsbruchberechnung. 1987.
- [70] ÖNORM B 4435-2 : Erd- und Grundbau - Flächengründungen, EURO-CODE-nahe Berechnung der Tragfähigkeit. 1999.
- [71] ÖNORM B 5050 : Wasserkraftwerke und Beschneiungsanlagen - Nachweis der Dichtheit und Standsicherheit von wasserführenden Rohrleitungen. 2015.
- [72] ÖNORM EN 1508 : Wasserversorgung - Anforderungen an Systeme und Bestandteile der Wasserspeicherung. 1999.
- [73] ÖNORM M 5873-1 : Anlagen zur Desinfektion von Wasser mittels UV-Strahlen, Anforderungen und Prüfung, Teil 1. 2001.
- [74] ÖNORM M 5873-2 : Anlagen zur Desinfektion von Wasser mittels UV-Strahlen, Anforderungen und Prüfung, Teil 2. 2003.
- [75] ÖNORM M 6257 : Anforderungen an das Wasser für die technische Beschneigung. 2006.
- [76] ÖNORM S 2072 : Eluatklassen - Gefährdungspotential von Abfällen. 1990.
- [77] ÖNORM S 2073 : Deponien – Dichtungsbahnen aus Kunststoff, Anforderungen und Prüfungen. 2004.
- [78] ÖNORM S 2076-1 : Deponien - Dichtungssysteme mit Abdichtungsbahnen aus Kunststoff - Teil 1: Verlegung. 2009.
- [79] Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband. ÖWAV-Regelblatt 210 - Beschneiungsanlagen. Wien, 2007.
- [80] Österreichs Energie. Richtlinie für Arbeiten im Asphaltwasserbau -Teil A: Neubau von Anlagen. 2013.
- [81] ÖVGW. Richtlinie W 72: Schutz- und Schongebiete. 2004.
- [82] Paar, C. und Fa. Kässbohrer. Betriebsleiterseminar - SNOWsat. Obergurgl. 2012. <http://www.seilbahn.net/snn/konfig/uploads/doku/184.pdf>. [3.5.2016].

- [83] Pan, S.; Unternehmerverband Südtirol (“Assoimprenditori alto adige”). Ansprache von Präsident Stefan Pan. Unternehmerempfang am 7. Jänner 2013.
[http://www.assoimprenditori.bz.it/bolzano/notiziario/istituzionale.nsf/E92E02ED7E8C0CA1C1257AED0056BA2B/\\$FILE/Rede_deutsch.pdf](http://www.assoimprenditori.bz.it/bolzano/notiziario/istituzionale.nsf/E92E02ED7E8C0CA1C1257AED0056BA2B/$FILE/Rede_deutsch.pdf).
[15.6.2016].
- [84] PEHD-Dichtungsbahn, Speicherteich Turracher Höhe (Schafalm). Bergbahnen Turracher Höhe GmbH. [7.7.2016].
- [85] Peter, G. Überfälle und Wehre: Grundlagen und Berechnungsbeispiele. Springer-Verlag, 2005.
- [86] Pohl, R. Berechnungsansätze für die Ermittlung der Überflutungssicherheit von Talsperren. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 11, Technische Universität Dresden: Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 1997.
- [87] Polyethylen-Typen. <http://www.chemie.de/lexikon/Polyethylen.html>.
[12.4.2016].
- [88] RAOnline EDU: Klimawandel in den Alpen.
http://www.raonline.ch/pages/edu/cli/gloccli_oecd0601.html. [8.3.2016].
- [89] Raumordnungsgesetz - Land Steiermark.
<http://www.raumplanung.steiermark.at/cms/ziel/241551/DE/>. [28.4.2016].
- [90] Reißler, P. *Talsperrenpraxis*. Oldenbourg Verlag, München, 1999.
- [91] Rockwell Automation. Grundlagen: Geregelte Pumpensteuerung.
http://www.swibox.ch/fileadmin/user_upload/elektrokomponenten/Diverse_Grundlagen/Grundlagen_Geregelte_Pumpensteuerung.pdf. [11.5.2016].
- [92] SCADA - Supervisory Control and Data Acquisition.
<https://inductiveautomation.com/what-is-scada>. [15.3.2016].
- [93] Schneekanone schießt Loch ins Börsl. *news.ORF.at*, 2014.
<http://orf.at/stories/2208093/2208092/>. [4.5.2016].
- [94] Schweizer Bundesamt für Energie (BFE). *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil B: Besonderes Gefährdungspotenzial als Unterstellungskriterium*. 2014.
- [95] Schweizer Bundesamt für Energie (BFE). *Vereinfachtes Verfahren zur Berechnung einer Flutwelle mit primär eindimensionaler Ausbreitung (Verfahren “CTGREF”)*. 2014.
- [96] Schweizer Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG). *Sicherheit der Stauanlagen: Basisdokument zu den Unterstellungskriterien*. 2002.
- [97] Schweizer Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG). *Die Beurteilung der besonderen Gefahr mit vereinfachten Flutwellenberechnungen*. 2003.

- [98] SIWOPLAN GmbH. Qualitätsmanagement: Druckluft- und Vakuumprüfung.
<http://www.guellelagune.de/unternehmen/qualitaetsmanagement.html>. [13.6.2016].
- [99] Snomax. <http://www.snomax.com/de/produkt/snomax.html>. [3.5.2016].
- [100] SNOWsat: Pisten- und Flottenmanagement.
<http://www.pistenbully.com/aut/de/innovation/effizienz/snowsath-pisten-und-flottenmanagement.html>. [3.5.2016].
- [101] Speicherteich Höss Hinterstoder. *meinbezirk.at*.
<http://www.meinbezirk.at/kirchdorf/gesundheit/speicherteich-hoess-hinterstoder-m6435265,964306.html>. [8.3.2016].
- [102] Staiger, L. *Diplomarbeit: Wasserwirtschaftliche Aspekte und Vorgaben für die Errichtung und den Betrieb von Schigebieten in Österreich*. Technische Universität Graz: Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau, Graz, 2008.
- [103] Staubeckenkommission. *Beschluss betreffend Anforderungen an den Talsperrenverantwortlichen*. 1998.
- [104] Staubeckenkommission. *Beschluss zur Festlegung der im WRG normierten „Höhe über Gründungssohle“*. 2010.
- [105] Steiger, R. und Mayer, M. *Snowmaking and Climate Change*. 2008.
<http://www.bioone.org/doi/pdf/10.1659/mrd.0978>. [12.3.2016].
- [106] STRABAG International GmbH. Asphaltwasserbau.
[http://www.strabag.de/databases/internet/_public/files.nsf/SearchView/7F43D6F509CCE0B0C1257E820032CDB4/\\$File/20S_STRABAG_Wasserbau_GER_DS_r12_STRANET.pdf?OpenElement](http://www.strabag.de/databases/internet/_public/files.nsf/SearchView/7F43D6F509CCE0B0C1257E820032CDB4/$File/20S_STRABAG_Wasserbau_GER_DS_r12_STRANET.pdf?OpenElement). [2.5.2016].
- [107] Strobl, T. und Zunic, F. *Wasserbau: Aktuelle Grundlagen - Neue Entwicklungen*. Springer-Verlag, 2006.
- [108] Technische Universität Graz: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft. *Skriptum: Hydromechanik und Hydraulik, VU 213.351*. 2007.
- [109] TechnoAlpin. Snowfactory. 2015.
<http://www.technoalpin.com/schneeerzeuger/snowfactory.html>. [4.5.2016].
- [110] Trojan UV. UV-Desinfektion. <http://www.trojanuv.com/de/uv-basics>. [28.4.2016].
- [111] Tschernutter, P. Beschneigungsspeicher und Anlagentechnik. *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft* 66, 7-8 (2014), 241–242.
- [112] Vakuumprüfung. http://img.directindustry.de/images_di/photo-mg/30811-9635062.jpg. [13.6.2016].

- [113] ViaCon Austria GmbH. Geomembran aus Polyethylen. <http://www.viacon.at/menue/produkte/geotextiliengeogitter-geomembranen/geomembran-aus-polyethylen.html>. [25.2.2016].
- [114] Vigl, A. und Czerny, H. *Zuordnungsmatrix zu Gefährdungsklassen*. 2008.
- [115] WKO - Die Seilbahnen. Factsheet - Beschneigung in Österreich. 2015. <https://www.wko.at/Content.Node/branchen/oe/TransportVerkehr/Seilbahnen/Factsheet-Beschneigung.pdf>. [15.3.2016].
- [116] Wurmberg Seilbahn. Hintergrundinformationen zur technischen Beschneigung. http://www.wurmberg-seilbahn.de/files/Presse/Ausbauvorhaben/Info_Beschneigung.pdf. [15.3.2016].
- [117] ZAMG. Lufttemperatur. <https://www.zamg.ac.at/cms/de/klima/informationsportal-klimawandel/klimazukunft/alpenraum/lufttemperatur>. [8.3.2016].
- [118] Zanke, U.C.E. *Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer*. Parey, Berlin, 2002.
- [119] Zenz, G. *Lernbehelf - Konstruktiver Wasserbau GL*. Technische Universität Graz: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 2012.
- [120] Zermatt. Snowmaker. <http://www.zermatt.ch/Media/Zermatt-Geschichten/snowmaker>. [4.5.2016].

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Reduktion der Schneesicherheit österreichweiter Skigebiete (2006) [66: S. 35]	4
Abbildung 2-2: Zunahme der technisch beschneibaren Pistenfläche von 1999- 2014 in Österreich	6
Abbildung 4-1: Beschneiungsanlagenkonzept [37]	13
Abbildung 5-1: Systemskizze Speicheranlage [59: S. 9]	15
Abbildung 5-2: Damm mit Außendichtung [59: S. 22]	17
Abbildung 5-3: Damm mit Innendichtung [59: S. 22]	17
Abbildung 5-4: Sickerlinie nach Casagrande [90: S. 143]	18
Abbildung 5-5: Homogendamm [59: S. 23]	18
Abbildung 5-6: Damm mit breitem Dichtkern [59: S. 24]	19
Abbildung 5-7: Damm mit schmalem Dichtkern [59: S. 24]	20
Abbildung 5-8: Damm mit geneigtem Dichtkern [59: S. 24]	20
Abbildung 5-9: Speicherabdichtung mittels PEHD-Folie [84]	26
Abbildung 5-10: Schichtaufbau Foliendichtung	26
Abbildung 5-11: Druckluftprüfnadel (links, Firma Klappenbach), Vakuumprüfglocke (rechts) [44,112]	28
Abbildung 5-12: Einfachnaht mit/ohne Zusatzwerkstoff [59: S. 34]	28
Abbildung 5-13: Einfachnaht als Extrusionsauftragsschweißung [59: S. 34]	28
Abbildung 5-14: Doppelnaht mit/ohne Zusatzwerkstoff, Heizkeilnaht [59: S. 34]	29
Abbildung 5-15: Warmgasschweißung mit/ohne Zusatzwerkstoff [59: S. 34]	29
Abbildung 5-16: Schichtaufbau Asphaltbetondichtung	30
Abbildung 5-17: Homogendamm mit Horizontaldrainage (oben), mit Vertikaldrainage (unten) [59: S. 25]	34

Abbildung 5-18: Äußere Suffosion (links), innere Suffosion (mittig) und Kontaktsuffosion (rechts) [1: S. 456]	36
Abbildung 5-19: Äußere Erosion (links), innere Erosion (mittig), Kontakterosion (rechts) [1: S. 456].....	37
Abbildung 5-20: HW-Überfallschwelle	43
Abbildung 5-21: Erforderliche Abstände zwischen Stauziel und Sicherheitskote [59: S. 45].....	49
Abbildung 5-22: Systemskizze mit Sicherheitsfreibord und Sicherheitskote für BHQ [59: S. 45]	50
Abbildung 5-23: Systemskizze Wellenfreibord und Wellenkennwerte [86: S. 10]	52
Abbildung 5-24: Schnitt Grundablass [35]	55
Abbildung 5-25: Durchführungsbauwerk mit doppelter Klemmkonstruktion (oben), Detail Anschluss PEHD-Folie (unten) [59: S. 110].....	57
Abbildung 5-26: PEHD-Durchführungsbauwerk [59: S. 109]	58
Abbildung 5-27: Gleitkreismethoden [59: S. 40]	61
Abbildung 5-28: Durchströmung Zonendamm [59: S. 41].....	63
Abbildung 5-29: Innere Stabilitätsberechnungen Zonendamm [59: S. 41].....	64
Abbildung 6-1: Anlagentechnische Komponenten [59: S. 69].....	72
Abbildung 6-2: Natürlicher Schneekristall [56].....	84
Abbildung 6-3: Technisch erzeugter Schneekristall [56].....	84
Abbildung 6-4: Prinzip der technischen Schneeerzeugung [56]	85
Abbildung 6-5: Schneilanzensystem (links), Propellerschneeerzeuger (rechts) [56]	88
Abbildung 6-6: Kriterien der Schneequalität von Schneeerzeugern [59: S. 65]	90
Abbildung 8-1: Skizze Thomson-Wehr	110
Abbildung 8-2: Verlauf der Versagenswahrscheinlichkeit einer Stauanlage [31]	113

Abbildung 8-3: Mehrebenenprinzip der Stauanlagenüberwachung [64: S. 11]	114
Abbildung 8-4: Einteilung der Gefährdungsbereiche [96: S. 20]	126
Abbildung 8-5: Dominierende Versagensformen eines Dammes [3: S. 11] ...	128
Abbildung 8-6: Breschenquerschnittsform [95: S. 5]	135
Abbildung 9-1: Skibetriebe in der Steiermark mit künstlichem Beschneigungsspeicher.....	142
Abbildung 9-2: Schneispeicher „Kristallsee“ (Mariazeller Bürgeralpe) [Hintergrundkarte: 42]	145
Abbildung 9-3: Schneispeicher „Kaiblingalm“ (Hauser Kaibling) [Hintergrundkarte: 42]	150
Abbildung 9-4: Schneispeicher „Ennslingalm“ (Hauser Kaibling) [Hintergrundkarte: 42]	156
Abbildung 9-5: Schneispeicher „Schwarze Lacke“ (Hauser Kaibling) [Hintergrundkarte: 42]	161
Abbildung 9-6: Schneispeicher „Salzstiegl“ [Hintergrundkarte: 42]	165
Abbildung 9-7: Schneispeicher „Braunhofer“ (Planai-Hochwurzen) [Hintergrundkarte: 42]	169
Abbildung 9-8: Schneispeicher „Wieslechnerwieserl“ (Planai-Hochwurzen) [Hintergrundkarte:42]	173
Abbildung 9-9: Schneispeicher „Schafalm“ (Turracher Höhe) [Hintergrundkarte:42]	177

Tabellenverzeichnis

Tabelle 5-1: Kritische Filter nach Sherard et al. [59: S. 26].....	40
Tabelle 5-2: Sicherheiten gegen Böschungsbruch gemäß der „Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen“ [17: S. 5 u. 9,59: S. 39].	62
Tabelle 6-1: Abschätzung des Wasserbedarfs – Grundbeschneigung.....	66
Tabelle 6-2: Jährlicher Gesamtwasserbedarf für subalpine, stark beanspruchte Bereiche.....	68
Tabelle 6-3: Mögliche Entnahmewassermenge und Vor- bzw. Nachteile der Wasserentnahmearten in Abhängigkeit des Gefälles J_s des Fließgewässers [50: S. 163].....	74
Tabelle 7-1: Wasserqualität: bakteriologische Grenzwerte [79: S. 9]	107
Tabelle 8-1: Spitzenabflüsse nach Fröhlich.....	133
Tabelle 8-2: Bestimmung von μ	136
Tabelle 8-3: Strickler-Reibungskoeffizient K [95: S. 6].....	137
Tabelle 8-4: Ermittlung von D_{\max} und Y_{\max} [95: S. 8].....	138
Tabelle 8-5: Ermittlung von λ [95: S. 10].....	140
Tabelle 9-1: Nummerierte Skigebiete in der Steiermark mit Beschneigungsteich	143

Abkürzungsverzeichnis

ASKZ	Absenkziel
ATCOLD	Austrian National Committee On Large Dams (Österreichisches Nationalkomitee für Talsperren)
BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
BFE	Schweizer Bundesamt für Energie
BHQ	Bemessungshochwasser
BL	Betriebsleiter
BMLFUW	Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft
BWG	Schweizer Bundesamt für Wasser und Geologie
CIGB	Commission Internationale des Grands barrages (Internationale Talsperrenkommission)
CTGREF	Centre technique du génie rural des eaux et des forêts (Technisches Zentrum für Wasser- und Forstwirtschaft)
DK	Dammkrone
DKRZ	Deutsches Klimarecherchenzentrum
DVGW	Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches
DVWK	Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau
EC	Eurocode
GA	Grundablass
GGG	Grauguss
GK	Größtkorn
GL	Grundlagen
GW	Grundwasser
HD	Hochdruck
HQ	Hochwasserabfluss

HS	Hochspannung
HW	Hochwasser
ICOLD	International Commission On Large Dams (Internationale Talsperrenkommission)
IDM	Induktive Durchflussmessung
KG	Katastralgemeinde
KWB	Konstruktiver Wasserbau
ND	Niederdruck
NÖ	Niederösterreich
OECD	Organisation for Economic Co-operation and Development (Organisation für wirtschaftliche Zusammenarbeit und Entwicklung)
OG	Oberflächengewässer
OK	Oberkante
ÖVGW	Österreichische Vereinigung für das Gas- und Wasserfach
ÖWAV	Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
ÖWAW	Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft
PE	Polyethylen
PEHD	Polyethylene with High Density (Polyethylen mit hoher Dichte)
PMF	Probable Maximum Flood (Vermutlich größtes Hochwasser)
PMP	Probable Maximum Precipitation (Vermutlich größter Niederschlag)
PP	Polypropylen
P _Ü	Überschreitungswahrscheinlichkeit
PVC	Polyvinylchlorid
Q _E	Entnahmewassermenge
Q _Z	Zuflussmenge

QZV	Qualitätszielverordnung
RHHQ	Rechnerisch höchstes Hochwasser
RL	Richtlinie
SCADA	Supervisory Control And Data Acquisition (Überwachungssteuerung und Datenerfassung)
SeilbG	Seilbahngesetz
SHQ	Sicherheitshochwasser
STV	Stauanlagenverantwortliche/r
STZ	Stauziel
SW	SperrenwärterIn
TAO	Talsperrenaufsichtsorgan
TSV	Talsperrenverantwortliche/r
TU	Technische Universität
UG	Untergeschoss
USV	Unterbrechungsfreie Stromversorgung
UV	Ultraviolettstrahlung
UVP	Umweltverträglichkeitsprüfung
UVP-G	Umweltverträglichkeitsprüfungsgesetz
WKO	Wirtschaftskammer Österreich
WMO	World Meteorological Organization (Weltweite Organisation für Meteorologie)
WRG	Wasserrechtsgesetz
WSP	Wasserspiegel
ZAMG	Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik