



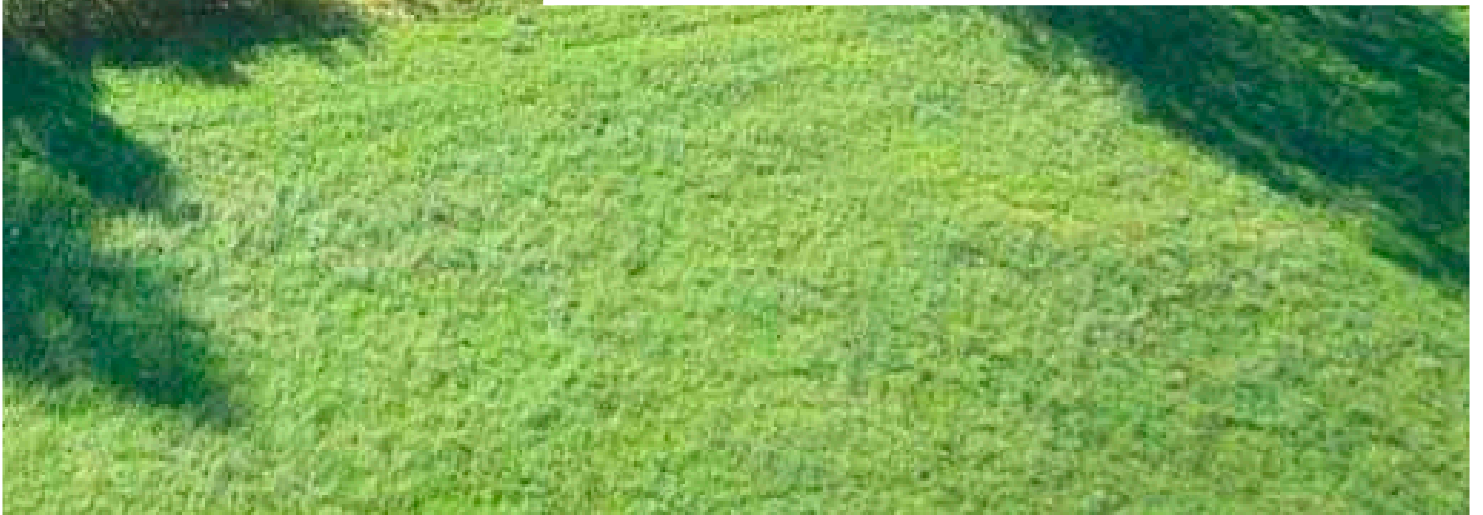
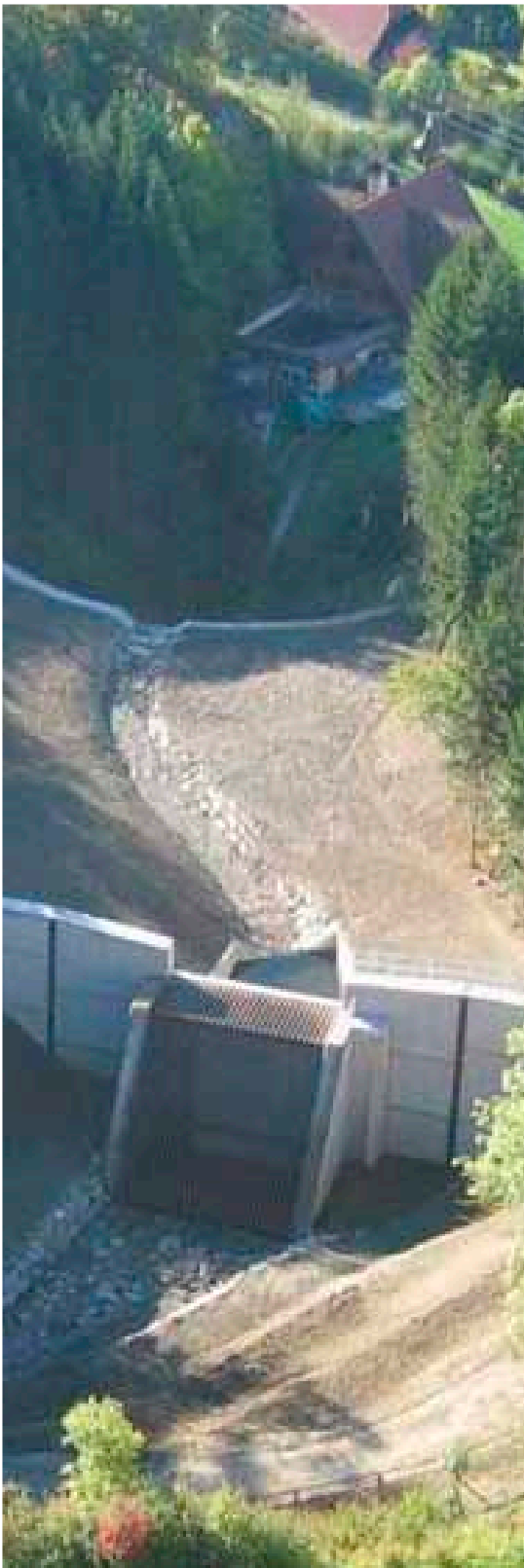
MINISTERIUM
FÜR EIN
LEBENSWERTES
ÖSTERREICH

WILDBACH- UND LAWINENVERBAUUNG

bmlfuw.gv.at

LEITFADEN HOCHWASSER- RÜCKHALTEBECKEN

Grundsätze für Planung, Bau und
Betrieb bei der Wildbach- und
Lawinenverbauung Österreichs



EINHEITLICHE STANDARDS FÜR DEN LEBENS- ZYKLUS VON HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN

Im Bereich der Wildbach- und Lawinerverbauung schützen über 100 Hochwasserrückhaltebecken die Bevölkerung vor Schadereignissen.

Für die zahlreichen betroffenen Anrainer und Anrainerinnen trägt dabei jedes einzelne dieser Schutzbauwerke für die persönliche Sicherheit und Lebensqualität bei.

Hochwasserrückhaltebecken sind komplexe Schutzbauwerke. Als Schlüsselbauwerke im Sinne der ONR 24800 verlangen sie besonders hohe Sicherheitsstandards bei der Planung, beim Bau und insbesondere im Betrieb.

Der vorliegende Leitfaden dokumentiert den aktuellen Stand der Technik der Wildbach- und Lawinerverbauung bei der Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken. Er definiert österreichweit einheitliche Standards für die Planung von Hochwasserrückhaltebecken und unterstützt PlanerInnen und BauführerInnen bei der konkreten Umsetzung.

In Verbindung mit dem „Handbuch zur Erstellung eines Beckenbuches für ungesteuerte und gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinerverbauung“ liegen somit bundesweite Mindeststandards für Hochwasserrückhaltebecken vor, die vom Entwurf, über die Planung und die Errichtung bis hin zur Wartung und Erhaltung den gesamten Lebenszyklus dieser komplexen Bauwerke umfassen.

Mein Dank gilt allen Expertinnen und Experten, die zu diesem Leitfaden beigetragen haben.

IMPRESSUM



Medieninhaber und Herausgeber:

BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND- UND FORSTWIRTSCHAFT, UMWELT UND WASSERWIRTSCHAFT

Sektion Forstwesen, Marxergasse 2, 1030 Wien.

Gesamtkoordination:

Abteilung III / 5 – Wildbach- und Lawinerverbauung, DI. Dr. Florian Rudolf-Miklau

Erstellt durch den Fachbereich Hochwasserrückhaltebecken - Wildbach- und Lawinerverbauung:

DI Alfred Ellmer, DI Christoph Skolaut, DI Günther Hochleitner, DI DI Markus Waibel,

Bildnachweis: Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinerverbauung

Druck: druck.at

Gedruckt nach der Richtlinie „Druckerzeugnisse“ des Österreichischen Umweltzeichens.

Alle Rechte vorbehalten.

Wien, 2014



Maria Patek

DI Maria Patek, MBA
Strategische Steuerung im Aufgabengebiet
„Schutz vor Naturgefahren“ betreffend
Wildbäche, Lawinen, Erosion, Steinschlag,
Massenbewegungen

HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN IN DER WILDBACHVERBAUUNG

Durch die Ausbreitung der Siedlungsräume und die Intensivierung der landwirtschaftlichen Nutzung wurden in den letzten Jahrzehnten immer mehr Hochwasserabflussräume für menschliche Nutzungen in Anspruch genommen. Durch den Verlust von natürlichen Retentionsräumen entlang der Flüsse und Bäche und in deren Einzugsgebiet einerseits sowie durch Regulierungsbauten andererseits kam es zu einer Abflussverschärfung. Immer größere und beschleunigte Hochwasserspitzen treten auf. Daraus resultieren stark zunehmende Hochwasserschäden, wie die Flutkatastrophen der Jahre 1997, 2002, 2004, 2005, und 2009 beweisen.

Unter Retention versteht man eine Reduktion der Abflussspitze und eine damit verbundene zeitliche Verschiebung der Hochwasserganglinie. Man unterscheidet zwischen der „fließenden Retention“, d.h. die Reduktion der Abflussspitzen entlang von Fließgewässern durch Ausuferungen, und der „stehenden Retention“, d.h. die Reduktion der Abflussspitzen durch Seen, Speicher und Mulden. Weiteres kann man auch zwischen natürlichen und künstlichen Rückhalteräumen unterscheiden. Hochwasserrückhalt bedeutet die Vergleichmäßigung zwischen kleinsten und größten Abflüssen und bringt somit eine Verbesserung der Abflussverhältnisse im Einzugsgebiet.

Gegenstand dieses Leitfadens ist die Planung, der Bau und Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken (HWRHB) in Wildbacheinzugsgebieten nach dem Prinzip der künstlichen Seeretention. Ziel des Leitfadens ist die Sicherstellung eines bundesweiten Mindeststandards von Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung (im Folgenden: WLIV).

Hochwasserrückhaltebecken dienen dem Zweck, Siedlungen, Verkehrswege und Infrastruktur vor den schädlichen Auswirkungen von Hochwässern durch Verminderung der Abflussspitze zu schützen. Künstlicher Hochwasserrückhalt kann im Rahmen eines Gesamtschutzkonzeptes angestrebt werden, wenn natürliche Rückhalteräume nicht mehr ausreichend vorhanden sind. Bei Rückhalteanlagen wird der Ausfluss aus dem Becken durch ein Drosselbauwerk begrenzt und die Wasserfracht zwischengespeichert.

Die Rückhaltemaßnahmen sollen so dimensioniert werden, dass die gedämpften Hochwasserspitzen schadlos in den Unterlaufgerinnen abgeführt werden können. Die Errichtung eines Hochwasserrückhaltebeckens stellt eine punktuelle Maßnahme dar. Durch die Planung von Hochwasserrückhaltebecken können gewässerökologisch negativ wirkende Regulierungen entfallen bzw. minimiert werden.

In Wildbacheinzugsgebieten werden durch die rasch und nur kurzfristig eintretenden Wasseranschwellungen Feststoffe und Wildholz entnommen. Es entwickeln sich oft stark geschiebebelastete Wasserabflüsse oder murartige Abflüsse (Muren, Murschübe). Die Bewirtschaftung solcher Feststoffmassen stellt die vordringliche Aufgabe im Rahmen der Schutzprojekte der Wildbach- und Lawinenverbauung dar. Hochwasserrückhalteanlagen können durch die Reduktion der Abflussmenge die Erosionsleistung und folglich den Geschiebetransport sowie die Ausbildung von Muren deutlich reduzieren.

Erstellt wurde der Leitfaden von den Mitgliedern des Fachbereichs „Hochwasserrückhaltebecken“ der WLIV. Dieser Fachbereich hat im Auftrag der Abteilung III/5 des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (im Folgenden: BMLFUW) ein „Handbuch zur Erstellung eines Beckenbuches für ungesteuerte und gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung“ [17.][18.] erarbeitet. Als nächsten Schritt hat der Fachbereich nun den vorliegenden Leitfaden erarbeitet. Die Erstellung des Leitfadens ist Teil der fachlichen Entwicklung und dient der Qualitätssicherung und Wissensbereitstellung.

Der Leitfaden soll die Planung von Hochwasserrückhaltebecken unterstützen, ersetzt jedoch nicht den Inhalt von technischen und rechtlichen Normen, noch die Anwendung von Methoden und Verfahren nach dem Stand der Technik. Weiters bleibt auch bei Anwendung des Leitfadens die Planung, der Bau und der Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken Personen mit der dafür erforderlichen formalen Qualifikation, dem einschlägigen Fachwissen und ausreichender Erfahrung in diesen Bereichen vorbehalten.

INHALTSVERZEICHNIS

1 ANWENDUNGSBEREICH DES LEITFADENS	1
2 DEFINITIONEN UND KLASSIFIKATION	2
2.1 Begriffe	2
2.1.1 Abfallszeit T_f	2
2.1.2 Absperrbauwerk	2
2.1.3 Alarmplan	3
2.1.4 Anlagenbeschau	3
2.1.5 Anstiegszeit T_s	3
2.1.6 Beckenbetreiber	3
2.1.7 Beckenbuch	3
2.1.8 Beckenverantwortlicher	3
2.1.9 Beckenwärter	4
2.1.10 Beckenstauraum [Einheit: m^3]	4
2.1.11 Bemessungshochwasser (BHQ) [Einheit: m^3/s]	4
2.1.12 Bemessungshochwasserereignis (BHE)	4
2.1.13 Bemessungsjährlichkeit T_n	4
2.1.14 Betriebsvorschrift	4
2.1.15 Bypass	5
2.1.16 Dammkrone, Maueroberkante	5
2.1.17 Dauerstauziel	5
2.1.18 Freibord	5
2.1.19 Gefährdungspotenzial	5
2.1.20 Geotechnik	5
2.1.21 Gesamtstauhöhe [Einheit: m]	6
2.1.22 Gesamtzeit T_g	6
2.1.23 Grundablass	6
2.1.24 Hauptschluss	6
2.1.25 Hochwasserrückhalteraum, gewöhnlicher	6
2.1.26 Hochwasserrückhalteraum, außergewöhnlicher	6
2.1.27 Hochwasser	6
2.1.28 Hochwasserabfluss [Einheit: m^3/s]	7
2.1.29 Hochwasserentlastung	7
2.1.30 Hochwasserrückhaltebecken	7
2.1.31 Interessent, örtlicher	7
2.1.32 Konsensinhaber	7

2.1.33	Konzentrationszeit TC	7
2.1.34	Kompetenzgrenze	8
2.1.35	Meldeplan	8
2.1.36	Nebenschluss	8
2.1.37	Projektant	8
2.1.38	Regendauer TR	8
2.1.39	Restrisiko	8
2.1.40	Retention	8
2.1.41	Rückhalteraum	9
2.1.42	Schlüsselbauwerk	9
2.1.43	Stand der Technik	9
2.1.44	Standardbauwerk	9
2.1.45	Stauhöhe [Einheit: m ³ /s]	9
2.1.46	Stauziel, außergewöhnliches	9
2.1.47	Stauziel, gewöhnliches	10
2.1.48	Steuerung	10
2.1.49	Totraum	10
2.1.50	Verzögerungszeit TL	10
2.1.51	Wildholz	10
2.2	Klassifikation und Systematik von Hochwasserrückhaltebecken	11
2.2.1	Klassifikation nach der Beckengröße	11
2.2.2	Klassifikation nach der Stauhöhe	11
2.2.3	Klassifikation nach Lage des Beckens	12
2.2.4	Klassifikation nach der Betriebsform	12
3	SYMBOLE	13
3.1	Symbole mit lateinischen Großbuchstaben	13
3.2	Symbole mit lateinischen Kleinbuchstaben	14
3.3	Symbole mit griechischen Kleinbuchstaben	15
4	KRITERIEN FÜR DIE PLANUNG VON HOCHWASSER- RÜCKHALTEBECKEN IN WILDBACHEINZUGSGEBIETEN	17
4.1	Allgemeine Planungsgrundsätze	17
4.1.1	Voraussetzungen für den Einsatz von Hochwasserrückhaltebecken	17
4.1.1.1	Anwendungsbereich	17
4.1.1.1.1	Hydrologische Parameter	17
4.1.1.1.2	Topographische und geologische Verhältnisse	17
4.1.1.2	Grenzen der Anwendung von HWRHB	18

4.2	Kriterien für die Wirksamkeit, Effizienz und Wirtschaftlichkeit von HWRHB	18
4.2.1	Kriterium „Lage des HWRHB im Einzugsgebiet“	18
4.2.2	Kriterium „Wahl der Bautype“	19
4.2.3	Kriterium „Lage des Beckens“	19
4.2.4	Kriterium „Retentionsgrad“	19
4.3	Sicherheitskonzept	20
4.4	Planungsablauf	20
4.5	Wahl des Beckenstandorts	22
4.6	Sachverständige und Projektanten	22
5	NORMATIVE GRUNDLAGEN DER BEMESSUNG	24
5.1	Allgemeines	24
5.2	Techniknormen	24
5.2.1	ÖNORMEN	24
5.2.1.1	Eurocodes	24
5.2.1.2	Geotechnik	24
5.2.1.3	Beton, Stahlbeton und Spannbeton	24
5.2.1.4	Sonstige ÖNORMEN	25
5.2.1.5	ON-Regeln Wildbachverbauung	25
5.2.1.6	Deutsche Normen (DIN)	25
5.2.2	Sonstige Richtlinien und Leitfäden	25
5.2.2.1	Richtlinien der Österreichischen Staubeckenkommission	25
5.2.2.2	Richtlinien des DWA (Deutschland)	26
5.2.2.3	Richtlinien Schweiz	26
5.3	Rechtsnormen	27
5.3.1	Rechtsgrundlagen der Planung von HWRHB	27
5.3.1.1	Wasserrecht	27
5.3.1.2	Naturschutzrecht	27
5.3.1.3	Forstrecht - Rodung	27
5.3.1.4	UVP-Verfahren	27
5.3.1.5	Eisenbahnrecht	27
5.3.1.6	Agrarrecht	28
5.3.1.7	Straßenrecht	28
5.3.2	Rechtsgrundlagen des Baus von HWRHB	28
5.3.3	Rechtsgrundlagen des Betriebes von HWRHB	28
5.3.4	Rechtsgrundlagen der Instandhaltung und Sanierung von HWRHB	28

6	HYDROLOGISCHE BEMESSUNG	30
6.1	Allgemeines	30
6.2	Bemessungsszenarien	30
6.2.1	Niederschlagsszenarien	30
6.2.2	Abflussszenarien	31
6.3	Bemessungsereignis (Schutzziel)	31
6.4	Ermittlung der Hochwasserganglinie	31
6.5	Niederschlags- und Abflussmessstellen	34
7	HYDRAULISCHE BEMESSUNG	37
7.1	Allgemeines	37
7.2	Bemessung des Rückhalteriums	37
7.3	Bemessung des Grundablasses	39
7.4	Ablauf der Retentionsberechnung	39
7.5	Ermittlung des Retentionsgrades	40
7.6	Wirkungsweise von Rückhaltebecken	40
7.7	Bemessung der Hochwasserentlastung	41
7.8	Bemessung des Freibords	42
7.9	Bemessung der Energieumwandlungseinrichtungen	43
7.10	Wirkung von Beckensteuerungen	44
7.10.1	Ungesteuerte Becken	44
7.10.2	Gesteuerte Becken	45
7.11	Flutwellenabschätzung für den Versagensfall	47
8	GEOTECHNISCHE GRUNDLAGEN UND BEMESSUNG	50
8.1	Allgemeines	50
8.2	Normative Grundlagen der Geotechnik	50
8.3	Geotechnische Untersuchungen	51
8.3.1	Allgemeines	51
8.3.2	Geotechnische Kategorien	51
8.3.3	Verfahren zur geotechnischen Untersuchung des Baugrundes	52
8.3.4	Art und Umfang der geotechnischen Untersuchungen	53
8.3.4.1	Allgemeines	53
8.3.4.2	Vorerkundungen	53
8.3.4.3	Voruntersuchungen	54
8.3.4.3.1	Voruntersuchungen des Baugrundes und der Grundwasserverhältnisse	54
8.3.4.3.2	Voruntersuchungen für Zwecke der Baustoffgewinnung	55
8.3.4.4	Hauptuntersuchungen	55
8.3.4.4.1	Hauptuntersuchungen des Baugrundes und der Grundwasserverhältnisse	55

8.3.4.4.2	Hauptuntersuchungen für Zwecke der Baustoffgewinnung	56
8.3.4.5	Baubegleitende Untersuchungen	56
8.3.4.5.1	Baubegleitende Untersuchungen am Baugrund	57
8.3.4.5.2	Baubegleitende Untersuchungen am eingebauten Schüttmaterial	57
8.3.4.6	Untersuchungen nach Baufertigstellung	58
8.4	Nachweise der Grenzzustände der geotechnischen Tragfähigkeit	58
8.4.1	Allgemeines	58
8.4.2	Grenzzustände	58
8.4.2.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	59
8.4.2.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	59
8.4.3	Bemessungssituationen	59
8.4.3.1	Ständige Bemessungssituationen (BS1)	59
8.4.3.2	Vorübergehende Bemessungssituationen (BS2)	59
8.4.3.3	Außergewöhnliche Bemessungssituationen (BS3)	59
8.4.4	Geohydraulische und erdstatische Bemessung	60
8.4.4.1	Allgemeines	60
8.4.4.2	Geohydraulische Berechnungen	60
8.4.4.2.1	Bemessung des Dammes oder Untergrundes auf Durchsickerung	60
8.4.4.2.2	Nachweis der Sicherheit gegen Suffosion (innere Erosion) (GZT, HYD)	61
8.4.4.2.3	Nachweis der Sicherheit gegen Kontakterosion an Schichtgrenzen (GZT, HYD)	62
8.4.4.2.4	Nachweis der Sicherheit gegen Erosionsgrundbruch (rückschreitende Erosion, Piping) (GZT, HYD)	63
8.4.4.2.5	Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch (GZT, HYD)	63
8.4.4.2.6	Nachweis der Auftriebssicherheit (GZT, UPL)	63
8.4.4.3	Erdstatische Berechnungen	64
8.4.4.3.1	Nachweis der Setzungssicherheit (GZG 1)	64
8.4.4.3.2	Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch bei leerem Becken (GZT, GEO)	64
8.4.4.3.3	Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch luftseitig bei stationärer Durchströmung (GZT, GEO)	65
8.4.4.3.4	Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch wasserseitig bei rascher Spiegelsenkung (GZT, GEO)	65
8.4.4.3.5	Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsgrundbruch (Dammfuß Grundbruch) luftseitig – gegebenenfalls bei stationärer Durchströmung (GZT, GEO)	65
8.4.4.3.6	Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch (GZT, GEO)	65
8.4.4.3.7	Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten (GZT, GEO)	66
8.4.4.3.8	Nachweis der Sicherheit gegen Dammfußgleiten (GZT, GEO)	66
8.4.4.3.9	Nachweis der Sicherheit gegen Kippen (GZT, EQU)	66

9	ENTWURF UND KONSTRUKTION	68
9.1	Allgemeines	68
9.2	Konstruktionsgrundsätze	68
9.3	Bautypenwahl	68
9.4	Dämme	70
9.4.1	Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze	70
9.4.2	Gründung und Abdichtung	72
9.4.2.1	Erhöhung der Tragfähigkeit des Untergrundes	72
9.4.2.1.1	Abdichtungen	72
9.4.2.2	Homogener Dammkörper	73
9.4.2.2.1	Dämme mit mineralischer Zonierung, Zonendämme	73
9.4.2.2.2	Innendichtungen	74
9.4.2.2.3	Außendichtung, Böschungsdichtung, wasserseitige Oberflächendichtung	74
9.4.3	Bautypen von Dämmen bei Hochwasserrückhaltebecken	75
9.5	Sperren in Beton und Stahlbeton	80
9.5.1	Gewichtsmauer	80
9.5.2	Gewölbesperre (Bogensperre)	80
9.5.3	Winkelstützmauer und Hybridmauer	81
9.5.4	Kombinierte Bauwerke	81
9.6	Betriebseinrichtungen	81
9.6.1	Allgemeines	81
9.6.2	Grundablass	83
9.6.2.1	Rechen	83
9.6.2.1.1	Allgemeines	83
9.6.2.1.2	Tauchwand / Tauchrechen	84
9.6.2.1.3	Rechen an der Stauwurzel	84
9.6.2.1.4	Rechen am Bauwerk	84
9.6.2.1.5	Allgemeines	84
9.6.2.1.6	Anforderungen an die Konstruktion	84
9.6.2.1.7	Wahl des Rechenabstandes	86
9.6.2.2	Einlaufbauwerk	86
9.6.2.3	Abflussstollen oder -leitung	86
9.6.2.4	Regelorgane/Drosseln (gesteuert oder ungesteuert)	87
9.6.2.4.1	Allgemeines	87
9.6.2.4.2	Anordnung der Drosseln/Verschlüsse	88
9.6.2.4.3	Arten von Regelorganen	88
9.6.3	Auslaufbauwerk	89

9.6.4	Hochwasserentlastung	89
9.6.4.1	Allgemeines	89
9.6.4.2	Hochwasserentlastungen bei Dämmen	90
9.6.4.3	Hochwasserentlastungen bei Betonsperren	91
9.6.5	Energieumwandlungsanlagen	91
9.6.5.1	Allgemeines	91
9.6.5.2	Tosbecken mit Endschwelle	92
9.6.5.3	Raubettgerinne mit Erosionssicherung am Dammfuß	92
9.6.6	Bypass (Beckenentleerung)	92
9.6.6.1	Allgemeines	92
9.6.6.2	Anforderungen an die Gestaltung des Bypasses	93
9.6.6.3	Anordnung des Bypasses	93
9.6.6.4	Hydraulische Anforderungen	94
9.6.6.5	Einlauf in den Bypass; Rechen	94
9.6.6.6	Verschlussorgane des Bypasses	94
9.6.7	Mess- und Warneinrichtungen	94
9.6.7.1	Allgemeines	94
9.6.7.2	Messpegel und automatische Messeinrichtungen	95
9.6.7.3	Vorwarneinrichtungen	95
9.6.8	Steuerungen	95
9.6.8.1	Allgemeines	95
9.6.8.2	Anforderungen an eine Steuerung	95
9.6.8.3	Steuerungssysteme	96
9.6.8.3.1	Manuelle Steuerung	96
9.6.8.3.2	Steuerung in Abhängigkeit vom Wasserstand	96
9.6.8.3.3	Steuerung über ein Prognosemodell	98
9.6.9	Zufahrts- und Versorgungswege; Räumzufahrten	98
10	GRUNDBEREITSTELLUNG	100
10.1	Allgemeines	100
10.2	Modelle der Grundbereitstellung	100
10.2.1	Grundkauf und Grundtausch	100
10.2.2	Einräumung von Nutzungsrechten	100
10.2.3	Entschädigungen	101
11	ÖKOLOGISCHE GRUNDSÄTZE	103

12 BAUDURCHFÜHRUNG	106
12.1 Allgemeines	106
12.2 Geotechnische Baudurchführung.....	106
12.2.1 Baubegleitende Einbindung des Sachverständigen für Geotechnik.....	106
12.2.2 Dammbau	106
12.2.2.1 Baustoffe.....	106
12.2.2.2 Einbau und Verdichtung.....	107
12.3 Hochwassersicherheit während der Errichtung von HWRHB.....	107
12.4 Probestau	108
13 BETRIEB UND INSTANDHALTUNG	110
13.1 Allgemeines	110
13.2 Instandhaltung und Sicherheitskonzept; Beckenbuch.....	110
13.3 Nebennutzungen.....	112
13.3.1 Allgemeines.....	112
13.3.2 Grundseen und deren Nutzung	112
14 ANHANG I: GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNGSVERFAHREN	115
14.1 Auswerten von Airborn-Laserscan-Daten (ALS-Daten)	115
14.2 Luftaufnahmen und andere Geodaten	115
14.3 Ortsbegehungen	115
14.4 Geologisch-/Geotechnische Kartierung	115
14.5 Aufschlüsse	116
14.5.1 Allgemeines.....	116
14.5.2 Direkte Aufschlüsse	116
14.5.2.1 Schürfe.....	116
14.5.2.2 Bohrungen	117
14.5.2.2.1 Rotationskernbohrverfahren.....	119
14.5.2.2.2 Rammkernbohrverfahren.....	120
14.5.2.2.3 Rammrotationskernbohrverfahren.....	121
14.5.3 Indirekte Aufschlüsse	121
14.5.3.1 Sondierungen.....	121
14.5.3.1.1 Rammsondierungen (nach ÖNORM EN ISO 22476-2).....	122
14.5.3.1.2 Drucksondierungen.....	123
14.5.3.1.3 Flügelsondierungen (Flügelscherversuch nach EN ISO 22476-9).....	123
14.5.3.2 Geophysikalische Verfahren	124
14.5.4 Anordnung der Aufschlüsse	124
14.6 Kamerabefahrungen	125
14.7 Entnahme von Proben für Laborversuche.....	125

14.7.1 Verfahren zur Probenentnahme im Boden	126
14.7.1.1 Durchgehende Gewinnung von Proben mittels Bohrverfahren.....	126
14.7.1.2 Probenentnahme mittels Entnahmegerten	127
14.7.1.3 Entnahme von Blockproben	127
14.7.2 Verfahren zur Probenentnahme im Fels.....	127
14.7.2.1 Durchgehende Gewinnung von Proben mittels Bohrverfahren.....	128
14.7.2.2 Entnahme von Blockproben	129
14.7.2.3 Entnahme von ganzheitlichen Felsproben (Integral Sampling)	129
14.8 Labor- und Feldversuche	130
14.8.1 Boden	130
14.8.1.1 Laborversuche	131
14.8.1.1.1 Klassifizierungsversuche	131
14.8.1.1.2 Elementversuche.....	132
14.8.1.2 Feldversuche.....	132
14.8.2 Festgestein.....	135
14.9 Messtechnische Verfahren	136
14.9.1 Setzungsmessungen.....	136
14.9.2 Bewegungs- und Verformungsmessungen.....	137
14.9.3 Porenwasserdruckmessungen.....	137
14.9.4 Grundwasserstandsmessungen.....	137
15 ANHANG II: HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKENKATASTER	140
15.1 Allgemeines	140
15.2 Erhebungen der Phase 1	141
15.3 Ergebnisse der Auswertung der Phase 1 – Stand 2008.....	142
15.4 Tabellarische Auflistung der Rückhaltebecken der WLV	144
16 LITERATURHINWEISE	157
17 SCHLUSSBEMERKUNG UND DANKSAGUNG	159

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1 Schematische Darstellung eines Hochwasserrückhaltebeckens und der verwendeten Begriffe (nach DVWK, Merkblatt 202/1991 [23.].....	2
Abbildung 2 Definition „Höhe über Gründungssohle“	11
Abbildung 3 Kennwerte einer Hochwasserganglinie (nach Sackl, 1994) [12.]	32
Abbildung 4 Charakteristische Zeiten einer Hochwasserganglinie (Dyck, Peschke,1995 [15.]	33
Abbildung 5 Kennlinien eines Hochwasserrückhaltebeckens (Beispiel HWRHB Schwaigerbach, Gde Eisbach, Stmk.) [25].....	38
Abbildung 6 Wirkungsweise des Rückhaltebeckens bei einer 100-jährlichen Hochwasserwelle (Beispiel HWRHB Schwaigerbach, Gde Eisbach, Stmk.) [25].....	41
Abbildung 7 Freibordanteile (Amt der Stmk. Landesregierung, 1992 [18.].....	43
Abbildung 8 Wirkungsweise eines HWRHB bei gesteuertem und ungesteuertem Betrieb (IHW, Anwenderhandbuch Softwarepaket Band 1, 1988) [2.]	44
Abbildung 9 Sickerlinien: a) Sickerlinie im homogenen Damm; b) Sickerlinie bei wasserseitiger Dichtung; c) Sickerlinie bei Kerndichtung.....	61
Abbildung 10 Suffosion – feine Bodenkörner bewegen sich in Poren der größeren	62
Abbildung 11 Kontakterosion an der Schichtgrenze.....	62
Abbildung 12 Rückschreitende Erosion.....	63
Abbildung 13 Scherbruch eines Dammes	64
Abbildung 14 Böschungsgrundbruch.....	65
Abbildung 15 Sicherheit gegen Dammfußgleiten	66
Abbildung 16 Hauptkonstruktionselement eines Dammes (Tschernutter in ÖWAV-Kurs 2008 Mittersill [35.]):	70
Abbildung 17 Dammkonstruktionen mit unterschiedlichen Abdichtungen (Tschernutter in ÖWAV-Kurs 2008 Mittersill) [35.]	71
Abbildung 18 Homogendamm mit verschiedenen luftseitigen Drainagekörpern und deren Sickerlinienverläufen (Tschernutter in ÖWAV-Kurs 2008 Mittersill) [35.].....	73
Abbildung 19 Grundsätzliche Dammkonstruktionen mit Dichtkernen (Tschernutter in ÖWAV-Kurs 2008 Mittersill) [35.]	74
Abbildung 20 Damm mit Kerndichtung (mineralische Dichtung) und Untergrundabdichtung durch Spundwand	75
Abbildung 21 Damm mit Betonkern und Untergrundabdichtung mittels Spundwand	76
Abbildung 22 Damm und Untergrundabdichtung mit Schmalwand.....	76
Abbildung 23 Damm und Untergrundabdichtung mit Spundwand.....	77
Abbildung 24 Damm und Untergrundabdichtung bei nicht rammbarem Untergrund mit „Mixed-in-Place-(MIP-)Wand“.....	77
Abbildung 25 Damm mit Innendichtung in Form eines Betonkerns und als Untergrundabdichtung eine Einphasenschlitzwand	78
Abbildung 26 Damm mit Oberflächenabdichtung (Folie/ Asphalt) und Untergrundabdichtung mit Spundwand bzw. Schmalwand wasserseitig	78

Abbildung 27 Damm auf nicht tragfähigem Untergrund mit Innen- und Untergrundabdichtung mittels Schmalwand	79
Abbildung 28 Eingestauter HWRHB-Damm mit Hangentlastung (nach Amt der Stmk. Landesregierung, 1992 [18.].....	82
Abbildung 29 Eingestaute Schwergewichtsmauer mit Kronenüberfall Hangentlastung (nach Amt der Stmk. Landesregierung, 1992 [18.].....	82
Abbildung 30 Optimierte Rechenkonstruktion bei HWRHB: gebrochener Rechen (nach [41.].....	85
Abbildung 31 Arten der Hochwasserentlastungen bei Dämmen und Mauern (Amt der Stmk. Landesregierung, 1992 [18.].....	89
Abbildung 32 Schemaskizze Schwimmersteuerung: Darstellung eines Klappmechanismus (Reitalpsbach, Gem. Hüttschlag) (nach Skolaut, 1998 [41.].....	96
Abbildung 33 Umgesetzte Klappenmechanismen (© WLV Salzburg).....	97
Abbildung 34 Hydroslide-Abflussregler, links: Skizze (Fa. Steinhardt), Mitte und rechts: HWRHB Urtlbach in St. Peter am Kammersberg: schwimmergesteuert: Einbau System Hydroslide; (aus: Perz, 2009 [14.].....	98
Abbildung 35 Baggerschurf	117
Abbildung 36 (a) Einfachkernrohr (b) Doppelkernrohr (c) Funktionsprinzip der Doppelkernbohrung	119
Abbildung 37 Rammkernbohrung mit verrohrtem Bohrloch.....	120
Abbildung 38 Leichte Rammsonde mit Sondierergebnissen	122
Abbildung 39 Flügelsonde	123
Abbildung 40 Beschaffenheit des Bohrgutes	129
Abbildung 41 Überblick über die Parameter der Bodeneigenschaften	130
Abbildung 42 Bodenkenngößen.....	130
Abbildung 43 Bauwerkskataster: Beispiel RHB Mittergrabenbach mit Rückhalteraum und Geschieberückhaltesperre, Gden Weißkirchen, Maria Buch-Feistritz und Eppenstein, Bezirk Murtal	140
Abbildung 44 Verteilung der HWRHB in Österreich auf Sektionen und Gebietsbauleitungen – klassifiziert nach dem Errichtungsjahrzehnt, laut Erhebung Phase 1 im Jahr 2008.....	143

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Klassifikation von HWRHB nach der Beckengröße	11
Tabelle 2 Beispiel einer Tabelle „Seecharakteristik“	37
Tabelle 3 Übersicht über empfohlene Freibordanteile bei einem Beton- und bei einem Dammbauwerk bei unterschiedlichen Beckenvolumina (Amt der Stmk. Landesregierung, 1992 [18.]) adaptiert bzw. ergänzt um Eisstau und den Sicherheitszuschlag: *1	43
Tabelle 4 Geotechnische Kategorien gemäß ÖNORM B 4402.....	52
Tabelle 5 Übersicht über die nachzuweisenden Grenzzustände (nach ONR 24802; Abschnitt 14)	59
Tabelle 6 Überblick über die in der Baugrunderkundung eingesetzten Bohrverfahren	118
Tabelle 7 Tiefen z_a der Aufschlüsse für Plattengründungen, bezogen auf die kleinere Seitenlänge b .125	
Tabelle 8 Wichtigste Klassifizierungsversuche (Formelzeichen siehe Tabelle 12)	131
Tabelle 9 Wichtige Elementversuche (Formelzeichen siehe Tabelle 12)	132
Tabelle 10 Sondierungen (*Bestimmbarkeit von Bodenart abhängig) (Formelzeichen siehe Tabelle 12)	133
Tabelle 11 Feldversuche zur direkten Bestimmung von Bodenkenngrößen (*Bestimmbarkeit von Bodenart abhängig) (Formelzeichen siehe Tabelle 12).....	133
Tabelle 12 Formelzeichen der Labor- und Feldversuche Boden.....	134
Tabelle 13 Überblick über die Parameter und Kriterien der Gesteinseigenschaften.....	135
Tabelle 14 Gesteinskenngrößen	136
Tabelle 15 Gebirgseigenschaften	136
Tabelle 16 Erhobene Grunddaten je Becken laut Erhebung Phase 1 im Jahr 2008	141
Tabelle 17 Bauart der HWRHB der Wildbach- u. Lawinenverbauung in Österreich laut Erhebung Phase 1 im Jahr 2008.....	142
Tabelle 18 Volumen und Höhe der Becken der Wildbach- und Lawinenverbauung in Österreich laut Erhebung Phase 1 im Jahr 2008	143

1 ANWENDUNGSBEREICH DES LEITFADENS

Der vorliegende Leitfaden dient als Grundlage für die Planung, den Bau und den Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken (HWRHB) im Bereich der Dienststellen der Wildbach- und Lawinenverbauung (WLV) gemäß § 102 Forstgesetz 1975 (ForstG). Der Leitfaden dient somit primär zum internen Gebrauch in der WLV, kann jedoch auch im Rahmen von Planungsaufträgen den Auftragnehmern (Zivilingenieure, Technische Büros) unter Hinweis auf einen generellen Haftungsausschluss des Bundes zur Verfügung gestellt werden.

Der Leitfaden soll ausschließlich für Hochwasserrückhaltebecken Anwendung finden, die in Wildbächen gemäß § 99 ForstG auf Grundlage der „Technischen Richtlinie für die Wildbach- und Lawinenverbauung“ [43.] errichtet werden, für andere Hochwasserrückhaltebecken besteht – trotz ähnlicher Grundlagen für Planung, Bemessung und Betrieb – keine Gültigkeit. Hochwasserrückhaltebecken, deren Höhe über Gründungssohle 15 m übersteigt oder durch die eine zusätzliche Wassermenge von mehr als 500.000 m³ zurückgehalten wird, fallen gemäß § 23a WRG 1959 i.d.g.F. in den Zuständigkeitsbereich der Staubeckenkommission. Für diese Anlagen gelangen die einschlägigen Richtlinien des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft zur Anwendung, die im Falle abweichender Bestimmungen zu diesem Leitfaden ausschließlich heranzuziehen sind.

HAFTUNGSAUSSCHLUSS

Die Inhalte des vorliegenden Werkes wurden mit größtmöglicher Sorgfalt und nach bestem Wissen und Gewissen erstellt. Dennoch übernimmt der Autor keinerlei Gewähr für die Aktualität, Richtigkeit und Vollständigkeit der bereitgestellten Informationen. Haftungsansprüche gegen den Autor, welche sich auf Schäden materieller oder ideeller Art beziehen, die durch die Nutzung oder Nichtnutzung der dargebotenen Informationen bzw. durch die Nutzung fehlerhafter und unvollständiger Informationen verursacht wurden, sind grundsätzlich ausgeschlossen.

2 DEFINITION UND KLASSIFIKATION

2.1 Begriffe

Für die Anwendung dieses Leitfadens gelten die Begriffe nach ONR 24800, ÖNORM B 2400, DVWK-Merkblätter 202/1991 und Steiermark-Information Nr. 16 – Hochwasserrückhaltebecken: Planung, Bau und Betrieb sowie die folgende Begriffe:

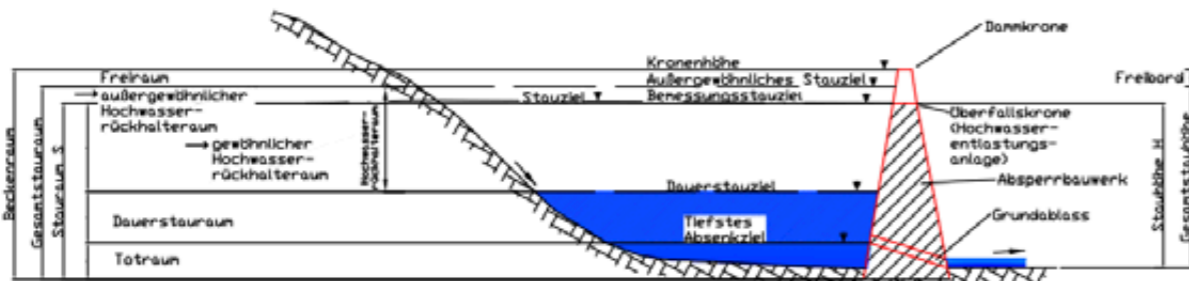
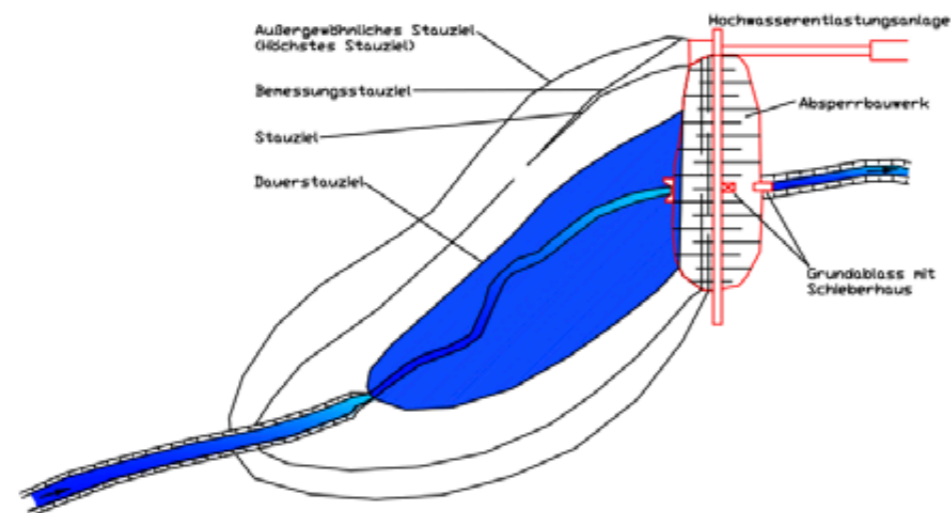


Abbildung 1 Schematische Darstellung eines Hochwasserrückhaltebeckens und der verwendeten Begriffe (nach DVWK, Merkblatt 202/1991 [23].)

2.1.1 Abfallszeit T_f

Zeit von der Hochwasserspitze bis zum Ende des Abflusses.

2.1.2 Absperrbauwerk

Querwerk, das den Stauraum des Hochwasserrückhaltebeckens unterwasserseitig begrenzt.

Es kann in Form eines Dammes, einer Betonmauer oder einer Kombination aus beiden ausgeführt werden.

2.1.3 Alarmplan

Auflistung der Situationen, in denen der Beckenwärter Alarmmeldungen zu geben hat.

Kriterien für die Auslösung eines Alarms sind u.a. das Auftreten von Verklausungen, Einstau(-höhen), Sickerwasseraustritte und besondere Ereignisse (Rutschungen, Lawinen etc.).

2.1.4 Anlagenbeschau

Jährliche Kontrolle und Begehung von Gebietsbauleitung, Beckenwärter und Beckenverantwortlichem zur Überprüfung der gesamten Anlage und Kontrolle des Betriebstagebuches als Grundlage für den 5-jährlichen Prüfbericht an die Wasserrechtsbehörde

Bei Anlagen unter 10.000 m³ Stauinhalt wird die Anlagenbeschau nur alle 2 Jahre durchgeführt.

2.1.5 Anstiegszeit T_s

Zeit, die vom Beginn des Effektivniederschlags bis zum Ganglinienscheitel verstreicht.

2.1.6 Beckenbetreiber

Besitzer (Halter) der Anlage und Inhaber des wasserrechtlichen Konsenses (in der Regel die Gemeinde, Wassergenossenschaft), meist auch Begünstigter der Schutzwirkung und Verantwortlicher für die Betriebssicherheit der Anlage.

Die Aufgaben des Beckenbetreibers sind in der Betriebsvorschrift aufgelistet.

2.1.7 Beckenbuch

Das Beckenbuch stellt eine geordnete Sammlung von allen relevanten rechtlichen und technischen Unterlagen über den Bau und Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens dar.

Es besteht aus dem Melde- und Alarmplan, der Betriebsvorschrift, den Projektunterlagen und dem Betriebstagebuch. Es ist vom Beckenverantwortlichen anzulegen und evident zu halten.

2.1.8 Beckenverantwortlicher

Aufsichtsorgan, das in Vertretung des Beckenbetreibers die ordnungsgemäße Durchführung aller erforderlichen Kontrollen und Maßnahmen überwacht.

Er ist für alle der Sicherheit der Anlage dienenden Vorkehrungen und Maßnahmen verantwortlich. Die Aufgaben des Beckenverantwortlichen sind in der Betriebsvorschrift aufgelistet. Der Beckenverantwortliche oder sein Stellvertreter muss bei Anlassfällen, insbesondere während der Zeit höherer Unwettergefahren, innerhalb von maximal zwei Stunden beim Rückhaltebecken sein können. Als Beckenverantwortlicher sowie als dessen Stellvertreter ist eine entsprechend ausgebildete und geeignete Person zu bestellen, sodass eine dauernde Überwachung des Rückhaltebeckens gewährleistet ist. Dieser muss angemessen qualifiziert, einschlägig erfahren, verlässlich, mit der Anlage vertraut und auch mit entsprechenden Anordnungsbefugnissen vom Beckenbetreiber und der Behörde ausgestattet sein. Der Beckenverantwortliche wird vom Beckenbetreiber ernannt.

2.1.9 Beckenwärter

Organ des Beckenbetreibers, der die unmittelbare Wartung und Beaufsichtigung des Hochwasserrückhaltebeckens durchführt.

Der Beckenwärter führt alle erforderlichen Kontrollen, Beobachtungen und Maßnahmen an Ort und Stelle nach den Anweisungen des Beckenverantwortlichen durch und dokumentiert sie entsprechend dem Überprüfungs-, Beobachtungs- und Messprogramm im Betriebstagebuch. Er hat den Beckenverantwortlichen bzw. dessen Stellvertreter bei der Erfüllung seiner Aufgaben in allen Belangen zu unterstützen und dafür zu sorgen, dass seinen Anweisungen unverzüglich Folge geleistet wird. Der Beckenwärter oder sein Stellvertreter muss jederzeit telefonisch erreichbar sein und hat innerhalb von maximal einer Stunde beim Rückhaltebecken zu sein. Für Vertretungszeiten muss der Stellvertreter namentlich genannt und erreichbar sein. Der Beckenwärter wird vom Wasserberechtigten ernannt.

2.1.10 Beckenstauraum [Einheit: m³]

Gesamter Rauminhalt (m³) hinter dem Absperrbauwerk, der sich aus dem Stauraum (Totraum, Dauerstauraum sowie gewöhnlichem Rückhalteraum) und dem außergewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum sowie dem Freibord zusammensetzt.

2.1.11 Bemessungshochwasser (*BHQ*) [Einheit: m³/s]

Hochwasserspitzenabfluss, der bei einer bestimmten Überschreitungswahrscheinlichkeit über die Hochwasserentlastung abgeführt werden kann, ohne das Absperrbauwerk zu gefährden.

Durch den Bemessungsabfluss ergibt sich das Bemessungsstauziel.

2.1.12 Bemessungshochwasserereignis (*BHE*)

Hochwasserereignis, das als Grundlage für die Dimensionierung des Rückhaltevolumens und des Grundablasses dient.

Das Bemessungsereignis ist das maßgebliche Hochwasserereignis, das aus dem Spektrum aller möglichen Ganglinien der Bemessungsjährlichkeit zu bestimmen ist. Die Maßgeblichkeit ergibt sich entweder durch den maximalen Beckenausfluss oder durch die maximale Beckeneinstauhöhe. Zur Ermittlung dieses *BHE* ist eine Vielzahl an Bemessungsszenarien zu untersuchen und die „ungünstigste“ Variante (Hüllkurve) daraus auszuwählen.

2.1.13 Bemessungsjährlichkeit T_n

Jährlichkeit des Bemessungshochwasserereignisses *BHE* für die Rückhalteanlage.

Die Bemessungsjährlichkeit liegt generell bei 100 bzw. 150 Jahren.

2.1.14 Betriebsvorschrift

Rechtsverbindliches Regelwerk für den Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens. Die Betriebsvorschrift umfasst die Dienstanweisungen für Betreiber, Beckenwärter und Beckenverantwortlichen sowie den Überwachungs- und Instandhaltungsplan.

2.1.15 Bypass

Weiterer Auslass aus dem Becken, der aber nur in besonderen Betriebsfällen (verklauster Grundablassrechen bei großen Hochwasserereignissen) von der Luftseite oder von der Sperrenkrone aus geöffnet wird.

2.1.16 Dammkrone, Maueroberkante

Oberkante des Absperrbauwerks.

Die Kronenhöhe (müA) ergibt sich aus dem außergewöhnlichen Stauziel und dem ausgewählten Freibord.

2.1.17 Dauerstauziel

Stauziel (müA), das den Dauerstauraum begrenzt.

Dauerstauungen, wie etwa Grundseen, sind aufgrund vielfältiger Probleme ungünstig und sollten vermieden werden. Bei Dauerstauung ist eine Bewirtschaftung des Dauerstauraumes möglich. Das tiefste Absenkziel wird durch die Auslaufsohle des Grundablasses begrenzt.

2.1.18 Freibord

Lotrechter Abstand zwischen dem außergewöhnlichen Stauziel und dem tiefsten Punkt der Krone des Absperrbauwerkes.

Der Freibord stellt eine Sicherheitshöhe hinsichtlich der hydraulischen „Überlastbarkeit“ der Hochwasserentlastung dar. Er ist bei großen Becken bedingt durch die Wasserspiegelerhöhung infolge des Windeinflusses (Wellenauflauf und Windstau). Darüber hinaus ist er aus konstruktiven Gründen (Überdeckung der Dammdichtung) oder betrieblichen Gründen (Befahrbarkeit im Hochwasserfall) vorzusehen. Je nach Gefährdungspotenzial im Unterliegerbereich, je nach Beckengröße und je nach Art des Absperrbauwerkes ist ein Freibord von 0,5 bis 1,5 m zu berücksichtigen.

2.1.19 Gefährdungspotenzial

Ausmaß der möglichen Gefährdung, die durch Hochwasserereignisse und andere Naturereignisse gegeben ist.

Das Gefährdungspotenzial wird nicht allein durch die Größe des Hochwassers bestimmt, sondern durch die Exponiertheit, Schadensanfälligkeit und mangelnde Möglichkeit der Gefahrenabwehr gefährdeter Einrichtungen.

2.1.20 Geotechnik

Oberbegriff für die verschiedenen Einzeldisziplinen im Bauingenieurwesen, die sich mit dem Baugrund beim Bauen auf, in oder mit Boden oder Fels befassen.

Die Geotechnik umfasst u.a. folgende Fachbereiche: Ingenieurgeologie, Bodenmechanik, Felsmechanik; weiters Erd- und Grundbau sowie Spezialtiefbau; Geophysik, Boden- und Felsdynamik.

2.1.21 Gesamtstauhöhe [Einheit: m]

Vertikaler Abstand vom außergewöhnlichen Stauziel bis zur Sohle des Rückhaltebeckens.

Die Kronenhöhe (DOK, MOK in müA) ergibt sich, wenn zur Sohle des Rückhaltebeckens (müA) die Gesamtstauhöhe und der Freibord hinzuaddiert werden.

2.1.22 Gesamtzeit T_g

Summe von Anstiegszeit und Abfallszeit, die die Gesamtdauer der Hochwasserganglinie charakterisiert.

2.1.23 Grundablass

Der Grundablass besteht aus dem Einlaufbauwerk mit einem Wildholzrechen (meist hochgezogen bis zur Höhe der Hochwasserentlastung), der Abflussleitung (Rohr, Kastenprofil, ...), dem Verschlussbereich (fixe Drosselblende, stellbarer Drosselschieber im Schieberhaus, Steuerung) und dem Auslaufbauwerk mit Energieumwandlung (Tosbecken). Das Einlaufbauwerk mit dem Rechen hat im Wesentlichen die Funktion der Abflusskonzentration und der Ableitung über die Abflussleitung in den Unterwasserbereich des Absperrbauwerkes.

2.1.24 Hauptschluss

Lage eines Rückhaltebeckens, das vom zurückzuhaltenden Gewässer durchflossen wird.

2.1.25 Hochwasserrückhalteraum, gewöhnlicher

Das bei Erreichung des gewöhnlichen Stauziels vorhandene Rückhaltevolumen.

Ein eventueller Dauerstauraum ist darin nicht enthalten.

2.1.26 Hochwasserrückhalteraum, außergewöhnlicher

Rückhaltevolumen zwischen gewöhnlichem und außergewöhnlichem Stauziel.

Dieses Volumen kann insbesondere bei flacher Inhaltslinie des Beckens im Verhältnis zum gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum relativ groß sein.

2.1.27 Hochwasser

Zeitlich begrenzter Abfluss mit hoher Wasserführung, bei dem ein Pegelstand oder Abfluss in einem bestimmten Querprofil über einem (statistisch) festgelegten Wert, zumeist dem langjährigen Mittelwert $[MW]$, liegt.

Hochwässer in Wildbächen werden meist durch Starkregenereignisse ausgelöst und sind durch eine sehr kurze Konzentrationszeit $[t_c]$, eine hohe Abflussspitze $[HQ]$ und eine kurze Dauer $[t]$ charakterisiert, allerdings treten auch Hochwässer mit längerer Dauer infolge von Dauerregen oder Schneeschmelze auf.

2.1.28 Hochwasserabfluss [Einheit: m^3/s]

Wassermenge eines Abflussereignisses bestimmter Jährlichkeit – für einen bestimmten Abflussquerschnitt oder bezogen auf die Sohlbreite –, die deutlich über dem Mittelwasserabfluss (MQ) liegt.

Die Dichte (γ) des Wasser-Feststoff-Gemisches ist im Vergleich zu Wasser (γ_w) nicht signifikant erhöht und kann mit 1000 kg/m^3 angenommen werden. Der Hochwasserabfluss in Wildbächen erfolgt in der Regel turbulent und stationär; er kann in-stationär erfolgen, wenn plötzliche Schwallwellen infolge eines Verkläusungsdurchbruches auftreten.

2.1.29 Hochwasserentlastung

Die Hochwasserentlastung dient der Standsicherheit im Überlast- bzw. Katastrophenfall. Dies tritt bei einem Ereignis größer als das Bemessungsereignis für den gewöhnlichen Rückhalteraum ein. In diesem Fall wird das Hochwasser geregelt und konzentriert über das Bauwerk (Dammscharte, Mauer mit Überfallskrone bzw. -sektion) abgeleitet und gefährdet nicht die Standsicherheit des Bauwerkes. Bei diesem Bemessungsfall ist jedenfalls eine Totalverkläusung des Grundablasses anzunehmen. Die Jährlichkeit für das Bemessungsereignis der Hochwasserentlastung wird in der Regel mit 1000 bis 5000 Jahren angenommen.

2.1.30 Hochwasserrückhaltebecken

Ein durch ein Absperrbauwerk künstlich errichteter Stauraum mit dem Ziel, einen Teil des Hochwasserabflusses vorübergehend zurückzuhalten, um die Abflussspitze in der unterliegenden Gewässerstrecke abzumindern.

Rückhaltebecken können klassifiziert werden nach der Beckengröße (Rückhaltevolumen), Bauwerkshöhe, nach der Lage zum Gewässer (Haupt- und Nebenschluss) und nach der Betriebsform (ungesteuerte und gesteuerte) (siehe Abschnitt 2.2).

2.1.31 Interessent, örtlicher

Förderungsempfänger auf Grundlage des Wasserbautenförderungsgesetzes 1985 idgF für die Planung und den Bau einer schutzwasserwirtschaftlichen Anlage (hier: Hochwasserrückhaltebecken) oder Wildbachverbauung.

Gemäß § 4 Abs 5 WBFVG gelten als örtliche Interessenten Nutznießer nach § 44 WRG und die beteiligten Gemeinden.

2.1.32 Konsensinhaber

Inhaber des Wasserrechts gemäß § 41 Abs.1 und § 43 Abs.1 WRG, meist gleichzeitig der Beckenbetreiber (z.B. Gemeinde, Wassergenossenschaft).

2.1.33 Konzentrationszeit T_C

Zeit, die ein Wassertropfen benötigt, um vom entferntesten Punkt des Einzugsgebietes bis zur Untersuchungsstelle zu fließen.

2.1.34 Kompetenzgrenze

Betreuungsgrenze zwischen Bundeswasserbauverwaltung und Wildbachverbauung.

2.1.35 Meldeplan

Auflistung, bei welcher Gefahrenstufe im Hochwasserfall wer, was, wann, an wen und wie zu melden hat.

2.1.36 Nebenschluss

Lage eines Rückhaltebeckens, das vom zurückzuhaltenden Gewässer nicht durchflossen wird, sondern seitlich zum Gewässer angeordnet ist.

2.1.37 Projektant

Ausführender der Projektierungsarbeiten für das Hochwasserrückhaltebecken mit einer einschlägigen, abgeschlossenen Fachausbildung und ausreichender Erfahrung in der Projektierung.

Im Bereich der Wildbach- und Lawinenverbauung ist dies der von der Gebietsbauleitung mit der Projektierung betraute Mitarbeiter oder ein externer Planer.

2.1.38 Regendauer TR

Dauer von Beginn bis zum Ende eines Niederschlagsereignisses.

Bei kleineren Wildbacheinzugsgebieten wird die maßgebliche Regendauer T_R mit der Konzentrationszeit gleichgesetzt ($T_R = T_C$).

2.1.39 Restrisiko

Das im jeweiligen Spezialfall durch Berechnungen oder die Statistik kaum vorhersehbare Risiko durch Überschreiten des Bemessungsereignisses oder das Versagen von Hochwasserschutzbauwerken oder menschliches Versagen.

2.1.40 Retention

Rückhalt von Wasser oder Feststoffen infolge natürlicher Speicherwirkung oder durch künstliche Maßnahmen.

Die Retention (der Rückhalt) von Wasser ist die Verringerung des Spitzenabflusses infolge natürlicher Speicherwirkung oder künstlicher Speichermaßnahmen. Sie erfolgt durch Rückhaltebecken (stehende Retention) oder durch Aktivierung von Überflutungsflächen (-räumen) (fließende Retention).

2.1.41 Rückhalteraum

Überschwemmungsgebiet, das durch stehende oder fließende Retention den Rückhalt von Wasser bewirkt.

2.1.42 Schlüsselbauwerk

Bauwerk, dessen Versagen große Auswirkungen auf das Verbauungssystem oder die geschützten Bereiche hat.

Gemäß ONR 24800 sind im Bereich der Wildbachverbauung in jedem Fall als Schlüsselbauwerk einzustufen: Sperrenbauwerke mit retentierender, dosierender, filternder, energieumwandelnder und ablenkender Funktion, Hochwasserrückhalteinrichtungen und Sperren mit zentraler Funktion für die Standsicherheit von Sperrenstaffelungen. Ebenso zählen Stützbauwerke für Talzusub und Hangentwässerungen zu den Schlüsselbauwerken.

Hochwasserrückhaltebecken sind in jedem Fall als Schlüsselbauwerke einzustufen.

2.1.43 Stand der Technik

Der auf den einschlägigen wissenschaftlichen Erkenntnissen beruhende Entwicklungsstand fortschrittlicher Verfahren, Einrichtungen, Bau- oder Betriebsweisen, deren Funktionstüchtigkeit erprobt und erwiesen ist.

Der Stand der Technik im Sinne des § 12 Abs 1 WRG ist „...der auf den einschlägigen wissenschaftlichen Erkenntnissen beruhende Entwicklungsstand fortschrittlicher Verfahren, Einrichtungen oder Betriebsweisen, deren Funktionstüchtigkeit erprobt und erwiesen ist. Bei der Bestimmung des Standes der Technik sind insbesondere jene vergleichbaren Verfahren, Einrichtungen oder Betriebsweisen heranzuziehen, welche am wirksamsten zur Erreichung eines allgemeinen Schutzniveaus für die Umwelt insgesamt sind. Bei der Festlegung des Standes der Technik sind unter Beachtung der sich aus einer bestimmten Maßnahme ergebenden Kosten und ihres Nutzens und des Grundsatzes der Vorsorge und der Vorbeugung im Allgemeinen wie auch im Einzelfall die Kriterien des Anhangs G des WRG zu berücksichtigen.“

2.1.44 Standardbauwerk

Bauwerk, dessen Versagen nur mittlere oder geringe (lokale) Auswirkungen auf das Verbauungssystem bzw. auf die geschützten Bereiche hat.

2.1.45 Stauhöhe [Einheit: m³/s]

Vertikaler Abstand vom gewöhnlichen Stauziel bis zur Sohle des Rückhaltebeckens.

2.1.46 Stauziel, außergewöhnliches

Wasserspiegelhöhe (müA) im Becken, die dann erreicht wird, wenn ein selteneres Ereignis als das Bemessungsereignis auftritt und der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum überstaut wird.

Das Hochwasser wird schadlos über die Hochwasserentlastung abgeführt. Die Kronenhöhe (Damm- oder Maueroberkante) muss mindestens um das festgelegte Freibord höher sein als das

außergewöhnliche Stauziel (= höchstes Stauziel). Der außergewöhnliche Hochwasserrückhalteraum [m³] entspricht dem Rückhaltevolumen zwischen gewöhnlichem und außergewöhnlichem Stauziel. Aufgrund der größeren eingestauten Fläche kann die Wasserlamelle des außergewöhnlichen Hochwasserrückhalteraaumes ergiebig sein.

2.1.47 Stauziel, gewöhnliches

Wasserspiegelhöhe (müA) im Becken, die beim Bemessungshochwasserereignis *BHE* erreicht wird.

Dieses Stauziel liegt im Allgemeinen auf Höhe der Überlaufkote der Hochwasserentlastung (= Vollstau) und wird absolut (müA) angegeben. Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum [m³] ist jenes Rückhaltevolumen, das bei Erreichen des gewöhnlichen Stauziels vorhanden ist. Ein eventueller Dauerstauraum ist darin nicht enthalten. Bei Erreichen des gewöhnlichen Stauziels wird der maximale Beckenabfluss Q_{ab} erzielt.

2.1.48 Steuerung

Regelung des Durchflusses durch den Grundablass in Abhängigkeit des Wasserstandes sowie des Zu- und Abflusses aus dem Hochwasserrückhaltebecken.

Durch eine entsprechende Steuerung des Regelorgans (Grundablassverschluss) von Einzelbecken oder Beckensystemen kann deren Rückhaltewirkung für den Unterlauf oder ein ganzes Flussgebiet optimiert werden. Für die Steuerung von Beckengruppen oder wenn aufgrund einer Prognose aus dem Einzugsgebiet gesteuert wird, sind aufwendige und hochqualifizierte Grundlagen (Prognosemodell, Betriebsregeln, Systemwirkung) und technische Einrichtungen erforderlich. Eine Steuerung ist daher nur dort sinnvoll und wirtschaftlich, wo sie mit relativ einfachen Mitteln erreicht werden kann oder wo für die Funktionsfähigkeit (Schutzwirkung) von Beckengruppen eine Steuerung notwendig ist.

2.1.49 Totraum

Unterer Teil des Stauraumes, der nicht genutzt werden kann.

2.1.50 Verzögerungszeit TL

Zeitlicher Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Effektivniederschlages P_{EF} und des Abflusses Q .

2.1.51 Wildholz

Das bereits im Bach liegende oder bei einem Hochwasserereignis frisch eingetragene Holz.

Ist das Gewässer stark wildholzführend, so sind entsprechende Maßnahmen zu treffen, um das Risiko einer Verklauung von Grundablass und Hochwasserentlastung zu minimieren, wie z.B. Wildholzrechen oberhalb der Stauwurzel, Einlaufrechen für den Grundablass und Anordnung eines Notauslasses, Einlaufrechen oder Tauchwand bei nicht überlastbaren Hochwasserentlastungen (Abfluss unter Druck) bzw. Anordnung von Hochwasserentlastungen als freier Überfall. Je nach konstruktiver Ausführung ist bei der Dimensionierung der Hochwasserentlastung eine Teilverklauung anzunehmen.

2.2 Klassifikation und Systematik von Hochwasserrückhaltebecken

Rückhaltebecken können unterschieden werden nach der *Beckengröße* (Rückhaltevolumen) und *Stauhöhe*, nach der *Lage zum Gewässer* (Haupt- und Nebenschluss) und nach der *Betriebsform* (ungesteuerte und gesteuerte Becken).

2.2.1 Klassifikation nach der Beckengröße

In Anlehnung an die Steiermark-Information Nr. 16, Hochwasserrückhalteanlagen [18.] erfolgt die Klassifikation nach der Beckengröße gemäß Tabelle 1.

Bezeichnung	Rückhaltevolumina (m ³)	Stauhöhe (m)
Kleinstbecken	-10.000	- 5
Kleine Becken	- 100.000	- 15
Mittlere Becken	100.000 – 500.000	- 15
Große Becken	> 500.000	> 15

Tabelle 1: Klassifikation von HWRHB nach der Beckengröße

2.2.2 Klassifikation nach der Stauhöhe

Die Klassifikation nach der Stauhöhe bezieht sich auf die Höhe des Damms (der Sperre) über Gründungssohle. Diese ist definiert als der Abstand zwischen der Unterkante tragender Bauteile (möglicher Bodenaustausch mit eingerechnet) bis zur Bauwerksoberkante.

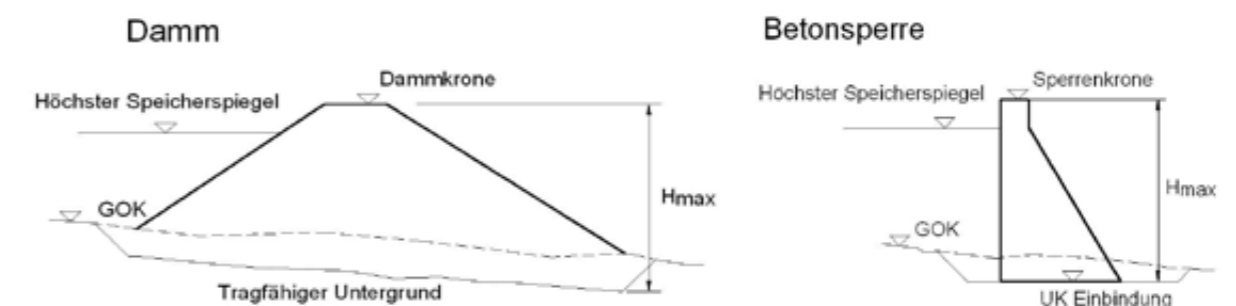


Abbildung 2 Definition „Höhe über Gründungssohle“

2.2.3 Klassifikation nach Lage des Beckens

Hochwasserrückhaltebecken können auch nach ihrer Lage klassifiziert werden. Man unterscheidet Becken im „Hauptschluss“ und im „Nebenschluss“.

Rückhaltebecken, die unmittelbar am Gewässer liegen, werden *Hauptschlussbecken* genannt. Diese Becken werden vom zurückgehaltenen Gewässer durchflossen.

Bei *Nebenschlussbecken* wird ein Teil der Hochwasserwelle in einen Rückhalteraum außerhalb des eigentlichen Gewässerbettes umgeleitet. Die Ausleitung erfolgt in der Regel über ein Streichwehr in das seitlich angeordnete Nebenschlussbecken.

2.2.4 Klassifikation nach der Betriebsform

Hochwasserrückhaltebecken können auch nach ihrer Betriebsform klassifiziert werden. Man unterscheidet „ungesteuerte“ und „gesteuerte“ Becken.

Bei *ungesteuerten* Rückhaltebecken erfolgt die Drosselung des Abflusses über einen fix voreingestellten Querschnitt beim Grundablass.

Gesteuerte Becken bieten die Möglichkeit, die Querschnittsöffnung des Grundablasses und somit die auslaufende Hochwasserwelle zu verändern. Einerseits kann damit das Beckenvolumen optimiert werden, andererseits steigen damit das Betriebsrisiko und die Bau- bzw. Instandhaltungskosten.

3 SYMBOLE

Für den Anwendungsbereich dieses Leitfadens gelten folgende Symbole:

3.1 Symbole mit lateinischen Großbuchstaben

Symbol	Einheit	Bezeichnung
A	m ²	Fläche der Ausflussöffnung
A_{Gr}	m ²	Querschnittfläche des Grundablasses
B_{DK}	M	Breite der Dammkrone
B_u	M	Überfallsbreite
BHQ	m ³ /s	Bemessungshochwassermenge
BHQ_{hwe}	m ³ /s	Bemessungshochwassermenge für die Hochwasserentlastung
C	-	Krümmungszahl der Kornverteilungskurve
D	-	Lagerungsdichte nichtbindiger Böden
D_{Pr}	-	Verdichtungsgrad nach Proctor
E	MN/m ²	Elastizitätsmodul des Bodens
E_s	MN/m ²	Steifemodul des Bodens
E_v	MN/m ²	Verformungsmodul des Bodens
EF	km ²	Einzugsgebietsfläche
F	M	Freibord
H_A	M	hydraulische Druckhöhe (Beckenwasserspiegel – Einlaufsohle)
H_D	M	Dammhöhe
H_u	M	Überfallshöhe (am Beginn der Absenkungslinie)
H_w	M	Wassertiefe
HQ_{max}	m ³ /s	maximaler Abfluss bei Dambruch
HQ_n	m ³ /s	Hochwasserabfluss mit der Jährlichkeit n
HQ_{ret}	m ³ /s	reduzierter Hochwasserabfluss, nach Retention
HW_n	müA	Hochwasserspiegel mit der Jährlichkeit n
I_C	-	Konsistenzzahl bindiger Böden
I_D	-	bezogene Lagerungsdichte
I_P	-	Plastizitätszahl bindiger Böden
L_D	M	Dammlänge
L_T	M	Tosbeckenlänge

Q	m ³ /s	Abfluss
Q_{ab}	m ³ /s	Beckenabfluss
Q_{am}	m ³ /s	mittlerer Ausfluss im Zeitintervall DT
Q_{zm}	m ³ /s	mittlerer Zufluss im Zeitintervall DT
Q_B	m ³ /s	Basisabfluss
Q_D	m ³ /s	Direktabfluss
Q_{zu}	m ³ /s	Beckenzufluss
RG	%	Retentionsgrad
S_r	-	Sättigungszahl
ΔS	m ³	Zunahme (+) des Seevolumens bzw. Abnahme (-) des Seevolumens in Zeitintervall DT
ΔT	S	Zeitintervall
T_c	Min	Konzentrationszeit
T_E	S	Beckenentleerungsdauer
T_f	Min	Abfallzeit
T, T_g	Min	Gesamtzeit
T_L	Min	Verzögerungszeit
T_S	Min	Anstiegszeit
T_R	Min	Regendauer
U	-	Ungleichförmigkeitszahl der Bodenkörner
V	m ³	Speichervolumen
V_d	m ³	Abflussvolumen, Hochwasserfracht
GV_{gl}	-	Glühverlust des Bodens

3.2 Symbole mit lateinischen Kleinbuchstaben

Symbol	Einheit	Bezeichnung
C	kN/m ²	Kohäsion des Bodens
c_c	-	Kompressionsbeiwert
c^c	kN/m ²	Kohäsion des dränierten bindigen Bodens
c_s	-	Schwellbeiwert
c_v	-	Konsolidationsbeiwert
c_u	kN/m ²	Kohäsion des undränierten bindigen Bodens
$d_{L,max}$	M	Maximaler Rechenabstand (Grundablass)

E	-	Porezahl
f_x	-	Abminderungsfaktor für die Ermittlung der Bemessungshochwassermenge für die Hochwasserentlassung BHQ_{hwe}
G	m/s ²	Erdbeschleunigung (Konstante: 9,81 m/s ²)
h_n	Mm	Niederschlagshöhe
$h_{ü}$	M	Durchflusshöhe in der Abflusssektion
k_f	m/s	Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens
k_s	kN/m ³	Bettungsmodul des Bodens
N	-	Porenanteil des Bodens
Q	kN/m ²	gleichmäßige Flächenlast
q_u	kN/m ²	Einaxiale Druckfestigkeit
t_a	H	Anstiegszeit
V	m/s	Fließgeschwindigkeit
v_0	m/s	Zuflussgeschwindigkeit
W	-	Wassergehalt des Bodens
w_L	-	Fließgrenzenwassergehalt nach Atterberg
w_P	-	Ausrollgrenzenwassergehalt nach Atterberg
w_{Pr}	-	optimaler Wassergehalt nach Proctor
w_S	-	Schrumpfgrenzenwassergehalt nach Atterberg

3.3 Symbole mit griechischen Kleinbuchstaben

Symbol	Einheit	Bezeichnung
A	-	Abflussbeiwert
B	°	Böschungsnäigung
ΔH	M	Absturzhöhe
M	-	Ausflussbeiwert, Überfallsbeiwert
P	g/cm ³	Bodendichte (feucht)
ρ_d	g/cm ³	Bodentrockendichte
ρ_{Pr}	g/cm ³	Proctordichte
Φ	Grad	Reibungswinkel des Bodens
φ^c	Grad	Reibungswinkel des dränierten bindigen Bodens
T_{aB}	N/mm ²	Scherfestigkeit
N	-	Querdehnungszahl

4 KRITERIEN FÜR DIE PLANUNG VON HOCH- WASSERRÜCKHALTE- BECKEN IN WILBACH- EINZUGSGEBIETEN



4.1 Allgemeine Planungsgrundsätze

Das primäre schutzwasserwirtschaftliche Ziel ist die nachhaltige Freihaltung bzw. Sicherung von Rückhalteflächen. Sollten derartige Flächen im Einzugsgebiet nicht vorhanden sein, so kann versucht werden, dies durch künstliche Rückhalteflächen (-becken) auszugleichen.

Hochwasserrückhaltebecken (HWRHB) sind so zu planen, dass die Auswirkungen auf das Gewässersystem möglichst gering sind. Maßgeblich dafür sind einerseits die Erhaltung von natürlichen Überflutungsflächen im Freilandbereich und andererseits die Erhaltung des Fließgewässerkontinuums. Durch die Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken und der damit verbundenen Abflussreduktion sollen Ausbaumaßnahmen am unterliegenden Bachabschnitt auf ein Minimum reduziert werden können (Abstimmung mit der Abflusskapazität des Unterlaufgerinnes). Im Zuge von Variantenuntersuchungen ist die optimale Kombination von Hochwasserrückhalt und linearen Ausbaumaßnahmen zu finden.

4.1.1 Voraussetzungen für den Einsatz von Hochwasserrückhaltebecken

4.1.1.1 Anwendungsbereich

Voraussetzung für die Anwendung von Hochwasserrückhaltebecken in Wildbacheinzugsgebieten sind u.a. **hydrologische, topographische und geotechnische** Parameter.

4.1.1.1.1 Hydrologische Parameter

Aus hydrologischer Sicht erweisen sich steile und kurze Hochwasserwellen aus den kleineren und mittleren Wildbacheinzugsgebieten als günstig für die Anwendung des Hochwasserrückhalts, weil damit mit relativ geringen Rückhaltevolumina eine effiziente Reduktion der Hochwasserspitzen möglich ist.

Für einen effektiven Rückhalt sind folgende hydrologische Parameter maßgeblich:

- kurze, hohe Abflussspitze mit geringer Anlaufzeit
- geringe Abflussfracht
- extensive Bodennutzung im Rückhalteraum
- lokale Wirkung des Beckens, knapp oberhalb des Siedlungsraumes
- positive Wirkung des Beckens auch für Unterlieger durch günstige Lage im Einzugsgebiet
- beherrschbarer Geschiebe- u. Wildholztrieb

4.1.1.1.2 Topographische und geologische Verhältnisse

Weitere Voraussetzungen für die Anwendung von Hochwasserrückhaltebecken sind die Verfügbarkeit der benötigten Grundflächen sowie günstige topographische und geologische Verhältnisse. Jedenfalls

ist eine sorgfältige Auswahl der Beckenstandorte notwendig (Absperrbauwerk bei einer Talengstelle, oberhalb Talaufweitung, breite Täler mit geringem Längsgefälle).

Voraussetzung für die Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken sind folgende topographische und geotechnische Parameter:

- ausreichende Stauräume
- standsichere Stauraumeinänge auch bei Einwirkung aus rascher Wasserspiegellagensenkung
- Gründungs- und Abdichtungsbedingungen, die eine wirtschaftliche Umsetzung des Sperrbauwerkes ermöglichen (Verhältnismäßigkeit)

Die Gründungsbedingungen und die Durchlässigkeit des Untergrundes sowie jene der seitlichen Einbindebereiche des Absperrbauwerkes sind für die Kostenentwicklung maßgeblich. Die Informationen dazu sind bestmöglich bereits in der frühen Planungsphase zu erlangen und mit dem Projektfortschritt weiter zu konkretisieren. Das bauliche Grundkonzept und die Kosten hängen maßgebend von diesen Randbedingungen ab. Grundsätzlich stehen viele Methoden für gründungstechnische Sonderlösungen und Untergrundabdichtungen zur Verfügung. Diese verursachen jedoch oft im Verhältnis zum eigentlichen und sichtbaren Absperrbauwerk hohe Kosten.

Aus privatrechtlicher Sicht ist bei der Planung von HWRHB auch auf die praktische Umsetzbarkeit hinsichtlich der Grundinanspruchnahme zu achten. Oft ist die Bereitschaft der Oberlieger gering, die Hochwasserprobleme ihrer Unterlieger (Nutznießer der umgesetzten Maßnahme) durch HW-Rückhalt in ihrem Bereich (notwendige Grundbereitstellung) zu lösen. Aufgrund dieser Interessenskonflikte kann es zu Umsetzungsschwierigkeiten bei Rückhaltmaßnahmen kommen.

4.1.1.2 Grenzen der Anwendung von HWRHB

In den engen und steilen Wildbacheinzugsgebieten sind die Voraussetzungen für einen Hochwasserrückhalt nicht immer gegeben.

Bei größeren Flussgebieten ist der Hochwasserrückhalt nur mehr beschränkt möglich, weil die notwendigen Flächen oft nicht zur Verfügung stehen. Bei derartigen Fließgewässern ist besonders der Erhalt bzw. die Ausweitung der natürlichen Retentionsflächen notwendig.

4.2 Kriterien für die Wirksamkeit, Effizienz und Wirtschaftlichkeit von HWRHB

Folgende Kriterien beeinflussen die Wirksamkeit (Schutzwirkung), Effizienz und Wirtschaftlichkeit von Hochwasserrückhaltebecken (vgl. Abschnitt 2.2):

- Lage des HWRHB im Einzugsgebiet
- Wahl der Bautype
- Lage zum Gewässer: Hauptschluss- oder Nebenschlussbecken
- Retentionsgrad

4.2.1 Kriterium „Lage des HWRHB im Einzugsgebiet“

Für das Kriterium „Lage des HWRHB im Einzugsgebiet“ sind folgende Parameter maßgeblich:

- *Lage zum zu schützenden Objekt:* Je näher das HWRHB beim zu schützenden Objekt situiert ist, desto besser. So kann der Einfluss von nicht pufferbaren Resteinzugsgebieten zwischen HWRHB und Siedlungsraum möglichst gering gehalten werden. Bei mittleren und großen

Rückhaltebecken muss aber auch die Gesamtwirkung der Rückhalteinlage im Einzugsgebiet ermittelt werden. Es darf zu keinen Verschlechterungen durch ungünstige Überlagerung der Hochwasserabflusskurven im Unterlauf kommen.

- *Topographie:* Optimal sind generell lokale Engstellen (kleinere Absperrbauwerke, geringe Baukosten) unterhalb von Talaufweitungen (große Rückhalteräume).
- *Erreichbarkeit:* Eine sichere Erreichbarkeit des HWRHB im Katastrophenfall ist erforderlich.
- *Grundverfügbarkeit:* Die erforderlichen Grundflächen sind sicherzustellen.
- *Untergrundverhältnisse und Grundwasserregime:* Diese sind ein wesentlicher Kostenfaktor für Untergrunderkundung und Bautypenwahl. Weiteres ist der Einfluss des Sperrbauwerkes bzw. der Untergrundabdichtung auf das Grundwasserregime zu berücksichtigen.

4.2.2 Kriterium „Wahl der Bautype“

Die *Wahl der Bautype* für das Absperrbauwerk hat größte Bedeutung und sollte sorgfältig abgewogen werden. An Standorten mit ausreichend und geeignetem Schüttmaterial sind Homogendämme wirtschaftlich günstig. Auf anderen Standorten sind Zonendämme oder Betonsperren eine gute Lösung. Die Bautypenwahl ist im Zuge des Vorprojektes und auf Grundlage der Ergebnisse der geotechnischen Untersuchungen zu treffen.

4.2.3 Kriterium „Lage des Beckens“

Hochwasserrückhaltebecken können – der *Lage zum Gewässer* nach – im Hauptschluss oder im Nebenschluss des Gewässers errichtet werden.

Bei einem *Hauptschlussbecken* schließt das Sperrbauwerk den Talquerschnitt ab. Der Grundablass regelt die Abgabewassermenge im Unterlauf. Der Vorteil liegt in der Ausnutzung des gesamten Talquerschnittes als Stauraum. Als Nachteile sind die Verklausungsanfälligkeit des Grundablasses sowie die Möglichkeit von subaquaten Geschiebeablagerungen im Beckenbereich bereits bei geringem Einstau zu nennen.

Im Falle von *Nebenschlussbecken* kann bei entsprechenden Geländebeziehungen (breite Talabschnitte) der Stauraum seitlich vom Gewässer angeordnet werden. Das im Unterlauf nicht schädlich abführbare Wasser wird dem HWRHB zugeleitet. Als Vorteile sind zu nennen, dass die Fließgewässercharakteristik des Gewässers besser erhalten bleibt und die Errichtung auch in teilbesiedelten Talböden möglich ist. Weiteres sollen störungsanfällige Steuerungsmechanismen entfallen und die ökologische Durchgängigkeit des Gerinnes erhalten bleiben. Als Nachteile sind die meist kleineren Stauräume und die größeren bzw. längeren Dammbauwerke zu nennen.

4.2.4 Kriterium „Retentionsgrad“

Der Retentionsgrad hat einen hohen Einfluss einerseits auf die Rückhaltewirkung (je höher der Retentionsgrad, desto besser die Wirkung des Beckens am Standort) und andererseits auf das benötigte nutzbare Beckenvolumen. Die Optimierung erfolgt durch Abschätzung des maximalen Beckenausflusses und des vorhandenen Beckenvolumens bzw. der erreichbaren Durchflusskapazität im UL.

4.3 Sicherheitskonzept

Hochwasserrückhaltebecken sind Anlagen, die eine nachhaltige Bewirtschaftung der Fließgewässer und des Vorlandes bei gleichzeitigem Hochwasserschutz ermöglichen und daher in Anbetracht des Gefährdungspotenzials bei außergewöhnlichen Hochwässern nachhaltig sicher sein müssen. Das bedeutet, dass sie konservativ mit entsprechenden Sicherheitsreserven zu bemessen sind und eine kritische Überwachung durch entsprechend qualifiziertes und mit den Anlagen vertrautes Personal sichergestellt sein muss.

Besonders wird darauf hingewiesen, dass im Zuge der Planungen ein erstes Betriebs- und Sicherheitskonzept für die Rückhalteinlage zu erstellen ist. Dieses Konzept dient als Grundlage für die Betriebsvorschrift für den Betrieb und für die Instandhaltung der Rückhalteinlage.

Im Sinne des Sicherheitskonzeptes der ONR 24803 handelt es sich um Schlüsselbauwerke, die einen besonders hohen Standard für die Betriebssicherheit erfordern. Die Erstellung einer Betriebsvorschrift (Bestandteil des Beckenbuches) sowie einer Sicherheitsplanung für Hochwasserrückhaltebecken entspricht heute dem Stand der Technik gemäß § 12a Wasserrechtsgesetz 1959 idgF. Ebenso sind Regelungen für die laufende Überwachung, die Wartung und die wiederkehrende Prüfung sowie entsprechende Verantwortlichkeiten festzulegen.

4.4 Planungsablauf

Ein typischer Planungsablauf bei der Errichtung von Hochwasserrückhalteinrichtungen sieht unter Berücksichtigung der Technischen Richtlinie für die Wildbach- und Lawinenverbauung (LE.3.3.5/0061-IV5/2011) [43.] wie folgt aus:

Vorstudie:

- Ermittlung des Schutzbedarfs unter Berücksichtigung des gültigen Gefahrenzonenplanes
- Beschaffung von Datengrundlagen (ÖK, Orthofotos, Schichtenpläne, digitales Höhenmodell, hydrologische Daten, geologische Karten, Bodenkarten, Landnutzungskarten, Vegetationskarten, etc.) für das Einzugsgebiet
- Überschlägige Berechnung von Hochwasserabflüssen und Hochwasserfrachten
- Geländebegehung: Überlegung schutztechnischer Maßnahmen; kommt Hochwasserrückhalt in Frage, Ausschau nach möglichen Beckenstandorten
- Abschätzung der Abflüsse und Hochwasserfrachten im Bereich der möglichen Beckenstandorte unter Berücksichtigung der Ausbauwassermenge im Unterlauf
- Begehung der Beckenstandorte: Abschätzung, ob die Grundvoraussetzungen für die Realisierung eines Rückhaltebeckens gegeben sind (über Ansprache von Geländemorphologie, Vegetation, Aufschlüssen, Vernässungszonen, Bebauung, evtl. Gewinnungsstätten, etc.)
 - Ausreichende Stauräume (unter Berücksichtigung des bestehenden bzw. möglichen Abfuhrvermögens des Anschlussgerinnes)
 - standsichere Einhänge im Bereich des Stauraumes
 - Gründungsfähigkeit im Bereich von Aufstandsflächen
 - Beherrschbarkeit von Geschiebe- u. Wildholztrieb
 - vorhandene bzw. mögliche Erschließung von Bauwerk und Becken.

- Ausarbeitung von Vorentwürfen: Wichtig sind vor allem Bauwerkshöhen und Zufahrtsmöglichkeiten; Reihung der Beckenstandorte
- Beschaffung von bestehenden Informationen über Baugrund, Grundwasserverhältnisse, frühere Nutzungen und Bestandsgegebenheiten (z.B. Einbauten) im Bereich der möglichen Bauwerksstandorte und Gewinnungsstätten
- Vorabschätzung der Baukosten; evtl. Neureihung der Beckenstandorte
- Vorinformation der Behörden (WR, FR, NR); evtl. erforderliche Änderungen einarbeiten
- Information der Gemeinde über mögliche Maßnahmen, deren Wirkung und Kosten, betroffene Grundstücke (Bautätigkeit, Bauwerksaufstandsflächen, Stauräume), etc.
- Information der betroffenen Grundeigentümer über mögliche Maßnahmen; Einholung von verpflichtenden Zustimmungserklärungen; evtl. Neureihung der Standorte
- Ausarbeitung der Vorstudie

Bei Genehmigung der Vorstudie:

Vorprojekt/Planung:

- Ermittlung der maßgeblichen Hochwasserabflüsse mittels N-A-Modell
- Ermittlung der Stauhöhe und des Beckenvolumens (Pegelschlüssel)
- Beiziehung von Geologen und Geotechnikern: Information über das geplante Vorhaben (Funktion, voraussichtliche Bauwerkshöhen, erforderliche Stauraumvolumina, etc.), mögliche Bauwerksstandorte und ggf. Erfordernis einer Materialgewinnung.
- Projektant (MitarbeiterIn der WLVB) und Ingenieurgeologe begehen gemeinsam die Standorte und die potenziellen Materialgewinnungsstätten: Vorbegutachtung durch die Sachverständigen für Geologie und Geotechnik (geologische Stauraumkartierung), evtl. Neureihung und/oder Ausscheidung von Standorten und Materialgewinnungsstätten.
- Ausarbeitung einer Leistungsbeschreibung und Kostenschätzung für das geotechnische Untersuchungsprogramm durch die Geologische Stelle.
- Ausarbeitung des Vorprojektes

Bei Genehmigung des Vorprojektes:

- Anbote für Art und Umfang der geotechnischen Untersuchungen (Aufschlüsse, Feldversuche, Laboruntersuchungen) und geologisches und geotechnisches Gutachten einholen
- Beauftragung der ausgeschriebenen Leistungen
- Durchführung des geotechnischen Untersuchungsprogrammes – das Erkundungsprogramm ist, falls erforderlich, an die vorgefundenen Verhältnisse anzupassen

- Abschätzung der Bodeneigenschaften über visuelle und manuelle Beurteilung und Ergebnisse der Sondierungen
- Endgültige Auswahl von Standort(en) und Gewinnungsstätte(n)
- Abschluss des Untersuchungsprogrammes (evtl. weitere Schürfe und Sondierungen, Bohrungen, Labor- und Feldversuche, messtechnische Verfahren)
- Nach Vorliegen sämtlicher Untersuchungsergebnisse wird vom Geologen das geologische Gutachten inkl. Untergrundschnitten ausgearbeitet und vom Geotechniker werden die Vorgaben für die Planung (das geotechnische Gutachten) verfasst; es hat u.a. klare Angaben betreffend Aufbau und Konstruktion des Absperrbauwerkes zu enthalten
- Ausarbeiten von Entwürfen: Bautypen (Damm, Sperre oder Kombination), Bauwerksabmessungen bzw. Geometrien, innerer Aufbau - Stauraumgestaltung, Bau- und Betriebszufahrten, Gründung, Untergrundabdichtung, Materialgewinnung, beanspruchte Flächen, etc.

Projekt:

- Festlegung der Bauwerksabmessungen
- Festlegung aller konstruktiver Details wie Hochwasserentlastung, Grundablass, Bypässe, Energieumwandlung, Rechen am Bauwerk und/ggf. oder Rechen an Stauwurzel
- Erstellung der bodenmechanischen Standsicherheitsnachweise
- Erstellung des Betriebs- und Sicherheitskonzeptes
- Abstimmung mit der Behörde

4.5 Wahl des Beckenstandorts

Dafür ist eine intensive Begehung des Geländes notwendig. Ist ein optimaler Standort (Topographie, hydrologische Wirksamkeit) gefunden, so sind seitens des Konsenswerbers generelle Zustimmungserklärungen von den Grundeigentümern einzuholen.

4.6 Sachverständige und Projektanten

Die Durchführung und Koordinierung der Planung von Hochwasserrückhaltebecken wird dem Projektanten durch den Bauherrn übertragen. Dieser zieht nach Maßgabe der Fragestellungen Sachverständige für die Klärung von Spezialfragen heran. In die Planung von Hochwasserrückhaltebecken sind regelmäßig Sachverständige für Wildbachverbauung, Hydrologie, Geotechnik und konstruktiven Ingenieurbau involviert. Fallweise ist auch ein Sachverständiger für Ökologie einzubeziehen, insbesondere wenn durch die Wasserrechtsbehörde eine ökologische Begleitplanung bescheidmäßig vorgeschrieben ist.

Der *Sachverständige für Geotechnik* legt die geotechnische Kategorie (vgl. Abschnitt 8.3) fest, bestimmt die erforderlichen Untersuchungen, überwacht die fachgerechte Ausführung von Aufschlüssen und Feld- und Laboruntersuchungen und legt die sich daraus ergebenden Folgerungen für Planung und Konstruktion, die Wechselwirkung zwischen den angetroffenen Baugrundverhältnissen und der Planung, der Konstruktion sowie der Bauausführung im geotechnischen Gutachten dar.

5 NORMATIVE GRUNDLAGEN DER BEMESSUNG



5.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt sind die relevanten Technik- und Rechtsnormen für die Planung, den Bau und den Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken aufgeführt.

5.2 Techniknormen

5.2.1 ÖNORMEN

5.2.1.1 Eurocodes

ÖNORM EN 1990, Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung

ÖNORM EN 1992, Eurocode 2 Betonbau, Teil 1–3

ÖNORM EN 1993, Eurocode 3 Stahlbau, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten

ÖNORM EN 1997, Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik

ÖNORM EN 1998, Eurocode 8 Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben

5.2.1.2 Geotechnik

ÖNORM B 4402, Erd- und Grundbau – Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke

ÖNORM B 4433, Geländebruchberechnungen

ÖNORM B 4434, Geotechnische Widerstände

ÖNORM B 4435-2, Flächengründungen

ÖNORM B4440 Tiefgründungen

5.2.1.3 Beton, Stahlbeton und Spannbeton

ÖNORM B 4700, Stahlbetontragwerke

ÖNORM B 4701, Betonbauwerke

ÖNORM B 4704, Betonbauwerke – Grundlagen der Ausführung

ÖNORM B 4705, Fertigteile aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton

ÖNORM B 4706, Betonbau – Instandsetzung, Umbau und Verstärkung

ÖVBB-Richtlinie, Erhaltung und Instandsetzung von Bauten aus Beton und Stahlbeton (2006)

5.2.1.4 Sonstige ÖNORMEN

ÖNORM EN 13383-1, Wasserbausteine

ÖNORM B 2400, Hydrologie – Hydrographische Fachausdrücke und Zeichen

5.2.1.5 ON-Regeln Wildbachverbauung

ONR 24800, Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Begriffsbestimmung und Klassifizierung

ONR 24801, Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Statische und dynamische Einwirkungen

ONR 24802, Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Bemessung und Konstruktive Durchbildung

ONR 24803, Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Betrieb, Überwachung und Instandhaltung

5.2.1.6 Deutsche Normen (DIN)

DIN 4048-1, Wasserbau; Begriffe; Stauanlagen; 1987-01

DIN 4124, Baugruben und Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten; 2002-10

DIN 19704, Stahlwasserbau

DIN 19700-10, Stauanlagen: gemeinsame Festlegungen; 2004-07

DIN 19700-11, Stauanlagen: Talsperren; 2004-07

DIN 19700-12, Stauanlagen: Hochwasserrückhaltebecken; 2004-07

DIN 19702, Standsicherheit von Massivbauwerken im Wasserbau; 1992-10

DIN 19712, Flußdeiche, 1986

DIN 19663, Wildbachverbauung; Begriffe, Planung und Bau; 1985-06

DIN 31051, Grundlagen der Instandhaltung

5.2.2 Sonstige Richtlinien und Leitfäden

5.2.2.1 Richtlinien der Österreichischen Staubeckenkommission

RL zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen (1996)

RL über die Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 1–6, (1996–2001)

RL betreffend die Anforderungen an „zentrale Warten“ (2007, in Ausarbeitung)

RL über Anforderungen an Stauanlagenverantwortliche von „kleinen Anlagen“ (2007, in Ausarbeitung)

RL zur Bemessung von Hochwasserentlastungen von Sperren (2007, in Ausarbeitung)

Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren (2007)

Grundsätzliches zur Talsperrenüberwachung (1993) und des mit der Überwachung befassten Personals (1998)

Anforderungen an den Talsperrenverantwortlichen (1998)

Stellungnahme der Staubeckenkommission zum „Talsperrenerlass 1964“

Modifikation dieser Stellungnahme (1978)

5.2.2.2 Richtlinien des DWA (Deutschland)

DWA = Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (früher: ATV-DVWK):

DVWK-M 202, Hochwasserrückhaltebecken; 1990

DVWK-M 210, Flußdeiche, 1986

DVWK-M 215, Dichtungselemente im Wasserbau; 1990

DVWK-M 221, Anwendung Geotextilien im Wasserbau; 1990

DVWK-M 222, Mess- und Kontrolleinrichtungen zur Überprüfung der Standsicherheit von Staumauern und Staudämmen; 1991

DVWK-M 223, Asphalt dichtungen für Talsperren und Speicherbecken; 1992

DVWK-M 225, Anwendung von Kunststoffdichtungsbahnen im Wasserbau und für den Grundwasserschutz; 1992

DVWK-M 226, Landschaftsökologische Gesichtspunkte bei Flussdeichen, 1993

DVWK-M 231, Sicherheitsbericht Talsperren – Leitfaden; 1995

DVWK-M 232, Fischaufstiegsanlagen – Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle; 1996

DVWK-M 241, Modernisierung von Wehren; 1996

DVWK-M 242, Bemessungsverfahren für Gewichtstaumauern – Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund; 1996

DVWK-M 246, Freibordbemessung an Stauanlagen; 1997

DVWK-M 249, Betrieb von Verschlüssen im Stahlwasserbau; 1998

DVWK-M 251, Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen

ATV-DVWK M 502, Berechnungsverfahren für Staudämme – Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund; 03/02

ATV-DVWK M 502, Grundlagen zur Überprüfung und Ertüchtigung von Sedimentationsbecken; 12/01

DWA-M 605, Wirkung, Bemessung und Betrieb von Vorsperren zur Verminderung von Stoffeinträgen in Talsperren; 08/05

5.2.2.3 Richtlinien Schweiz

Verordnung über die Sicherheit der Stauanlagen (StAV), Richtlinien des Bundesamtes für Wasser und Geologie (BWG), Biel, 2002

Alarmierungsverordnung (Verordnung vom 5.12.2003 über die Warnung, Alarmierung und Verbreitung von Verhaltensanweisungen an die Bevölkerung)

BG über den Wasserbau vom 21.6.1991

Verordnung über den Wasserbau vom 2.11.1994

5.3 Rechtsnormen

5.3.1 Rechtsgrundlagen der Planung von HWRHB

5.3.1.1 Wasserrecht

- Bewilligungspflicht nach § 41 WRG in jedem Fall gegeben.
- Lt. § 103 WRG ist ökologischer Zustand lt. EU-WRRL zu erheben und sind die Auswirkungen durch das geplante Bauwerk zu beschreiben.
- Gemäß § 104 Abs. 3 WRG ist bei der Bewilligung von Stauanlagen mit einer Höhe des Absperrbauwerkes größer 15 m oder einem Inhalt von mehr als 500.000 m³ von der zuständigen Wasserrechtsbehörde ein Gutachten der Staubeckenkommission einzuholen.

5.3.1.2 Naturschutzrecht

- Bewilligungspflicht in Natura 2000-Gebieten nach FFH- und Vogelschutz-Richtlinie,
- Interessensabwägung: öffentliches Interesse am Hochwasserrückhalt ist jedenfalls gegeben,
- evtl. bundesländerspezifische Ausnahmen von der Anwendung naturschutzrechtlicher Bestimmungen.

5.3.1.3 Forstrecht - Rodung

- Bei dauernd oder vorübergehend beanspruchten Flächen ist eine Rodungsbewilligung einzuholen.
- Bis 1.000 m² nur Anmeldung erforderlich, darüber Bewilligung.

5.3.1.4 UVP-Verfahren

UVP-Pflicht bei

- Schutz- und Regulierungsbauten von mehr als 3 km Baulänge an Fließgewässern mit einem mittleren Durchfluss (MQ) von mehr als 5 m³/s,
- Verlegung von Fließgewässern mit einem mittleren Durchfluss (MQ) von mehr als 1 m³/s auf einer Baulänge von mindestens 3 km,
- Stau- und Speicheranlagen ab einer zurückgehaltenen Wassermenge von 10 Mio. m³ bzw. in schutzwürdigen Gebieten ab 2 Mio. m³.

Keine UVP-Pflicht bei

- Maßnahmen zur Verbesserung der ökologischen Funktionsfähigkeit der Gewässer,
- Instandhaltungsmaßnahmen,
- verwaltungsbehördlichen Anpassungsmaßnahmen (§ 21a WRG).

Nach § 3 Abs. 1 UVP-G Durchführung des vereinfachten Verfahrens.

5.3.1.5 Eisenbahnrecht

- Bei Errichtung von Anlagen innerhalb des Bauverbotsbereiches (12 m von der Mitte des äußersten Gleises) ist auf jeden Fall eine Bewilligung nach dem Eisenbahngesetz einzuholen.

5.3.1.6 Agrarrecht

- Bei Durchführung von Zusammenlegungsverfahren oder Flurbereinigungsverfahren zum Zweck der Neuordnung des ländlichen Raumes im Zuge der Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken. Einleitung erfolgt über Antrag der betroffenen Grundeigentümer oder von Amts wegen.

5.3.1.7 Straßenrecht

- Bei Bauten an Landesstraßen B oder Landesstraßen sind auf jeden Fall die entsprechenden Bewilligungen zu erwirken.

5.3.2 Rechtgrundlagen des Baus von HWRHB

- Durchführung von Beweissicherungen (z.B. an Objekten, Straßen, o.ä.)
- Zeitgerechte Informierung der Fischereiberechtigten und sonstiger Wasserberechtigter (z.B. Kraftwerk, Wärmepumpe, etc.)

5.3.3 Rechtsgrundlagen des Betriebes von HWRHB

- Obliegt Konsensinhaber
- ONR 24803

5.3.4 Rechtsgrundlagen der Instandhaltung und Sanierung von HWRHB

- Lt. § 50 WRG Aufgabe des Konsensinhabers
- ONR 24803

6 HYDROLOGISCHE BEMESSUNG



6.1 Allgemeines

Hydrologische Berechnungen sind wesentliche Grundlagen für die Planung, den Bau und den Betrieb von Rückhaltebecken. Ziel der hydrologischen Bemessung ist die Festlegung eines *Bemessungsereignisses*, welches die hydrologische Wirkung des Beckens (idR. die Reduktion des Abflusses) für eine bestimmte Jährlichkeit beschreibt.

Diese Berechnungen werden auf Basis von *hydrologischen Daten* durchgeführt. Die hydrologischen Daten werden einerseits durch Messdaten von Messstationen im Einzugsgebiet oder in unmittelbarer Nähe dazu abgeleitet. Andererseits können diese Daten auch hydrologischen Modellen (z.B. Niederschlags/Abfluss-Modellen) entnommen werden. Für die Praxis wird empfohlen ein hydrologisches Gutachten beim zuständigen Hydrographischen Dienst des Landes einzuholen. Weiteres ist eine Zusammenschau von historischen, gemessenen Daten und errechneten, kalibrierten Modelldaten wichtig.

Der Projektant legt nach Analyse aller vorhandenen Daten gutachtlich die Bemessungswerte fest. Diese Festlegung ist in den Projektunterlagen nachvollziehbar zu dokumentieren.

6.2 Bemessungsszenarien

Für jedes Rückhaltebecken ist eine hydrologische Bemessung für das betreffende Einzugsgebiet und eventuelle Teileinzugsgebiete durchzuführen. Die Ermittlung der Rückhaltewirkung erfolgt mit verschiedenen Ansätzen und ist entsprechend der Fragestellung zu wählen.

Die Bemessung erfolgt auf der Grundlage von Szenarien des Niederschlages und Abflusses.

6.2.1 Niederschlagsszenarien

Die Berechnung ist für verschiedene *Niederschlagsszenarien* (Bemessungsniederschlag) durchzurechnen, wodurch die Wirkung des Beckens unmittelbar unterhalb des Beckenstandortes und im Unterlauf bzw. im Vorfluter abgeschätzt werden kann. Für jedes Szenario ist ein geeigneter Niederschlagsansatz (Niederschlagsdauer, Niederschlagshöhe, Niederschlagsverteilung) zu treffen.

Aus den betrachteten Szenarien ist das *Ungünstigste* zu wählen („Hüllkurve“). Das ist jenes Ereignis mit dem höchsten Wasserstand und somit größtem Nutzvolumen und Beckenausfluss. Dieses Ereignis muss aber nicht jene HW-Welle sein, die die größte Spitze aufweist. Auf die Dimensionierung von RHB hat auch die Abflussfracht einen hohen Einfluss.

Die maßgeblichen *Regendauern* sind je nach Beckengröße und Anlaufzeit des Einzugsgebietes anzusetzen (z. B. 0,5 h, 1 h, 3 h, 6 h, 12 h, 24 h, 48 h). Aus der Summe aller Bemessungsszenarien ist der ungünstigste Bemessungsfall herauszufiltern und dem weiteren Bemessungsvorgang zugrunde zu legen. Das Becken wird somit nicht nur für kurze Intensivniederschläge, sondern auch für längere Regenereignisse dimensioniert. Dies ist vor allem bei kleinen Becken mit einem hohen Retentionsgrad von Bedeutung. Im DVWK-Merkblatt zur Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlags-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten 1984) [3.] gibt es Vorschläge, wie die Niederschlagsverteilungen zu wählen sind. Niederschläge weisen naturgemäßen eine starke Variabilität auf. In kleineren bis mittleren Wildbacheinzugsgebieten erscheint die Verwendung von einfachen Standardverteilungen als möglich.

6.2.2 Abflussszenarien

Aus dem Niederschlagsereignis entwickelt sich das Abflussereignis, für das ebenfalls Szenarien festzulegen sind.

In der Gesamtsicht aller möglichen Abflussereignisse ist jeweils das ungünstigste für die weiteren Planungsschritte zu wählen. Durch diese Analyse der HW-Entstehung und des HW-Verlaufes ist eine Optimierung des Standortes und der Größe des Rückhaltebeckens möglich. Durch ungünstig platzierte oder falsch dimensionierte Rückhaltebecken könnte unter Umständen sogar eine Verschlechterung der Hochwasser-Situation im Gesamteinzugsgebiet eintreten (z.B. wenn vorlaufende HW-Wellen retendiert werden und sich dadurch mit der HW-Welle des Hauptgewässers überlagern). Das Ergebnis der Bemessung ist die Darstellung aller errechneten Ganglinien für die unterschiedlichen Jährlichkeiten und Regendauern und erfolgt in der Projektbeilage „Berechnungen“.

Aus den verschiedenen Bemessungsfällen ist das ungünstigste Szenario auszuwählen. Aufgrund dieser bivarianten Methode – Bemessungsereignis wird entweder durch die Abflussspitze *oder* die Abflussfracht bestimmt – kann das für die Bemessung maßgebliche Ereignis definiert werden. Grundsätzlich kann man davon ausgehen, dass bei Kurzregen eher eine hohe Spitze auftreten wird und geringere Abflussfrachten für die Dimensionierung von Rückhaltebecken maßgeblich werden, bei Langregen hingegen eher die hohe Abflussfracht.

6.3 Bemessungsereignis (Schutzziel)

Jedes Hochwasserrückhaltebecken wird für ein bestimmtes maximales Hochwasserereignis ausgelegt. Die Jährlichkeit dieses *Bemessungsereignisses* ergibt sich zumeist aus technischen, ökonomischen (Wirtschaftlichkeit) und ökologischen (Landschaftsschutz) Grenzen. In jedem Fall verbleibt ein *Restrisiko* bei derartigen Betriebsanlagen.

Hochwasserrückhaltebecken sind meist auf ein 100- oder 150-jährliches Bemessungsereignis auszulegen (Schutz von Siedlungsraum). Unter bestimmten Bedingungen kann auch ein geringerer Ausbaugrad herangezogen werden.

Die Bemessung auf häufigere Ereignisse (HQ₃₀, HQ₅₀) wird nicht empfohlen, da ansonsten bei Großereignissen die Hochwasserentlastung der Rückhalteanlage anspringen würde und für seltene Schadereignisse keine Retentionswirkung vorhanden wäre.

Bei allen Berechnungsszenarien ist jedenfalls ein Bemessungsszenario gemäß GZP-V 1976 (150-jährliche Wiederkehrwahrscheinlichkeit) zu untersuchen. So kann abgeschätzt werden, ob ein Becken, das auf ein häufigeres Ereignis dimensioniert sein kann, auch beim Bemessungsereignis im Sinne des Gefahrenzonenplans wirkt und diese Wirkung auch quantitativ festgeschrieben und dokumentiert wird.

Zur überschlägigen Abschätzung der maßgeblichen Abflusswerte bei der Erstellung der Vorstudie können einerseits die Werte aus dem Gefahrenzonenplan und andererseits Faustformeln herangezogen werden. Weiteres ist bereits zu Beginn der Planungsarbeiten eine Hochwasserganglinie mittels Standardganglinien, z. B. nach SCS oder Kreps, zu generieren. Sie dient zur groben Ermittlung der Abflussfracht.

6.4 Ermittlung der Hochwasserganglinie

Für die Berechnung von Hochwasserrückhaltebecken werden *Hochwasserganglinien* für jedes Einzugsgebiet bzw. relevantes Teileinzugsgebiet ermittelt.

Die Hochwasserganglinien sind nach Sackl (1994) [12.] durch folgende Werte bestimmt (siehe Abbildung 3):

- Hochwasserscheitel Q
- Direktabfluss Q_D
- Basisabfluss Q_B
- Abflussvolumen, Hochwasserfracht V_D
- Anstiegszeit t_a
- Gesamtzeit T

Die Hochwasserganglinien werden von den Parametern Hochwasseranstieg und Hochwasserabfall in Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße sowie klimatischen und topographischen Einflüssen geprägt. Bei *größeren Einzugsgebieten* wird vom Abfluss der *Basisabfluss* abgezogen, um somit den *Direktabfluss* ($Q_D = Q - Q_B$) zu ermitteln. Die *Hochwasserfracht* ist ein wichtiger Parameter für die Beschreibung der Ganglinie. Die Form des Hochwasseranstiegs wird durch Gebiets- und Niederschlagsparameter bestimmt. Die auslaufende Hochwasserwelle wird vor allem von der hydrologischen Speicherfähigkeit im Einzugsgebiet geprägt.

Das Abflussvolumen ergibt sich aus der maßgeblichen Niederschlagshöhe h_n [mm] beim Ereignis und der Einzugsgebietsfläche EF [km²].

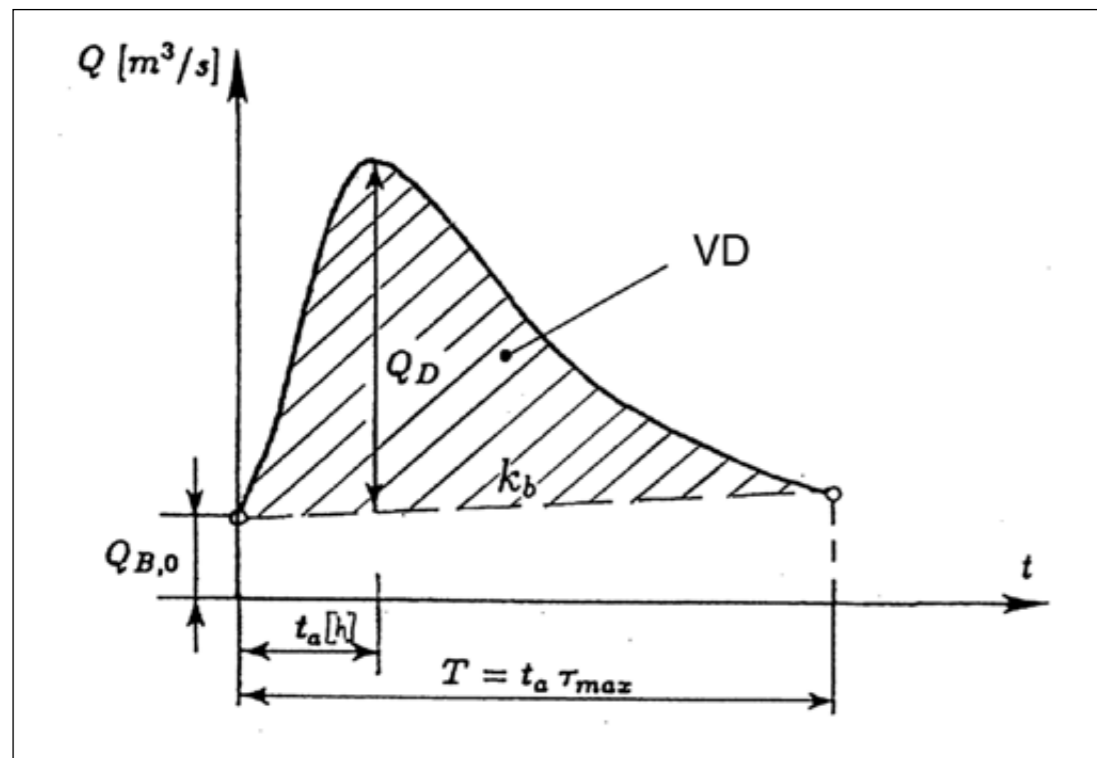


Abbildung 3 Kennwerte einer Hochwasserganglinie (nach Sackl, 1994) [12.]

Für kleine und unbeobachtete Einzugsgebiete kann man näherungsweise die formelmäßige Beziehung gemäß Gl. (1) verwenden (Sackl, 1994) [12.]

$$V = \alpha \cdot h_n \cdot EF \cdot 1000 \quad (1)$$

Der Abflussbeiwert α ist von einer Vielzahl von *Gebietskennwerten* abhängig (z.B. Geologie, Bodentyp, Vegetation, Versiegelung, Geländemorphologie). Er kann jedoch innerhalb desselben Einzugsgebietes je nach Ereignis und Vorbedingungen stark streuen. Grundsätzlich steigt der Abflussbeiwert mit zunehmender Regenintensität. Weiteres sind Vorbefeuchtung und Regendauer wesentliche ereignisspezifische Parameter, die den Abflussbeiwert beeinflussen können. Da der

Abflussbeiwert einen großen Einfluss auf die Abflussfracht besitzt, ist dieser – ebenso wie der Bemessungsniederschlag – sorgfältig zu wählen bzw. bei Niederschlag-Abfluss-Modellen auf Plausibilität zu prüfen.

Aufgrund zahlreicher Einflussgrößen auf die Hochwasserganglinien gibt es keine eindeutige Beziehung zwischen den Eingangsgrößen und der erzeugten Ganglinie. Man spricht von einer Unschärfe zwischen dem Input (Niederschlagsereignis) und dem Ergebnis (Hochwasserspitze). Es kann z. B. aus einem 100-jährlichen Niederschlag bei günstigen Vorbedingungen ein 30-jährlicher Abfluss entstehen. Ebenso ist es bei starker Vorbefeuchtung möglich, dass Regen mit geringer Jährlichkeit schon Katastrophenabflüsse erzeugen können.

Zur allgemeineren Beschreibung von Einzugsgebieten werden verschiedene *charakteristische Zeiten* für die Ganglinienanalyse (Abbildung 3) verwendet (Dyck, Peschke, 1995 [15.]).

Folgende charakteristische Zeiten werden definiert:

- Konzentrationszeit T_C
- Verzögerungszeit T_L
- Anstiegszeit T_s
- Abfallszeit T_f
- Gesamtzeit T_g
- Regendauer T_R .

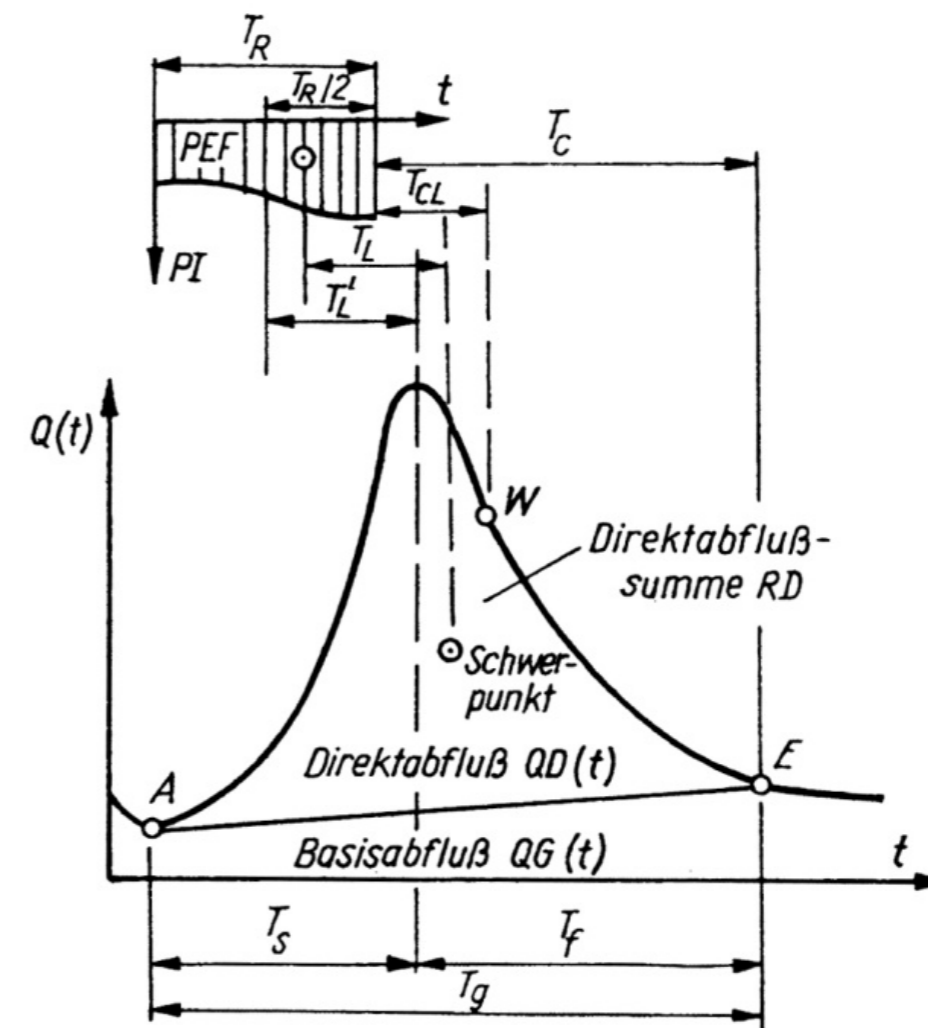


Abbildung 4 Charakteristische Zeiten einer Hochwasserganglinie (Dyck, Peschke, 1995 [15.])

Die einzelnen Zeiten können entweder formelmäßig errechnet werden oder über beobachtete Niederschlag-Abfluss-Ereignisse rückgerechnet werden. In Wildbacheinzugsgebieten kann in der Regel auf die Ermittlung des Direktabflusses Q_D durch Abtrennung des meist geringen Basisabflusses Q_G bzw. Q_B verzichtet werden.

Die *Konzentrationszeit* T_C ist jene Zeit, die ein Wassertropfen benötigt, um vom entferntesten Punkt des Einzugsgebietes bis zur Untersuchungsstelle zu fließen. Diese Zeit charakterisiert die Reaktion eines Einzugsgebietes auf einen beliebigen Niederschlag. Die Konzentrationszeit wird von topographischen Parametern abgeleitet. Typische Parameter für die häufig verwendeten Formeln sind Einzugsgebietsgröße, Fließlänge und Höhenunterschied.

Die *Verzögerungszeit* T_L gibt den zeitlichen Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Effektivniederschlags P_{EF} und des Abflusses Q an. Als Faustformel (Gl. (2)) kann man T_L von T_C ableiten, wobei folgende Beziehung gilt:

$$T_c = 1,67 \cdot T_L \quad \text{bzw.} \quad T_L = 0,6 \cdot T_c \quad (2)$$

Die Verzögerungszeit ist eine variable Größe, je nach Niederschlagsdauer und -verteilung.

Als einfache Näherung (Gl. (3)) für die Ermittlung von $T_L \sim T'_L$ kann auch folgende Bedingung herangezogen werden:

$$T'_c = T_s - \frac{T_R}{2} \quad (3)$$

Die *Anstiegszeit* T_s ist jene Zeit, die vom Beginn des Effektivniederschlags bis zum Ganglinienscheitel verstreicht. Diese Zeit gibt an, wie steil und somit wie schnell mit einer Hochwasserspitze zu rechnen ist. Diese Zeit ist bei den meisten synthetischen Ganglinien vorgegeben. Als grober Ansatz (Gl. (4)) wird die Gesamtzeit T_g gedrittelt:

$$T_g = \frac{1}{3} \cdot T_s + \frac{2}{3} \cdot T_f \quad (4)$$

Die *Abfallszeit* T_f ist die Zeit von der Hochwasserspitze bis zum Ende des Abflusses. Die Gesamtzeit T_g ist die Summe von Anstiegszeit und Abfallszeit und charakterisiert somit die Gesamtdauer der Hochwasserganglinie.

Bei kleineren Wildbacheinzugsgebieten wird die maßgebliche Regendauer T_R mit der Konzentrationszeit gleichgesetzt ($T_R = T_C$). Es wird davon ausgegangen, dass das gesamte Einzugsgebiet zum Abfluss beiträgt. Man kann ein Niederschlagsintensitätsdiagramm für das Projektgebiet erstellen. Es ist somit leicht möglich, für die maßgebliche Regendauer die dazugehörige Niederschlagsintensität zu finden. Bei mittleren und größeren Einzugsgebieten werden verschiedene Regendauern (0,5, 1, 2, 4, 6, 12, und 24 h Regen) vorgegeben. Aus den Ergebnissen wird dann das maßgebliche (= das ungünstigste) ausgewählt.

6.5 Niederschlags- und Abflussmessstellen

Mittels vorhandener hydrologischer Daten bzw. hydrologischer Gutachten für die bearbeiteten Einzugsgebiete werden die Bemessungsganglinien generiert. Die hydrologischen Daten stellen somit eine wichtige Bemessungsgrundlage für Rückhaltebecken dar. Für die Planung und zur Optimierung des Betriebes und der Steuerung werden vorhandene Messstellen ausgewertet.

Bei mittleren und größeren Becken können eigene Messstationen installiert werden, die einerseits der Beweissicherung und andererseits zur Anpassung der Anlage dienen. Es sind jeweils Niederschlagsstationen, Abflusspegel (Zulauf, Beckenwasserstand, Ablauf) notwendig, um eine

bessere Niederschlag-Abfluss-Beziehung herstellen zu können. Durch die Aufzeichnung des Beckenwasserstandes (zeitlicher Verlauf, Wasserstand) und des Ablaufes kann die Rückhaltewirkung der Anlage ermittelt und gegebenenfalls optimiert werden.

Bei gesteuerten Becken wird eine Instrumentierung der Anlage empfohlen. Bei manchen Standorten sind auch Grundwassermessstellen oder Messeinrichtungen zur Kontrolle von Dämmen und Betonsperren notwendig.

In jeder Rückhalteinrichtung sollte zumindest ein *Lattenpegel* installiert sein, der auch gefahrlos bei vollem Becken ablesbar sein muss. Dies dient der Dokumentation von Hochwasserereignissen im Rückhaltebecken.

7 HYDRAULISCHE BEMESSUNG

7.1 Allgemeines

Die hydraulische Berechnung dient der Dimensionierung aller wesentlichen Anlagenteile, insbesondere des Rückhalteraums, des Grundablasses und der HW-Entlastung.

7.2 Bemessung des Rückhalteraums

Zur Abschätzung der Reduktion der Abflussspitzen durch Seen, Speicher und Mulden wird bei der Bemessung das Konzept der *stehenden Retention* angewandt. Die stehende Retention (Seeretention) stellt die dämpfende Wirkung der Abflussspitze einer Hochwasserganglinie durch einen Speicher oder See dar.

Es gibt drei Fließzustände im Speicher:

$Q_{zu} > Q_{ab}$ das Becken füllt sich, der Wasserspiegel steigt

$Q_{zu} = Q_{ab}$ Beharrungszustand, max. Wasserspiegel und Ausfluss aus dem Becken ist erreicht → *maßgeblicher Bemessungszustand*

$Q_{zu} < Q_{ab}$ das Becken entleert sich

Die beiden Ganglinien (Zufluss- und Abflussganglinien) schneiden sich immer bei der Spitze der Abflussganglinie (Beharrungszustand).

Zur Bemessung eines Rückhaltebeckens müssen die maßgeblichen Zuflussganglinien bekannt sein, sowie die Beziehungen zwischen Wasserspiegel (müA), Speichervolumen (m³) und Beckenabfluss Q_{ab} . Diese Beziehungen sind in der sogenannten „Seecharakteristik“ zusammengefasst.

Wsp. (müA)	Volumen (m ³)	Abfluss Q_{ab} (m ³ /s)	Abfluss Q_{ab} (m ³ /s) mit HW-Entlastung
535,80	0	0,0	0,0
539,00	1000	0,5	0,5
545,00	30000	2,0	2,0
...
549,00	70000	4,0	15,0

Tabelle 2 Beispiel einer Tabelle „Seecharakteristik“

Die Seecharakteristik gibt Auskunft, bei welchem Wasserspiegel welches Volumen zur Verfügung steht bzw. mit welchem Beckenabfluss Q_{ab} zu rechnen ist. Diese Tabelle ist in der Regel außerhalb der Retentionsprogramme zu erstellen. Das Rückhaltevolumen wird entweder über Interpolation zwischen vermessenen Profilen in den jeweiligen Höhenabschnitten (0,5 m–1,0 m Wasserlamellen) über ein Geländemodell oder über einen Schichtenlinienplan ermittelt.



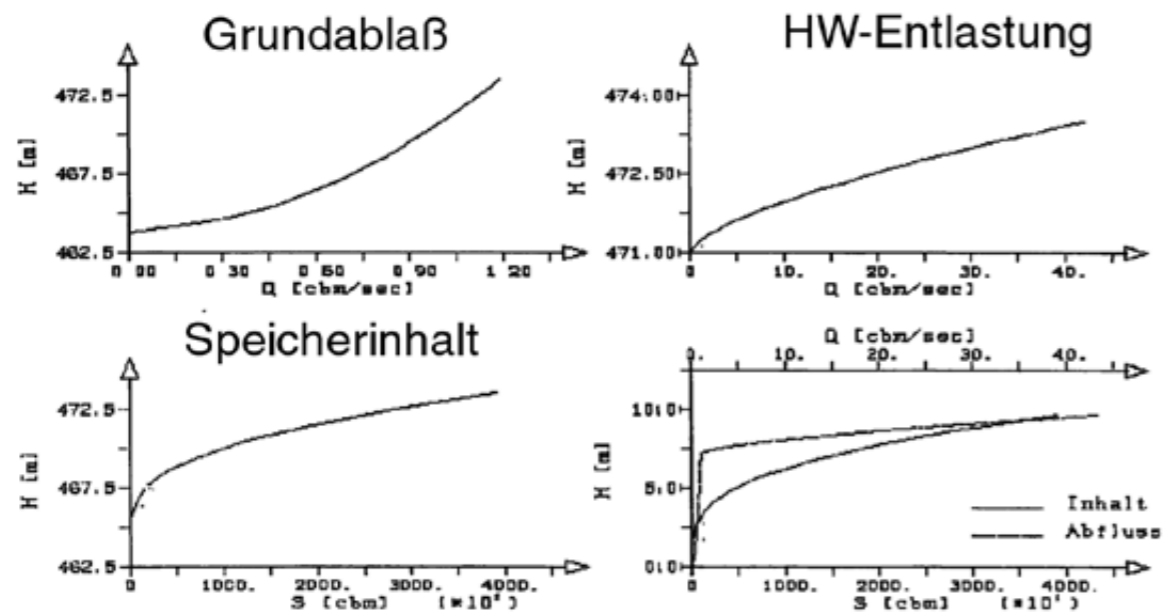


Abbildung 5 Kennlinien eines Hochwasserrückhaltebeckens (Beispiel HWRHB Schwaigerbach, Gde Eisbach, Stmk.) [25]

Die in Abbildung 5 dargestellten Diagramme stellen die *Kennlinien eines Hochwasserrückhaltebeckens* dar. Auf der y-Achse werden standardmäßig die Wasserspiegelhöhen des Beckens absolut (in müA) dargestellt, die x-Achse variiert je nach Fragestellung. Die Kennlinie „Grundablaß“ zeigt, wie sich die Beckenabflüsse in Abhängigkeit von der Stauhöhe im Becken verändern. Die Kennlinie „HW-Entlastung“ zeigt die Förderfähigkeit der HW-Entlastung an. Die Kennlinie „Speicherinhalt“ beschreibt den Rückhalteraum und zwar wie viel Rückhaltevolumen bei bestimmten Stauhöhen für den Hochwasserrückhalt zur Verfügung steht. Die Abbildungen sind den Projektunterlagen VP Schwaigerbach 1998, Beilagen Nr. 15.1 „Hydrotechnische Berechnung“ bzw. [25] entnommen.

Bei der Beckenfüllung (Kurve Speicherinhalt) ist zu beachten, dass etwa bei der halben Höhe erst ca. ein Drittel des verfügbaren Volumens erreicht ist. Die oberen Wasserlamellen haben einen wesentlichen höheren Beitrag zum Gesamtvolumen als die unteren.

Die Abflusskurve Q_{ab} kann man mittels hydraulischen Formeln oder aus Modellversuchen ableiten. Häufig wird die Gleichung „Ausfluss aus Öffnungen“ angewandt (Siehe Gl. (5) nach Lattermann (2010) [47.]).

$$Q = \mu \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot H_A)^{0,5} \quad (5)$$

Diese Gleichung gilt für freie – also für nicht durch den Unterlauf beeinflusste – Abflüsse. Sollte der Oberwasserspiegel durch den Unterwasserspiegel eingestaut sein, so ergibt sich hydraulisch ein Ausfluss aus Öffnungen unter Wasser. Die hydraulische Druckhöhe errechnet sich aus der Differenz zwischen Oberwasserspiegel (OW im Becken) und Unterwasserspiegel (UW im Unterlaufgerinne). Bei derartigen Verhältnissen kann man durch gezielte Gestaltung des Unterwassergerinnes (Aufweitung, Einengung) die hydraulische Druckhöhe h verändern, wodurch die Abflussganglinie modifiziert werden kann. Diese Berechnung dient dann zur Ermittlung der Kennlinie „Grundablaß“.

Es ist zu beachten, dass die zu erwartenden Einlaufverluste am Rechen und bei der Öffnung durch die Ausflusszahl μ (0,5 - 0,8; je nach Ausformung der Öffnung) abgeschätzt werden müssen. Die Anströmgeschwindigkeit v wird bei Hochwasserrückhaltebecken vernachlässigt ($v \sim 0$ m/s).

Durch die Unterlaufverhältnisse ist der maximale Beckenablauf begrenzt. Die maximale Öffnung [m²] kann nun bei vorgegebener Druckhöhe (= Stauhöhe im Rückhaltebecken bei Vollstau) nach Gl. (6) berechnet werden:

$$A_{Gr} = \frac{Q}{\left(\mu \cdot (2 \cdot g \cdot H_A)^{0,5}\right)} \quad (6)$$

7.3 Bemessung des Grundablasses

Die zentrale Fragestellung bei der hydraulischen Dimensionierung eines Rückhaltebeckens ist, wie groß die *Öffnung des Grundablasses* zu wählen ist. Beim Bemessungswasserspiegel im Becken soll maßgeblich Q_{ab} , das schadlos im Unterlauf abtransportiert werden kann, aus dem Becken abgegeben werden. Dieser Abfluss erfolgt unter Druck und wird wie folgt berechnet:

Der Beckenabfluss Q_{ab} ist in Abstimmung mit dem kritischen Durchfluss in der unterliegenden Bachstrecke abzustimmen. Der kritische Durchfluss ist der in einem bestimmten Bachprofil durch dessen hydraulische Transportkapazität gegebene Durchfluss, der noch schadlos abgeführt werden kann. Dieser Wert setzt sich einerseits aus dem maximalen Beckenabfluss Q_{ab} und andererseits aus dem unretentierten Abfluss aus dem Resteinzugsgebiet zusammen.

Die Retentionsberechnung für das Rückhaltebecken erfolgt iterativ meist über spezielle Softwareprodukte, z. B. HEC-HMS oder IHW, auf Grundlage der Retentionsgleichung Gl. (7) für den stehenden Seerückhalt.

$$Q_{am} = Q_{zm} - \Delta S / \Delta T \quad (7)$$

Weitere Annahmen für die oben angeführte Grundgleichung sind ein annähernd waagrechtter Wasserspiegel und geringe Fließgeschwindigkeiten im Rückhalteraum im Falle eines Einstaus ($v \sim 0$ m/s).

7.4 Ablauf der Retentionsberechnung

Die Retentionsrechnung erfolgt für mehrere Niederschlagsereignisse, z. B. für 10-, 30-, 100- und 150-jährliche Regen verschiedener Regendauern. Für jedes Szenario muss eine eigene Zuflussganglinie im Niederschlags-Abfluss-Modell ermittelt werden und für die Dimensionierung des Rückhaltebeckens herangezogen werden (siehe Abschnitt 6.4).

Durch die Speicherwirkung wird nicht nur die HW-Spitze gedämpft (Formänderung), sondern es erfolgt eine zeitliche Verschiebung der auslaufenden Welle aus dem Becken. Da sich diese zeitliche Verschiebung durch verstärkte oder geringere Überlagerung mit Hochwasserwellen aus anderen Teileinzugsgebieten negativ oder positiv auswirken kann, ist ein entsprechender Nachweis bei der Planung von Hochwasserrückhaltebecken zu führen. Durch eine N-A-Simulation kann die Überlagerung von Wellen aus Teileinzugsgebieten zueinander bzw. die Wirkung auf den Vorfluter modellhaft abgeschätzt werden.

Mit der Retentionsrechnung werden auch die maßgeblichen Einstaudauern (Fülldauer, Entleerdauer) der Rückhaltebecken ermittelt. Entsprechend der Einstaudauern ist das Dichtungskonzept der Rückhalteanlage auszulegen. Ebenso wichtig ist eine detaillierte Beurteilung der Einstaudauer und -höhe in Bezug auf die Standsicherheit des Absperrbauwerkes.

Bei der Modellrechnung mittels eines N-A-Flussgebietsmodells werden zuerst die derzeitigen Verhältnisse – also ohne Rückhaltemaßnahmen – im Einzugsgebiet dargestellt. Als zweiter Schritt

werden dann ein oder mehrere Rückhalteanlagen ins Modell „eingebaut“. Es ist somit ein Vergleich der maßgeblichen Parameter in jedem Berechnungsknoten des Modells im Abflusszustand „Bestand“ und „mit Rückhalt“ möglich. Mit verschiedenen Szenarien (Anzahl der Becken, verschiedene Beckenstandorte und -größen) kann man die Rückhaltmaßnahme für das jeweilige Einzugsgebiet optimieren.

7.5 Ermittlung des Retentionsgrades

Eine wichtige Kennzahl der Berechnung von Rückhaltebecken ist der *Retentionsgrad RG*. Der Retentionsgrad stellt die Rückhaltewirkung einer Anlage dar und wird wie folgt berechnet:

$$RG = (Q_{zu} - Q_{ab}) / Q_{zu} \cdot 100 \quad (8)$$

Beispiel:

Beckenzufluss $Q_{zu} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$, Beckenabfluss $Q_{ab} = 2 \text{ m}^3/\text{s}$

Ergebnis: $RG = 80 \%$, d. h. 80 % der HW-Spitze wird zurückgehalten

Der Retentionsgrad ist unmittelbar am Beckenstandort am größten und nimmt aufgrund von Zwischeneinzugsgebieten und Zubringer kontinuierlich ab. Es ist daher für jeden relevanten Berechnungsknoten (inkl. Siedlungsbereich, Mündung in den Vorfluter) ein neuer reduzierter Hochwasserwert (HQ_{ret}) zu berechnen.

Sind zwei oder mehrere Rückhaltebecken in einem Einzugsgebiet geplant, so ist einerseits jedes Becken für sich zu dimensionieren und andererseits ist das Zusammenwirken der Hochwasserrückhaltebecken als Gesamtwirkung der Maßnahmen mittels eines *Flussgebietsmodells* zu untersuchen und darzustellen.

7.6 Wirkungsweise von Rückhaltebecken

Die Wirkung von Rückhaltebecken beruht auf dem Konzept der stehenden Retention (siehe Abschnitt 7.2). Mit dieser einfachen Methode kann die Wirkung unmittelbar am Rückhaltestandort ermittelt werden. An dieser Stelle ist auch die Rückhaltewirkung am größten.

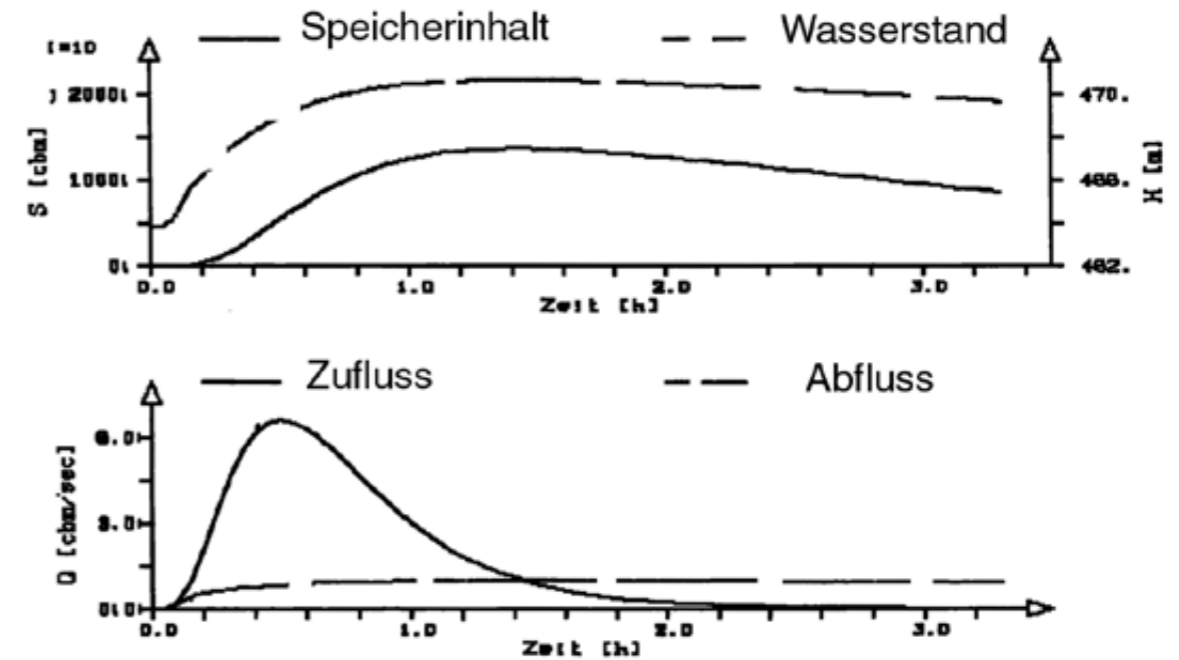


Abbildung 6 Wirkungsweise des Rückhaltebeckens bei einer 100-jährlichen Hochwasserwelle (Beispiel HWRHB Schwaigerbach, Gde. Eisbach, Stmk.) [25]

Die hydraulische Berechnung für das Rückhaltebecken Schwaigerbach wurde mit Hilfe des Softwarepaketes des IHW [2] für ungesteuerte Rückhaltebecken durchgeführt.

In vielen Fällen ist aber auch eine *Abschätzung der Wirkung von Rückhaltemaßnahmen* für den unterliegenden Bereich durchzuführen. Dies ist im Rahmen der Niederschlag-Abflussplanung möglich. Durch derartige Analysen können die optimalen Rückhaltestandorte und -volumina gefunden werden. Durch die zeitliche Entflechtung von sich überlagernden Hochwasserwellen aus Teileinzugsgebieten kann auch eine deutliche Reduktion der Gesamtabflussspitze bewirkt werden.

Ein wesentlicher Parameter für die Planung und Ausführung einer Rückhalteanlage ist die Füll- und die Gesamteinstaudauer. Je länger ein Becken eingestaut ist, desto größer ist der Einfluss auf die Einhänge im Stauraum. Sollten Rückhaltebecken tagelang eingestaut sein, so sind besondere Abdichtungsmaßnahmen beim Absperrbauwerk vorzusehen. Bei zu erwartenden raschen Wasserspiegelabsenkungen im Stauraum werden vertikale Drainagerippen oder andere stabilisierende und entwässernde Maßnahmen vorgeschlagen. Die Festlegung der zu treffenden Maßnahmen erfolgt im Zuge der Stauraumkartierung.

Durch die Rückhaltemaßnahme ist mit einer Vergleichmäßigung der Abflussverhältnisse zu rechnen. Durch die verstärkte abfließende Hochwasserwelle kann unter Umständen mit erhöhten hydraulischen Beanspruchungen gerechnet werden, wenn z. B. das Gerinne über längere Zeit bordvoll abläuft.

7.7 Bemessung der Hochwasserentlastung

Nach *Anspringen der Hochwasserentlastung* gibt es einen sprunghaften Anstieg der Abflussganglinie (siehe Tabelle 2). Dies ergibt sich daraus, dass die HW-Entlastung – im Vergleich zu einer kleinen Öffnung im Grundablass bei einem ungesteuerten Becken – eine starke Abfuhrkapazität aufweist.

Für die Berechnung der Hochwasserentlastung sind folgende Randbedingungen zu wählen:

- Das Becken ist bis zum Stauziel gefüllt (keine Retentionswirkung mehr vorhanden)
- Bemessung auf den Hochwasserscheitel
- Der Grundablass ist vollständig verklaust (kein Abfluss beim Grundablass)

Näherungsweise kann die Gleichung (9) für den vollkommenen Überfall (Lattermann, 2010) [47.] gewählt werden. Dieser Ansatz berechnet die Überfallskapazität für rechteckige HW-Entlastungen.

$$Q = 2/3 \cdot \mu \cdot b \cdot (2 \cdot g)^{0,5} \cdot H_{\ddot{u}}^{3/2} \quad (9)$$

Der Bemessungswert für die Hochwasserentlastung BHQ_{hwe} sollte deutlich über dem HQ_{100} liegen. In der Praxis wird der Wert mit dem 1,6- bis 2-fachen des HQ_{100} angenommen. Dieser Wert entspricht in etwa einem fiktiven 1000- bzw. 5000-jährlichen Hochwasserwert.

Laut Empfehlung der Steiermark-Information Nr. 16 (1992) [18.] kann das Bemessungshochwasser durch verschiedene Faktoren vermindert werden.

Diese Abminderungsfaktoren f_x berücksichtigen:

- Sperrtyp f_A (Betonsperrn sind unempfindlicher als Dämme)
- Beckengröße f_V (zu erwartende Flutwelle im Unterlauf bei Bruch)
- Schadenspotenzial f_S (Gefährdung von Menschen, Siedlungen und Verkehrswegen bei Versagen; Vorhandensein von Warneinrichtungen)

Bei größeren Anlagen empfiehlt es sich, neben der allgemeinen standardmäßigen eigenen hydraulische Dimensionierung und Überprüfung, spezielle Modellversuche durchzuführen. Nur durch Modellversuche können komplexe Abflussvorgänge ausreichend untersucht und mögliche teilweise negative Auswirkungen oder Wechselwirkungen aufgezeigt werden.

7.8 Bemessung des Freibords

Der Freibord F ist der lotrechte Abstand zwischen dem Stauziel im außergewöhnlichen Lastfall (außergewöhnliches Stauziel, BHQ für die Hochwasserentlastung) und dem tiefsten Punkt der Krone des Absperrbauwerkes. Der Freibord stellt eine Sicherheitshöhe hinsichtlich der hydraulischen „Überlastbarkeit“ der Hochwasserentlastung dar.

Der Freibord ist bei großen Becken u.a. durch die Wasserspiegelerhöhung infolge des Windeinflusses F_W (Wellenauflauf und Windstau) und ggf. Eisstau bedingt. Darüber hinaus ist er bei Dammbauwerken aus konstruktiven Gründen F_k (Überdeckung der Dammdichtung) und/oder betrieblichen Gründen (Befahrbarkeit im Hochwasserfall) vorzusehen. Dieses F_k ist weiteres auch als *Sicherheitszuschlag* bei Mauern und Dämmen zusätzlich anzusprechen und soll u.a. die Verklausung der Hochwasserentlastung durch Wildholz berücksichtigen, wenn keine Wildholzrechen vorgeschaltet sind.

Der Freibordanteil kann je nach Gefährdungspotenzial im Unterliegerbereich, nach Beckengröße und nach Art des Absperrbauwerkes näherungsweise nach [18.] festgelegt werden.

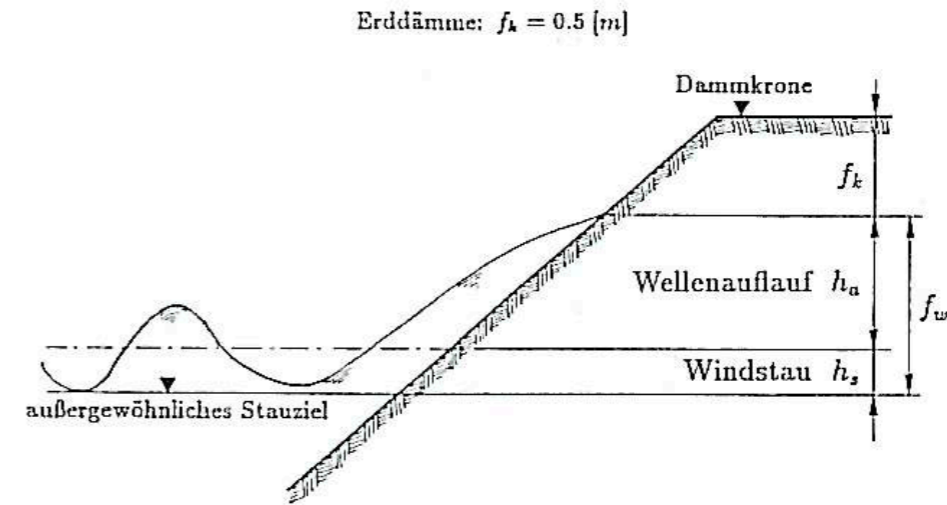


Abbildung 7 Freibordanteile (Amt der Stmk. Landesregierung, 1992 [18.])

Beckenvolumen (m³)	Betonbauwerk	(Erd-) Dammbauwerk		
	f = f_w (m) * ¹	f_w (m)	f_k (m) * ¹	f (m)
bis 100.000	0 bis 0,5 * ¹	0,5-0,7	0-0,3	0,5-1,0
100.000 bis 500.000	0 bis 0,7 * ¹	0,7-1,0	0,3-0,5	1,0-1,5
über 500.000	0 bis 1,0 * ¹	1,0-1,3	0,5	1,5-1,8

f_w ... Freibordhöhe durch Windeinfluss = h_s (Wind- u. Eisstau) + h_a (Wellenauflauf)

f_k ... Zusätzlicher Freibordanteil (aus konstruktiven oder betrieblichen Gründen und als Sicherheitszuschlag)

*¹ ... hier soll noch ein lokaler Sicherheitszuschlag f. Wildholz etc. beigegeben werden!

Tabelle 3 Übersicht über empfohlene Freibordanteile bei einem Beton- und bei einem Dammbauwerk bei unterschiedlichen Beckenvolumina (Amt der Stmk. Landesregierung, 1992 [18.]) adaptiert bzw. ergänzt um Eisstau und den Sicherheitszuschlag: *¹

7.9 Bemessung der Energieumwandlungseinrichtungen

Bei den Energieumwandlungseinrichtungen unterscheidet man Tosbecken und Raubettgerinne (Detail sh. Kapitel 9.6.4 Hochwasserentlastung).

Die Gestaltung eines Tosbeckens im Sperrenvorfeld hat das Ziel der Energieumwandlung durch die Ausbildung von wirksam verteilten Wasserwalzen ohne dadurch jedoch die Standsicherheit der Sperre zu beeinträchtigen.

Es sind konstruktive Vorkehrungen gegen das Kolkproblem zu treffen, das heißt die Errichtung eines gesicherten Tosbeckens zur Energieumwandlung.

Die Bemessung des Tosbeckens kann nach der Gleichung Angerholzer [34.] durchgeführt werden.

$$L_T = (v_0 + \sqrt{2 * g * h}) * \sqrt{\frac{\Delta H}{g} + H_u} \quad (10)$$

Die Gleichung nach Angerholzer wird in der Praxis als Mindestwert für die Tosbeckenlänge verwendet. Die Gleichung nach Müller [34.] beruht hingegen auf einer geringen Zuflussgeschwindigkeit (Rückstau) und vernachlässigt diese.

$$L_T = 4 * \sqrt{\Delta H} * \sqrt{h^2} \quad (11)$$

7.10 Wirkung von Beckensteuerungen

7.10.1 Ungesteuerte Becken

Bei *ungesteuerten Becken* ist die Durchflussöffnung fix eingestellt. Die Ausflussmenge aus dem Becken ergibt sich aufgrund des hydraulischen Druckes (Stauhöhe im Becken) und der vorgegebenen Durchflussöffnung. Ungesteuerte Becken sind somit weniger anfällig für eventuelle Betriebsstörungen im Ereignisfall. Diese Type ist bei besonders schwer zugänglichen Standorten zu empfehlen.

Bei ungesteuerten Becken kann jedoch bei Wahl einer geeigneten Konstruktion (z.B. Schütz) die Öffnungsfläche nach abgelaufenen Hochwässern angepasst werden. Becken mit einem verstellbaren Schütz oder ähnlichem gelten nicht als gesteuerte Becken, da die Einstellung *vor* dem Hochwasser getroffen wird und während des Ereignisses auch nicht verändert wird. Diese Anpassung ist aber mit der zuständigen Wasserrechtsbehörde abzustimmen und gegebenenfalls wasserrechtlich zu genehmigen (Anpassung der Beckenparameter an abgelaufene Hochwässer).

Die *hydraulische Berechnung* für ungesteuerte Rückhaltebecken erfolgt nach dem Prinzip der Seeretention.

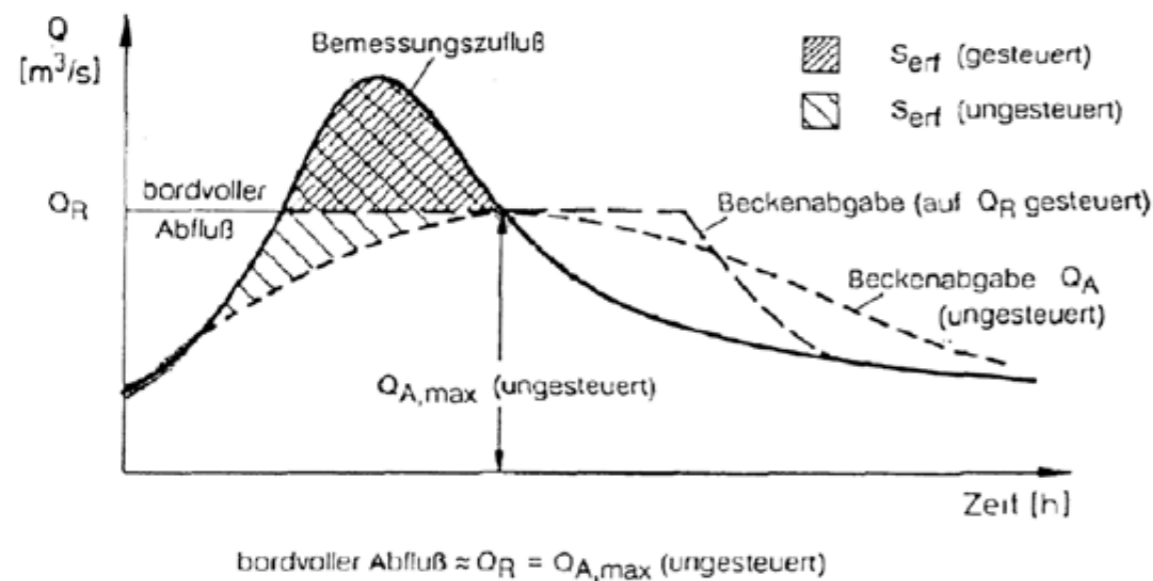


Abbildung 8 Wirkungsweise eines HWRHB bei gesteuertem und ungesteuertem Betrieb (IHW, Anwenderhandbuch Softwarepaket Band 1, 1988) [2.]

Ungesteuerte Becken retendieren kleinere bis mittlere Hochwässer gut. Das Rückhaltebecken ist jedoch häufiger eingestaut als gesteuerte Becken. Der Ausfluss ist aus dem Becken nur vom Beckenwasserspiegel abhängig. Normalerweise wird das Wasser ungestaut durch das Becken fließen. Erst bei höheren Wasserständen wird der Ausfluss reduziert und das Becken füllt sich. Mit zunehmendem Wasserstand geht der freie Abfluss in Druckabfluss über. Es gibt somit eine eindeutige hydraulische Beziehung, die sich nur über die Öffnung beim Grundablass regeln lässt. Daraus folgt, dass zu Beginn der Hochwasserwelle wenig Wasser aus dem Becken fließt und dadurch Speicherinhalt benötigt wird, obwohl die Abflusskapazität unterhalb noch ausreichend ist. Ungesteuerte Becken springen schon bei häufigen Hochwasserereignissen an, wodurch der kontinuierliche Geschiebetrieb stark gestört werden kann. Der maximale Abfluss wird bei Vollstau erreicht. Bei Teileinstau wird das Abflussprofil des Unterlaufes somit nur teilweise ausgenutzt, was gegenüber einem gesteuerten Becken zu einer größeren benötigten Beckenkubatur führt.

Ungesteuerte Anlagen funktionieren ohne Zufuhr von Energie und sind somit relativ wartungsfrei und störungsunempfindlich. Zusätzlich können durch einfache Konstruktionen Kosten gespart werden.

Beim Bemessungsereignis oder bei darüber liegenden Hochwässern erweisen sich ungesteuerte Becken als betriebssicher, da weder bewegliche Betriebsorgane versagen können noch unsachgemäße Einstellungen beim Grundablass vorgenommen werden können. Ungesteuerte Becken stellen durch ihre Konstruktion die *sicherste Betriebsart* für Hochwasserrückhaltebecken dar und können leichter nachjustiert werden.

Bei den meisten Becken der Wildbach- und Lawinerverbauung handelt es sich um ungesteuerte Becken.

Zusammenfassend weisen ungesteuerte Hochwasserrückhaltebecken folgende Vor- und Nachteile auf:

Vorteile:

- geringe Störanfälligkeit durch das Fehlen beweglicher bzw. maschinell zu bewegendere Teile
- geringe Kosten für Grundablass durch einfache Konstruktion
- weitgehende Wartungsfreiheit
- größere Funktions-Sicherheit im Ereignisfall

Nachteile:

- schlechtere Ausnutzung des Beckeninhaltes
- größeres Becken als bei gesteuertem Abfluss erforderlich
- zu Beginn der Hochwasserwelle grundsätzlich höhere Verklausungsanfälligkeit als gesteuerte Grundablässe (hervorgerufen durch relativ kleineren Abflussquerschnitt zu Ereignisbeginn)
- Störung des kontinuierlichen Geschiebetriebes

7.10.2 Gesteuerte Becken

Hat ein möglicher Rückhaltestandort nicht genügend Rückhaltevolumen für ein ungesteuertes Becken, so besteht die Möglichkeit, eine *Beckensteuerung* einzuplanen.

Bei *gesteuerten Becken* ist die maßgebliche Durchflussöffnung nicht fix voreingestellt. Mittels beweglichen Teilen kann die Durchflussöffnung während eines Ereignisses verändert werden. Dazu ist ein genauer Steuerungsplan zu erstellen, der mit der zuständigen Wasserrechtsbehörde abzustimmen und gemeinsam mit der Anlage wasserrechtlich zu genehmigen ist. Dieser Steuerungsplan ist weiter ein wesentlicher Bestandteil der Betriebsvorschrift im Beckenbuch.

Gesteuerte Becken ermöglichen die optimale Ausnutzung des Rückhaltevolumens, weil die vorlaufende Welle rasch abgeleitet werden kann (gleichbleibend hoher Wasserdurchfluss durch variable Beckenöffnung, unabhängig vom Beckenwasserspiegel). Durch entsprechende Steuerung sind

somit auch Becken wirksam, die ansonsten durch das zu geringe Rückhaltevolumen kaum Wirkung gezeigt hätten. Andererseits ist mit der Steuerung eine Erhöhung des Betriebsrisikos verbunden, wenn z. B. durch einen Störfall sich der Schütz nicht schließt und dadurch zu viel Wasser aus dem Becken abfließen kann. Ein besonderes Problem ist die Energieversorgung einer Steuerung im Hochwasserfall. Weiteres ist mit höheren Erstellungs-, aber vor allem Wartungskosten zu rechnen. Daher sind gesteuerte Becken „auf der grünen Wiese“ bzw. in „entfernteren Gräben“ als kritisch zu bewerten und sollen eher im besiedelten Bereich errichtet werden (Kontrolle der Funktionsfähigkeit im Ereignisfall vor Ort). Zusätzlich sollten die Anlagenteile möglichst einfach konstruiert werden, um einerseits die Betriebssicherheit und andererseits die Wirtschaftlichkeit derartiger Anlagen zu erhöhen.

Durch die Steuerung lässt sich die Einstaudauer der Rückhalteinlage verkürzen, wodurch die hydraulische Beanspruchung, z. B. Durchsickerungen, minimiert wird. Außerdem ist das Becken somit früher wieder für eine eventuelle zweite Hochwasserwelle betriebsbereit. Durch die Steuerung besitzt die Rückhalteinlage eine gute Anpassungsfähigkeit an ein Hochwasserereignis. Allerdings besteht die Gefahr einer Fehlbedienung im Ereignisfall, wodurch die Wirkung des Beckens entweder kompensiert oder im schlimmsten Fall die Hochwassersituation noch verschärft werden kann. In entlegenen Wildbacheinzugsgebieten ist eine manuelle Steuerung grundsätzlich nicht möglich, da das Erreichen des Standortes nicht gewährleistet ist (Straßensperren wegen Überflutungen oder Rutschungen).

Gesteuerte Becken sind auch bei lang andauernden Hochwasserwellen mit breiten Abflussspitzen besonders wirksam. Bei ungesteuerten Becken wäre in derartigen Fällen mit einem großen „Blindinhalt“ zu rechnen.

Überwiegend werden heute automatische Steuerungen eingesetzt. Mess- und regeltechnische Berechnungen werden meist durch Messtechnikfirmen zur Verfügung gestellt. Diese Daten werden in hochwasserfreien Zeiten aufgrund von hydrologisch-hydraulischen Berechnungen festgelegt und eingestellt. Im Hochwasserfall läuft diese Steuerung automatisch – sprich ohne zusätzlichen menschlichen Eingriff – ab. Das Steuerprogramm verarbeitet z. B. gemessene Niederschlagsdaten im Einzugsgebiet, Pegeldata im Oberlauf und in der Rückhalteinlage selber. Aufgrund dieser Messwerte wird die Öffnung entsprechend des Steuerungsplans vergrößert oder verkleinert.

Problematisch kann die Energieversorgung beim Ereignisfall sein, wenn dadurch die Mess- und Regeltechnik nicht mehr ordnungsgemäß funktionieren sollte. In der Betriebsordnung sollte zumindest eine Notenergieversorgung mittels Stromaggregat oder Ähnlichem vorgesehen sein.

Günstig sind schwimmergesteuerte Anlagen, da diese unabhängig von der Energieversorgung sind. Derartige Steuerungen sind aber auf kleinere bis mittlere Stauhöhen begrenzt (Größe der Schwimmerkammer, Länge des Schwimmerarmes).

Um Probleme bei der Steuerung, z. B. Klemmen des Schließmechanismus durch Wildholzeinfluss zu vermeiden, wird empfohlen, eine manuelle Einrichtung zu integrieren, die es im Störfall ermöglicht, die Öffnungsfläche auf das Mindestmaß zu reduzieren. Würde die Öffnungsfläche bei steigendem Beckenwasserspiegel nicht reduziert, so würde eine zu große Abflussmenge in den Beckenunterlauf geraten und dort eventuell Überflutungen und Schäden verursachen.

Die Steuerelemente müssen einer regelmäßigen Überprüfung und Wartung unterzogen werden. Dieser Überprüfungsrythmus bzw. die Art und der Umfang der Prüfung sind detailliert in der Betriebsvorschrift festzulegen.

Gesteuerte Becken haben besonders bei geringen Retentionsgraden einen wirtschaftlichen Vorteil gegenüber ungesteuerten Becken. Hingegen werden kleine bis mittlere Hochwässer weniger stark gedämpft als bei ungesteuerten Becken. Der Grund liegt darin, dass auch bei kleineren Beckenwasserständen aufgrund der größeren Öffnung mehr Wasser aus dem Becken ausfließen kann. Somit wird auch die hydraulische Beanspruchung zeitlich reduziert.

Eine Gefahr im Betrieb liegt in einem eventuellen Versagen des Steuerungselementes. Großer Wildholztrieb ist für Steuerungselemente problematisch. Es müssen entsprechende Vorkehrungen gegenüber Versagenserscheinungen, z. B. Verklemmen, getroffen werden. Für den Versagensfall der Steuereinrichtungen soll ein manuelles Verschließen der Durchflussöffnung möglich sein, da sich ansonsten ein zu großer und im Unterliegerbereich schadbringender Abfluss einstellen könnte.

Zusammenfassend weisen gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken folgende Vor- und Nachteile auf:

Vorteile:

- optimale Ausnutzung des Beckenvolumens
- bei Anordnung mehrerer Becken in einem Einzugsgebiet: Möglichkeit der Optimierung der Verzögerung des Hochwasserabflusses (bei krisensicherer Ausführung: Regel- und Steuerbarkeit bei Energieausfall, Telefonausfall etc. ist sicherzustellen)
- Abfluss und somit Ausnutzung der Beckenvolumina der HWRHB können in Abhängigkeit von Ereignismessungen (z.B.: Niederschlag) automatisch oder über Zwischenschaltungen von Prognosemodellen optimiert werden
- bei Ereignisbeginn besserer, da völlig ungehinderter, Geschiebeabtransport durch größeres Abflussvolumen des übergroßen Grundablasses am Beginn (voll geöffnete Drosseln etc.)
- späterer Beginn des Einstaus
- kleinere Hochwasserspitze auch bei Überschreiten des Beckeninhaltes durch adaptive Steuerung möglich

Nachteile:

- höhere Störanfälligkeit durch bewegliche Teile
- oft auf externe Energiequellen angewiesen, welche bei einem Katastrophenszenario versagen können
- Möglichkeit des Versagens der Steuereinrichtung führt zur Möglichkeit des (Teil-)Versagens der gesamten Schutzanlage
- höheres Risiko für Unterlieger
- höhere Errichtungskosten
- höhere Wartungsintensität

7.11 Flutwellenabschätzung für den Versagensfall

Die Bewertung des Restrisikos bei Versagen des Absperrbauwerks (Dammversagen) ist Teil der Sicherheitsplanung für Hochwasserrückhaltebecken.

Zur Abschätzung von Restrisikogebieten unterhalb von Rückhalteinlagen kann eine *Flutwellenberechnung* durchgeführt werden. Damit können potenzielle Evakuierungsbereiche im Unterliegerbereich festgelegt werden. Eine Flutwellenberechnung geht davon aus, dass der Grundablass verklaust ist und die Hochwasserentlastung bei Dammbauwerken nicht ausreichend förderfähig ist. Es ist mit einem Überströmen der Dämme zu rechnen. In weiterer Folge kommt es infolge von Erosionserscheinungen zu einem Dambruch.

Für die Flutwellenberechnung stehen eine Reihe hydraulischer Modelle zur Verfügung. Eine **einfache Flutwellenabschätzung** kann gemäß NÖ-Leitfaden „Überwachung kleiner Staudämme“ (2001) [44.] erfolgen.

Zur vereinfachten Abschätzung der Flutwellenparameter wird die *Formel von Fröhlich* [44.] herangezogen. Mit dieser Gl. (10) wird der maximale Abfluss Q_{\max} (m³/s) der Flutwelle abgeschätzt.

$$Q_{\max} = 0,544 \cdot V^{0,306} \cdot H_w^{1,22} \quad (10)$$

Die dreieckige Ganglinie geht näherungsweise davon aus, dass das Maximum nach einem Drittel der gesamten Beckenentleerungsdauer T_E auftritt.

$$T_E = \frac{2 \cdot V}{Q_{\max}} \quad (11)$$

und daraus abgeleitet

$$T_{Q_{\max}} = \frac{T_E}{3} \quad (12)$$

Die vorgenannten Gleichungen (10) - (12) zeigen, dass vor allem die Wassertiefe H_w einen starken Einfluss auf die Flutwellenspitze hat. Hohe Flutwellenspitzen bewirken eine rasche Beckenentleerung. Vereinfacht gilt: Je höher ein Rückhaltebecken eingestaut werden kann, desto größer ist auch das zu erwartende Restrisiko.

Bei genaueren Fragestellungen sind detaillierte 2D-Modelle erforderlich.

8 GEOTECHNISCHE GRUNDLAGEN UND BEMESSUNG



8.1 Allgemeines

Aufgabe der geotechnischen Untersuchungen und Bemessung ist in erster Linie eine geologische/ingenieurgeologische Beurteilung der Verhältnisse am Bauwerksstandort und im Stauraum. Daraus sind weiterführende geotechnische Erkundungen für bautechnische Zwecke gemäß ÖNORM EN 1997-2 im strengen Kontext mit den Bauwerkserfordernissen zu definieren und in die Erkundung zu integrieren.

Im Zug geotechnischer Untersuchungen für Hochwasserrückhaltebecken müssen folgende Fragen geklärt werden:

- Gründungsbedingungen (Bauwerksaufstand) und Erfordernis von Sondergründungsmaßnahmen bzw. Tiefgründungsmaßnahmen
- Durchlässigkeit des Untergrundes und der seitlichen Einbindebereiche im Kontext mit der geplanten Stauhöhe und dem wirksamen Sickerweg (eine erste Sickerströmungsberechnung kann nach den Vorerkundungen und unter Zugrundelegung des Vorentwurfes bereits durchgeführt werden)
- Stabilität der Stauraumhänge, wobei insbesondere die Identifikation von bereits instabilen Verhältnissen im Ist-Zustand von Bedeutung ist. Dazu ist die im Vorprojektstadium vorzusehende Stauraumkartierung erforderlich.
- Grundwassersituation und Empfindlichkeit des Grundwassers gegenüber baulichen Eingriffen, im Speziellen gegenüber Untergrundabdichtungsmaßnahmen. Weiteres ist die Wasserchemie hinsichtlich Betonaggressivität festzustellen.

Geotechnische Untersuchungen von Boden und Fels als Baugrund und Baustoff sind als Grundlage für die standsichere Errichtung von Bauwerken unerlässlich. Sie haben die Beschreibung aller für die jeweilige Baumaßnahme maßgebenden Baugrund- bzw. Baustoffeigenschaften zu ermöglichen und die erforderlichen Baugrundkenngrößen zu liefern oder zu überprüfen.

Geotechnische Untersuchungen und Bemessungen werden von einem Sachverständigen für Geotechnik (siehe Abschnitt 4.6) durchgeführt.

8.2 Normative Grundlagen der Geotechnik

Die Grundnorm in der Geotechnik ist der im Auftrag der Kommission der Europäischen Gemeinschaft vom Europäischen Komitee für Normung (CEN) entworfene und aus zwei Teilen bestehende Eurocode 7 (EC 7), „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“. Die beiden Teile des EC 7 sind Bestandteil eines Systems von 10 Eurocodes, welches insgesamt 58 Teile umfasst und das Sicherheitssystem im Bauwesen in Europa neu regelt. Teil 1 des EC 7 regelt den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung in der Geotechnik, Teil 2 die Erkundung und die Untersuchung des Baugrundes. Der 1. Teil des EC 7 wurde vom österreichischen Normungsinstitut zuletzt am 15.05.2009 als ÖNORM EN 1997-1, der 2. Teil am 15.08.2010 als ÖNORM EN 1997-2 ausgegeben.

Weitere Informationen zur Anwendung der beiden Teile finden sich in nationalen Anhängen, von denen der zur ÖNORM EN 1997-1 bereits in Form der ÖNORM B 1997-1-1 ausgegeben wurde. Der nationale Anhang des 2. Teiles wurde noch nicht publiziert.

Vor Herausgabe des EC 7 Teil 2 wurden die geotechnischen Baugrunduntersuchungen in der ÖNORM B 4402 „Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke“ geregelt, die bis zur Veröffentlichung des nationalen Anhanges zum Teil 2, in den sie eingearbeitet werden soll, noch Gültigkeit besitzt und mit diesem die zentrale Grundlage des Leitfadens bildet.

8.3 Geotechnische Untersuchungen

8.3.1 Allgemeines

Geotechnische Untersuchungen sind die zur bautechnischen Beschreibung und Beurteilung von Boden und Fels notwendigen ingenieurgeologischen, hydrogeologischen, geophysikalischen, bodenmechanischen, felsmechanischen und geochemischen Erkundungen sowie Versuche. Diese stellen die Grundlage für die Bauwerkskonzeption sowie die rechnerischen, numerischen Analysen der zur Ausführung geplanten Systeme hinsichtlich Standsicherheit und/bzw. geohydraulischer Sicherheit (Sickerströmungsberechnung) dar.

Die Notwendigkeit geotechnischer Untersuchungen ergibt sich also daraus, dass für jedes Bauvorhaben und jede Gewinnungsstätte der Aufbau und die Beschaffenheit von Boden und Fels im Untergrund sowie die Grundwasserverhältnisse ausreichend bekannt sein müssen, um später die erforderlichen Dimensionierungsgrundlagen zu erlangen und die Bauwerkssicherheit nachweisen zu können.

Aufschlüsse in Boden und Fels sind als Stichproben oft in räumlichen und hinsichtlich der Bodenparameter komplexen geologischen Systemen zu verstehen. Sie lassen für zwischen liegende Bereiche nur Wahrscheinlichkeitsaussagen zu. Bei der Festlegung des Stichprobenumfangs (Lage, Anzahl, Art und Tiefe der Aufschlüsse; Art und Anzahl der Versuche u.a.m.) ist es erforderlich ein schlüssiges geologisches Untergrundmodell und ein plausibles Modell für die Genese vorliegen zu haben. Dieses ist schrittweise von der Kartierung über Schürfe und schließlich Bohrungen und Versuche aufzubauen. Fehlt dieses Modell, kann es leicht passieren, dass am Detailerkundungserfordernis vorbei erkundet wird. An dieser Stelle sei erwähnt, dass eine gemeinsame Sprache und eine gut funktionierende Schnittstelle zwischen dem planenden Ingenieur und dem Geologen bzw. dem Geotechniker unerlässlich sind und die Qualität der Planung oder den Umfang an späteren Problemen bestimmt. Vorkenntnisse, örtliche Erfahrungen und ergänzende Informationen sind bestmöglich zu berücksichtigen.

8.3.2 Geotechnische Kategorien

Die Geotechnischen Kategorien (GK) im Sinne der ÖNORM B 4402:2003, Abschnitt 3.8 regeln Art und Umfang der Untergrunderkundung. Der empfohlene Umfang der Untergrunderkundung ist in der ÖNORM B 4402 festgelegt. Kriterien für die Einordnung von Schutzbauwerken der Wildbachverbauung – außer Hochwasserrückhaltebecken – finden sich in der ONR 24802:2011, Abschnitt 13.

Die Geotechnischen Kategorien der Einstufung bautechnischer Maßnahmen werden nach dem Schwierigkeitsgrad der Konstruktion, nach den Baugrundverhältnissen und der Wechselbeziehung zur Umgebung hinsichtlich des erforderlichen Untersuchungsaufwand und der erforderlichen Berechnungen klassifiziert. Nach ÖNORM B 4402 werden 3 Geotechnische Kategorien unterschieden.

GK	Charakteristik der Bauwerke	Untersuchungsaufwand
1	Umfasst kleine und einfache Bauobjekte bei einfachen und übersichtlichen Baugrundverhältnissen.	Für diese Bauwerke ist es möglich, die wesentlichen Anforderungen auf der Grundlage von Erfahrungen und einer qualitativen geotechnischen Erkundung mit vernachlässigbarem Risiko zu erfüllen.
2	Umfasst Bauobjekte und Baugrundverhältnisse mittleren Schwierigkeitsgrades, deren Sicherheit zahlenmäßig nachgewiesen werden muss.	Dies erfordert eine auf geotechnische Kenntnisse und Erfahrungen gestützte ingenieurmäßige Bearbeitung.
3	Umfassen Rückhaltebauwerke mit einer wirksamen Bauwerkshöhe von mehr als 3 m, sowie Einrichtungen, die den Grundwasserspiegel vorübergehend oder bleibend verändern und damit ein Risiko für benachbarte Bauten bewirken.	Bauwerke der GK 3 verlangen zwingend die Einschaltung eines Sachverständigen für Geotechnik.

Tabelle 4 Geotechnische Kategorien gemäß ÖNORM B 4402

Im Falle von Hochwasserrückhalteanlagen liegt die GK 1 vor, wenn

- die wirksame Bauwerkshöhe nicht mehr als 3 m beträgt
- der Grundwasserspiegel unter der Aushubsole liegt oder durch örtliche Erfahrung nachgewiesen ist, dass bei Lage der Baugrubenssole unter Grundwasser – auch bei späterem Grundwasseranstieg – keine Gefährdung besteht
- das Gelände nur schwach geneigt ist und der Baugrund nach gesicherten örtlichen Erfahrungen und geologischen Bedingungen tragfähig und setzungsarm ist
- das Bauwerk gegen die örtliche Seismizität unempfindlich ist
- die Umgebung (z.B. Nachbargebäude, Verkehrswege, Leitungen) durch das Bauwerk selbst oder durch die für seine Errichtung notwendigen Bauarbeiten nicht beeinträchtigt oder gefährdet werden kann

Bei der GK 1 gelten folgende Maßnahmen als Mindestanforderungen:

- Einholen von Informationen über die allgemeinen Baugrundverhältnisse und die örtlichen Bauerfahrungen der Nachbarschaft
- Erkunden der Boden- und Festgesteinsarten und ihrer Schichtungen, z.B. durch Schürfe, Kleinbohrungen oder Sondierungen
- Abschätzen der Grundwasserverhältnisse vor und während der Bauausführung
- Besichtigen der ausgehobenen Baugrube

Bei Anlagen der GK 1 können die geotechnischen Untersuchungen auf Vorerkundungen und Voruntersuchungen beschränkt werden.

Bei Vorhaben der GK 2 sind immer direkte Aufschlüsse des Baugrundes erforderlich. Die für die Beurteilung und Berechnung notwendigen Bodenkenngrößen müssen versuchstechnisch bestimmt oder mit Hilfe von Korrelationen abgeschätzt werden.

Bauwerke der GK 3 verlangen zwingend die Einschaltung eines Sachverständigen für Geotechnik.

8.3.3 Verfahren zur geotechnischen Untersuchung des Baugrundes

Geotechnische Untersuchungen von Boden und Fels als Baugrund und Baustoff sind im Detail in ÖNORM B 4402 behandelt. Sie gibt Anforderungen für die Planung, Ausführung und Auswertung von geotechnischen Untersuchungen und soll sicherstellen, dass Aufbau und Eigenschaften des Baugrundes bzw. eines als Baustoff zu verwendenden Bodens oder Fels bereits für den Entwurf

bekannt sind. Für die Planung der geotechnischen Untersuchung ist eine Aufstellung über die einschlägigen bautechnischen Fragen, die bei der baulichen Anlage bzw. bei der Gewinnungsstätte auftreten können, vorzunehmen. Sie muss die geologischen Gegebenheiten berücksichtigen und den im Laufe der Untersuchungen gewonnenen Kenntnissen laufend angepasst werden. Führt das Ergebnis der geotechnischen Untersuchung zur Änderung der Planung, ist zu prüfen, ob ergänzende Untersuchungen notwendig sind.

In Abhängigkeit von den Untergrund- und Grundwasserverhältnissen und dem geplanten Bauvorhaben haben die Sachverständigen für Geotechnik (Geologie) die erforderlichen Aufschluss- und Untersuchungsverfahren festzulegen. Auswahl und Kombination der Verfahren sind flexibel zu handhaben; erforderlichenfalls sind deren Art und Umfang aufgrund der angetroffenen Verhältnisse zu ändern und anzupassen.

Folgende geotechnische Untersuchungen werden im Zuge der Planung und des Baus von Hochwasserrückhaltebecken entsprechend dem Stand der Technik eingesetzt:

- Auswertung von morphologischen/topographischen Grundlagen (ALS-Daten)
- Auswerten von Luftbildern
- Ortsbegehungen
- Geologisch-geotechnische Kartierung
- Kartierung der geomorphologischen Prozesse
- Künstliche Aufschlüsse (Schürfe, Bohrungen)
- Kamerabefahrungen
- Entnahme von Proben für Laborversuche
- Laborversuche
- Feldversuche
- messtechnische Verfahren

Ein detaillierter Überblick über die einzelnen Methoden und ihren Anwendungsbereich findet sich in Abschnitt 14 ANHANG I:

8.3.4 Art und Umfang der geotechnischen Untersuchungen

8.3.4.1 Allgemeines

In Abhängigkeit vom Bauvorhaben und den Untergrundverhältnissen legt der Sachverständige für Geotechnik (Geologie) die erforderlichen Untersuchungen und deren Umfang fest. Zwischenergebnisse bei den Untersuchungen können stets zu Änderungen des Untersuchungsprogramms führen.

Die ÖNORM B 4402 unterscheidet bei den geotechnischen Untersuchungen Vorerkundungen, Voruntersuchungen, Hauptuntersuchungen, baubegleitende Untersuchungen und Untersuchungen nach Baufertigstellung.

8.3.4.2 Vorerkundungen

Die *Vorerkundungen* dienen der Erhebung von Daten über mögliche Bauwerksstandorte und Materialgewinnungsstätten. Sie umfassen folgende Maßnahmen:

- Beschaffung von Informationen über Untergrund, Grundwasserverhältnisse, frühere Nutzungen und Bestandsgegebenheiten (geologische Karten, Bodenkarten, Luftbilder, Aufschlussresultate, hydrologische Daten, etc.) im Bereich möglicher Bauwerksstandorte und Materialgewinnungsstätten
- Begehung potenzieller Bauwerksstandorte und Materialgewinnungsstätten

Nach Beschaffung der Datengrundlagen, überschlägiger Ermittlung von Hochwasserabflüssen und Hochwasserfrachten und ersten Geländeerhebungen werden vom Projektant erste Entwürfe ausgearbeitet.

Spätestens in dieser Phase sollten die geologisch-geotechnischen Rahmenbedingungen durch einen Sachverständigen abgeklärt werden. Der Sachverständige ist über das geplante Vorhaben (Funktion, voraussichtliche Bauwerkshöhen, erforderliche Stauraumvolumina, etc.), mögliche Bauwerksstandorte und Gewinnungsstätten zu informieren. Weiteres sind sämtliche Daten einschließlich der Dokumentationen bisheriger Geländebegehungen zur Verfügung zu stellen.

Nach gemeinsamen Geländebegehungen sollte eine geologisch-geotechnische Erstbegutachtung – Abschätzung der grundsätzlichen Eignung von Standorten und Gewinnungsstätten – erfolgen.

8.3.4.3 Voruntersuchungen

8.3.4.3.1 Voruntersuchungen des Baugrundes und der Grundwasserverhältnisse

Geotechnische *Voruntersuchungen von Boden und Fels* und der *Grundwasserverhältnisse* werden für die Standortwahl und die Vorplanung eines Bauwerkes durchgeführt. Sie dienen der Entscheidung, ob ein geplantes Bauwerk im Hinblick auf die Baugrundverhältnisse überhaupt errichtet werden kann und welche besonderen Anforderungen (technische und wirtschaftliche) für die Gründungskonzeption, die Baukonstruktion sowie die Baudurchführung zu beachten sind.

Die Voruntersuchungen umfassen:

- Sichtung und Bewertung der vorhandenen Unterlagen
- stichprobenartige Bodenaufschlüsse zur Verifizierung der Vorerkundungsergebnisse und zur Feststellung der Bodenschichten und der Grundwasserverhältnisse
- stichprobenartige Feststellung der maßgebenden Bodeneigenschaften (z.B. Bodenarten, Zustandsformen)

In Abhängigkeit vom geplanten Bauvorhaben, den bisher vorliegenden Informationen über Untergrund und Grundwasserverhältnisse und den daraus gezogenen Schlüssen legt der Sachverständige für Geotechnik (Geologie) deren Art und Umfang vorläufig fest.

Bei den direkten Aufschlüssen sollte man sich vorerst auf *Schürfe* (siehe Abschnitt 14.5.2.1) beschränken. Sie sind rasch und einfach durchzuführen und liefern für die obersten Bodenschichten alle wichtigen Informationen bezüglich der Eignung als Beckenstandort.

In der Aufstandsfläche des Absperrbauwerkes sind hinsichtlich der erforderlichen Tragfähigkeit des Untergrundes evtl. auch die Eigenschaften von unter Schürftiefe liegenden Schichten wichtig. Diese lassen sich über die Ergebnisse von *Rammsondierungen* (siehe Abschnitt 14.5.3.1.1) verhältnismäßig einfach und rasch abschätzen.

In der Bauwerksachse sollten zumindest drei Schürfe (Abstände siehe Abschnitt 14.5.4) und parallel dazu Rammsondierungen durchgeführt werden – Talflanken, in die das Bauwerk eingebunden werden soll, sind zu erkunden.

Besteht jedoch die Gefahr, dass der spätere Baugrund durch Schürfe aufgelockert werden könnte, sollten sie außerhalb der geplanten Gründungsfläche angelegt werden. Der Abstand von der Kante der geplanten Gründung zur nächsten Schürfwand sollte 0,5 m zuzüglich der Hälfte der beabsichtigten Schürftiefe unter der Gründungsebene betragen.

Im Bereich des Stauraumes sind Aufschlüsse unter Schürftiefe nur selten erforderlich. Wie in Abschnitt 14.5.2.1 und 14.5.4 beschrieben, sind die Schürfe in Schnitten oder im Raster mit Abständen von 25 m bis 75 m anzuordnen. In dem Einhängen sind die Aufschlüsse zumindest bis auf Höhe des maximalen Einstaues anzustellen. Bei weitgehend homogenen Verhältnissen bewegen sich die Abstände im Bereich des oberen Grenzwertes und können diesen bei „einfachen Verhältnissen“ auch überschreiten. Ortskenntnis und Erfahrung der Sachverständigen spielen hierbei eine wichtige Rolle.

Bei der *Messung von Grundwasserständen* (siehe Abschnitt 14.9.4) ist bei feinkörnigen Böden zu berücksichtigen, dass sich der freie Wasserspiegel erst nach Stunden bzw. Tagen einstellen kann. Die Schürfe müssen dann über längere Zeit offen gehalten werden.

Die Aufschlussergebnisse sind zu dokumentieren (siehe ÖNORM EN ISO 22475-1, Formblätter für die Protokollierung von Aufschlüssen und Probenentnahmen).

Grundsätzlich sollte man aus Kostengründen versuchen, Schürfe und Rammsondierungen bereits im Rahmen der Voruntersuchungen zum Abschluss zu bringen.

Vom Sachverständigen für Geotechnik (Geologie) werden die maßgeblichen Eigenschaften von Boden und Fels über die visuelle und manuelle Beurteilung und die Ergebnisse der Sondierungen abgeschätzt. Wichtig ist, dass der Geotechniker (Geologe) stets vor Ort ist, um das Untersuchungsprogramm an die bisherigen Aufschlussergebnisse anpassen zu können.

8.3.4.3.2 Voruntersuchungen für Zwecke der Baustoffgewinnung

Geotechnische Untersuchungen mit denen festgestellt wird, ob, wo und in welcher Verbreitung geeignetes Dammschüttmaterial vorhanden und ob eine wirtschaftliche Gewinnung und Aufbereitung (sofern erforderlich) möglich ist.

Die Voruntersuchungen umfassen folgende Maßnahmen:

- Sichtung und Bewertung von vorhandenen Unterlagen
- stichprobenartige Bodenaufschlüsse zur Verifizierung der Vorerkundungsergebnisse und zur Feststellung der Bodenschichten
- stichprobenartige Feststellung von maßgebenden Bodeneigenschaften (z.B. Bodenarten, Zustandsformen)

Je näher eine Materialgewinnungsstätte am Beckenstandort liegt, umso besser. Am günstigsten ist, wenn das im Bereich des Beckens lagernde Material für den Dammbau verwendet werden kann. Dadurch kann auch Stauraum geschaffen und die Höhe des Absperrbauwerkes geringer gehalten werden.

Aufschlüsse sollten im Zentrum und den Randbereichen der vermuteten Gewinnungsstätte angestellt werden. Schürfe sind in der Regel ausreichend.

Maßgebliche *Bodeneigenschaften* werden über die visuelle und manuelle Beurteilung ermittelt.

8.3.4.4 Hauptuntersuchungen

8.3.4.4.1 Hauptuntersuchungen des Baugrundes und der Grundwasserverhältnisse

Geotechnische Untersuchungen des Baugrundes und der *Grundwasserverhältnisse* zur Beurteilung der bodenmechanischen, felsmechanischen und bautechnischen Eigenschaften für Planung, Ausschreibung, Baudurchführung und Schadensanalysen.

Die Hauptuntersuchungen umfassen folgende Maßnahmen:

- Sichtung und Bewertung der vorhandenen Unterlagen einschließlich der Ergebnisse der Voruntersuchungen
- Bodenaufschlüsse
- Feldversuche
- Laboruntersuchungen
- messtechnische Verfahren

Ausgehend von den Ergebnissen der Voruntersuchungen werden Art und Umfang der Hauptuntersuchungen festgelegt.

Eventuell sind ergänzende Schürfe (siehe Abschnitt 14.5.2.1) und Sondierungen (siehe Abschnitt 14.5.3.1) durchzuführen. Wurden die erforderlichen Aufschlusstiefen mit den Schürfen nicht erreicht, müssen Bohrungen angestellt werden. Bohrungen werden in der Regel nur in der Aufstandsfläche des Abschlussbauwerkes abgetäuft, wo tiefer liegende Bodenschichten zwecks Feststellung von Durchlässigkeit und Tragfähigkeit des Untergrundes und hinsichtlich einer eventuellen Ausbildung einer Untergrundabdichtung zu erkunden sind.

In der Bauwerksachse sollten zumindest drei Bohrungen angestellt werden. Der Maximalabstand von 75 m sollte nach Möglichkeit nicht überschritten werden. Talflanken, in die das Bauwerk eingebunden werden soll, sind zu erkunden. Im Hinblick auf die Qualität der Bohrungen und die endgültige Festlegung der Aufschlusstiefe sollte der Sachverständige für Geotechnik (Geologie) bei den Bohrungen anwesend sein.

Sofern Bohrungen angestellt wurden, kommen an Feldversuchen vor allem Pump- und Versickerungsversuche in Bohrlöchern (Wasserdurchlässigkeitsversuche nach ÖNORM EN ISO 22282-2 und -6) in Betracht. Damit lassen sich verhältnismäßig einfach und rasch die Durchlässigkeiten von Locker- und Festgesteinsschichten bestimmen.

Bei felsigem Untergrund werden oft Wasserabrisssversuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit und Strömungsgeschwindigkeitsmessungen mit dem Flowmeter durchgeführt.

Eventuell sind ergänzende Rammsondierungen erforderlich.

In Abhängigkeit von den Ergebnissen der bisherigen Untersuchungen entscheidet der Sachverständige für Geotechnik (Geologie) (in Zusammenarbeit mit dem Projektanten) über Art und Umfang der erforderlichen Laboruntersuchungen (siehe Abschnitt 14.8.1.1).

Wurden Bohrungen durchgeführt, sollte die Entscheidung über die Einrichtung von Grundwasserstandsmessstellen (siehe Abschnitt 14.9.4) jetzt erfolgen, da die Möglichkeit des Ausbaues von Bohrlöchern zu Pegeln besteht.

8.3.4.4.2 Hauptuntersuchungen für Zwecke der Baustoffgewinnung

Untersuchungen von Boden und Fels werden zur Abgrenzung eines Vorkommens und zur Beurteilung der bodenmechanischen, felsmechanischen und bautechnischen Eigenschaften des Materials durchgeführt.

Die Hauptuntersuchungen umfassen folgende Maßnahmen:

- Sichtung und Bewertung der vorhandenen Unterlagen einschließlich der Ergebnisse der Voruntersuchungen
- Bodenaufschlüsse
- Laboruntersuchungen

Eventuell sind ergänzende Schürfe (siehe Abschnitt 14.5.2.1) erforderlich. Grundsätzlich sollten sie aber im Zuge der Voruntersuchungen abgeschlossen werden.

In Abhängigkeit vom Bauvorhaben und den Ergebnissen der bisherigen Untersuchungen entscheidet der Sachverständige für Geotechnik über Art und Umfang der erforderlichen Laboruntersuchungen (siehe Abschnitt 14.8.1.1).

Nach Abschluss der Hauptuntersuchungen, dem Vorliegen des geologischen Gutachtens und sämtlicher Untersuchungsergebnisse hat der Sachverständige für Geotechnik das geotechnische Gutachten zu erstatten. Vor allem bezüglich Eignung von Standorten und Schüttmaterial, Gründung, Dammaufbau und Dichtung sollten klare Aussagen gefordert werden.

8.3.4.5 Baubegleitende Untersuchungen

Prüfungen, Messungen und Versuche einschließlich der geotechnischen Dokumentation, die während der Bauausführung als Kontroll- und Abnahmeprüfung, zur Überprüfung der vorausgesetzten

Verhältnisse, zur Beobachtung des Verhaltens von Baugrund, Grundwasser und Bauwerk durchgeführt werden.

8.3.4.5.1 Baubegleitende Untersuchungen am Baugrund

Die baubegleitenden Untersuchungen umfassen folgende Maßnahmen

- Überprüfung, ob die während der Ausführung angetroffenen Verhältnisse mit den angenommenen übereinstimmen
- Feldversuche
- messtechnische Verfahren

Während der Bauausführung ist vom Bauführer laufend zu kontrollieren, ob die angetroffenen Baugrundverhältnisse den im geotechnischen Bericht beschriebenen entsprechen (Schichtungen, Bodenart, Zustand, Grundwasserstand) und dafür zu sorgen, dass die Empfehlungen des geotechnischen Gutachtens berücksichtigt werden. Bei Unklarheiten ist der Geotechniker unverzüglich zu verständigen.

Prüfungen durch den Sachverständigen für Geotechnik finden im Rahmen regelmäßiger Baustellenbesuche, die zumeist nach einzubauenden Schüttmaterialvolumina festgelegt werden, statt. Während der Aushubarbeiten sollte zumindest eine Überprüfung durch den Geotechniker (evtl. auch Geologe) erfolgen.

Insbesondere bei weichen bindigen Böden kann nach Freilegung und Walzen der Dammaufstandsfläche eine Tragfähigkeitsüberprüfung (Lastplattenversuche) (siehe Abschnitt 14.8.1.2) erforderlich sein. Bei Dämmen darf mit der Schüttung erst nach Freigabe durch den Sachverständigen für Geotechnik begonnen werden.

Erfordernis, Art, Umfang und Zeitraum der geotechnischen Messungen sind im geotechnischen Bericht festzulegen.

8.3.4.5.2 Baubegleitende Untersuchungen am eingebauten Schüttmaterial

Die baubegleitenden Untersuchungen umfassen folgende Maßnahmen:

- Feldversuche
- Laboruntersuchungen
- messtechnische Verfahren

Üblich ist die Durchführung folgender Feldversuche (siehe Abschnitt 14.8.1.2):

- Dichtebestimmungen
- Lastplattenversuche (statisch oder dynamisch)
- Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit

Art und Umfang der erforderlichen Untersuchungen werden vom Sachverständigen für Geotechnik im geotechnischen Gutachten angegeben. Sofern keine wesentlichen Änderungen am Schüttmaterial zu beobachten sind, sollten Verdichtung (Dichtebestimmung, Lastplattenversuch) und Wasserdurchlässigkeit an Homogendämmen und Stützkörpern alle 500 m³ bis 1500 m³, an Dichtkörpern alle 300 m³ bis 500 m³ gemessen werden.

Üblich ist die Durchführung folgender Laboruntersuchungen (siehe Abschnitt 14.8.1.1):

- Bestimmung von Fließ-, Plastizitäts- und Schrumpfgrenze
- Korngrößenverteilung
- Bestimmung des Glühverlustes
- Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit (sofern nicht aus Feldversuchen ermittelt)
- Durchführung von Proctorversuchen

Art und Umfang der erforderlichen Laboruntersuchungen werden vom Sachverständigen für Geotechnik im geotechnischen Gutachten angegeben. Sie sollten in Abhängigkeit von der Kubatur über die gesamte Schüttphase gleichmäßig verteilt zwischen 3 und 6 mal durchgeführt werden.

Erfordernis, Art, Umfang und Zeitraum der geotechnischen Messungen sind im geotechnischen Bericht festzulegen.

8.3.4.6 Untersuchungen nach Baufertigstellung

Untersuchungen einschließlich der geotechnischen Dokumentation, die nach Bauvollendung zur Bauwerksüberwachung durchgeführt werden.

Sofern erforderlich, ist das geotechnische Messprogramm vom Sachverständigen für Geotechnik nach Bauvollendung fortzusetzen.

8.4 Nachweise der Grenzzustände der geotechnischen Tragfähigkeit

8.4.1 Allgemeines

Die Aspekte und Anforderungen an die Festigkeit, Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Bauwerken werden in der ÖNORM EN 1997-1, „Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“ und dem dazu vom Österreichischen Normungsinstitut erarbeiteten Nationalen Anhang ÖNORM B 1997-1-1 geregelt.

8.4.2 Grenzzustände

Gemäß Eurocode 7 sind bei Flächengründungen (Einzelfundamente, Streifenfundamente, Sohlplatten) für verschiedene Bemessungssituationen (siehe Abschnitt 8.4.2) die Nachweise für die Grenzzustände (Versagensmöglichkeiten) der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Boden und Bauwerk zu erbringen.

Gruppe	Bez.	Beschreibung
Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) ULS (Ultimate Limit State)	EQU ^a	Verlust der Lagesicherheit (Gleichgewichtsverlust)
	STR ^b	Konstruktive Grenzzustände Versagen oder übermäßige Verformung des Tragwerks oder eines seiner Teile
	GEO ^a	Geotechnische Grenzzustände Versagen oder übermäßige Verformung des Baugrundes
	FAT ^b	Ermüdungsversagen des Tragwerkes oder seiner Teile
	UPL ^a	Gleichgewichtsverlust des Bauwerks infolge Auftrieb durch Wasserdruck
	HYD ^a	Hydraulischer Grundbruch, innere Erosion oder Piping

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG) SLS (Serviceability Limit State)	GZG 1	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Untergrund (Verformungen im Untergrund, Setzungen)
	GZG 2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Tragwerk (Verformungen, Spannungen, Rissbreiten)
	GZG 3	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Prozessablauf (Erfüllung des Schutzzieles)
^a beinhalten Nachweise der „äußeren Standsicherheit“ von Bauwerken. ^b beinhalten Nachweise der „inneren Standsicherheit“ von Bauwerken.		

Tabelle 5 Übersicht über die nachzuweisenden Grenzzustände (nach ONR 24802; Abschnitt 14)

8.4.2.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Die Tragfähigkeit gibt die maximale Belastbarkeit von Bauwerk oder Bauwerksteilen und/oder Boden an, bei deren Überschreiten es zu bleibenden Verformungen oder zum Bruch kommt. Hierbei herrscht in Teilen des Bodens (z.B. Scherzonen) und/oder in Bauteilen der Bruchzustand.

8.4.2.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Bei der Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerkes handelt es sich um dessen Eigenschaft, die uneingeschränkte Nutzung für den vorgesehenen Zweck zu gewährleisten. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist dann erreicht, wenn die einwandfreie Funktion des gesamten Bauwerkes (z.B. durch Verlust des statischen Gleichgewichtes, übermäßige Verformung, plötzliches Materialversagen) nicht mehr gegeben ist, ohne dass seine Tragfähigkeit dabei verloren geht (z.B. unzulässig große Setzungsunterschiede bei Flächengründungen).

8.4.3 Bemessungssituationen

8.4.3.1 Ständige Bemessungssituationen (BS1)

Es handelt sich um Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Bauwerks entsprechen. Sie beinhalten alle im normalen Betrieb zu erwartenden Einwirkungen (z.B. Masse des Bauwerkes, regelmäßig auftretende Verkehrslasten) und deren Kombinationen. Bei Hochwasserrückhalteanlagen entspricht der Zustand des leeren Beckens dieser Bemessungssituation.

8.4.3.2 Vorübergehende Bemessungssituationen (BS2)

Es handelt sich um Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Bauwerkes beziehen (z.B. Bauzustand, nicht regelmäßig auftretende große Verkehrslasten).

8.4.3.3 Außergewöhnliche Bemessungssituationen (BS3)

Es handelt sich um Situationen, die sich auf außergewöhnliche Bedingungen für das Bauwerk beziehen. Bei Hochwasserrückhalteanlagen handelt es sich beispielsweise um mit dem Einstau verbundene Situationen wie die Durchsickerung von Damm und Untergrund und die dadurch verursachten Belastungen oder die Einwirkungen von Regengüssen und Erdbeben.

8.4.4 Geohydraulische und erdstatische Bemessung

8.4.4.1 Allgemeines

Die geotechnischen Berechnungen gliedern sich in die geohydraulische und erdstatische Bemessungen.

Rückhaltebauwerk und Baugrund werden während des Bau- und Betriebszustandes durch verschiedene, zeitlich veränderliche innere und äußere Einwirkungen beansprucht. Zu den äußeren Einwirkungen zählen das Eigengewicht des Bauwerkes, der Wasserdruck, Wasserspiegeländerungen und zeitweilig wirkende Verkehrslasten. Die inneren Einwirkungen umfassen den Einfluss der Poren- und Sickerwasserströmung und des Sockelwasserdruckes.

Die erforderlichen Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise sind vor allem von den Untergrundverhältnissen, der Geometrie des Bauwerkes (bei Dämmen auch vom inneren Aufbau und dem Durchlassbauwerk), der Untergrundabdichtung und den zu erwartenden Einwirkungen abhängig.

Im vorliegenden Leitfaden werden ausschließlich geotechnische Bemessungen behandelt. Auf die innere Standsicherheit von Betonbauwerken (Sperrern, Durchlassbauwerke von Dämmen) wird nicht eingegangen, diesbezüglich wird auf die Bestimmungen der ONR 24802:2011; Abschnitt 19 – 22 verwiesen.

Im Folgenden werden die wichtigsten und in der Regel auch ausreichenden Nachweise angeführt. Berechnungsmethoden werden nicht behandelt.

Die Nachweisführung (Bemessung) ist Aufgabe des Sachverständigen für Geotechnik, die Bemessung der Bauteile in Beton, Stahlbeton und Stahl ist Aufgabe des Sachverständigen für konstruktiven Ingenieurbau.

8.4.4.2 Geohydraulische Berechnungen

8.4.4.2.1 Bemessung des Dammes oder Untergrundes auf Durchsickerung

Folgende Berechnungen bilden die Grundlage für die Mehrzahl der nachfolgenden Nachweise:

- Strom- und Potenzielliniennetz
- Sickerwasserströmung
- Hydraulischer Gradient (Strömungsgefälle)
- Sickerströmungsgeschwindigkeit
- spezifischer Strömungswasserdruck
- Sickerwassermenge
- Porenwasserdruck bzw. Porenwasserüberdruck

Die obere Stromlinie oder Sickerlinie (siehe Abbildung 13) ist die Grenze zwischen trockenem und feuchtem Material im Damm. Sie verbindet den Wasserspiegel auf der Wasserseite mit dem Wasserspiegel, dem Grundwasserspiegel oder der Geländeoberkante auf der Luftseite.

Die Lage der Sickerlinie ist vom Wasserstand im Becken abhängig. Steigt dieser, steigt auch die Sickerlinie. Gleichzeitig nimmt die Standsicherheit des Dammes ab (der Damm steht unter Auftrieb). Steigen und Fallen der Sickerlinie geschehen meist etwas verzögert zu den Wasserstandsänderungen. Und bleibt der Wasserspiegel konstant, so stellt sich nach einiger Zeit auch eine gleich bleibende Sickerlinie ein. Dies dauert umso länger, je undurchlässiger der Damm ist.

Der Verlauf der Sickerlinie ist vom Dammbaumaterial und vom Dammaufbau abhängig. Je geringer die Durchlässigkeit des Materials ist, desto steiler fällt die Sickerlinie ab.

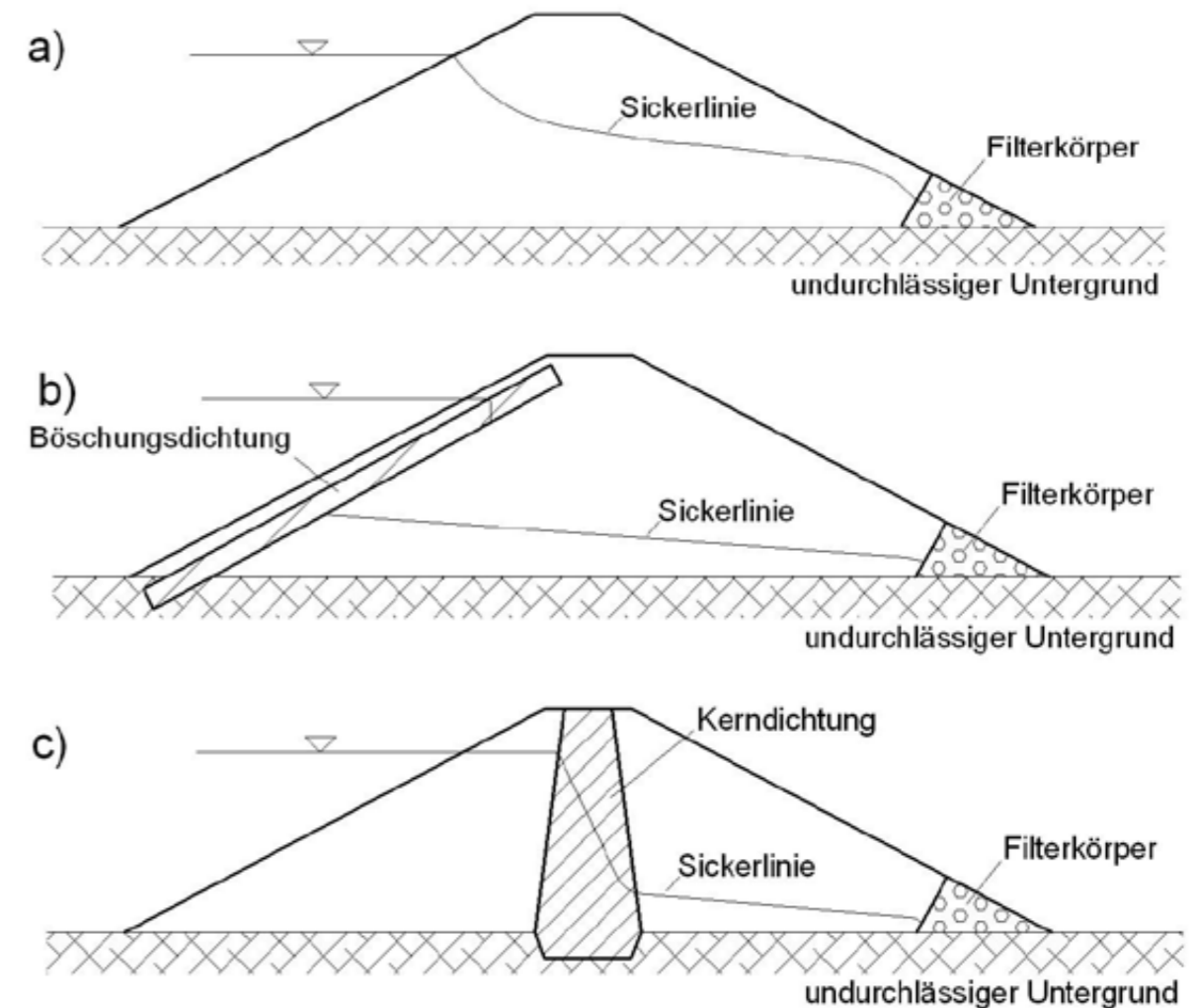


Abbildung 9 Sickerlinien: a) Sickerlinie im homogenen Damm; b) Sickerlinie bei wasserseitiger Dichtung; c) Sickerlinie bei Kerndichtung

8.4.4.2.2 Nachweis der Sicherheit gegen Suffosion (innere Erosion) (GZT, HYD)

Suffosion ist die Umlagerung und der Abtransport feiner Bodenteilchen im Boden durch Wasser. Dabei werden feine Körner eines ungleichförmigen nicht-bindigen Bodens von der Strömungskraft des Wassers aus dem Boden gelöst und durch den vorhandenen Porenraum transportiert.

Wenn die feinen Bodenteilchen durch die Poren der größeren Bodenteilchen hindurch abtransportiert werden, bleiben Volumen und Struktur des Bodens zunächst erhalten, weil sich das Skelett der größeren Bodenkörner noch gegenseitig abstützt. Die Dichte des Erdstoffes nimmt ab, weil der Porenraum zunimmt. Die Durchsickerung von Wasser nimmt zu, da mit der Porosität auch die Durchlässigkeit zunimmt. Die Stabilität kann plötzlich abnehmen und es besteht die Gefahr eines plötzlichen Zusammenbruchs.

Die Suffosionsgefahr ist, sofern entsprechend hohe hydraulische Gradienten vorhanden sind, bei ungleichförmiger und intermittierender Kornverteilung gegeben, vor allem, wenn solche Böden locker gelagert sind.



Abbildung 10 Suffosion – feine Bodenkömer bewegen sich in Poren der größeren Bodenkömer

8.4.4.2.3 Nachweis der Sicherheit gegen Kontakterosion an Schichtgrenzen (GZT, HYD)

Kontakterosion kann an der Schichtgrenze von fein- zu grobkörnigen Böden stattfinden, falls die Sickerung in diese Richtung zeigt oder parallel zur Schichtgrenze verläuft (es ist keine ausreichende Filterstabilität zwischen den Schichten vorhanden). Dabei werden die Teilchen des feineren Bodens an der Schichtgrenze durch die Poren des größeren Bodens hindurch ausgewaschen. Dadurch können die größeren Bodenteilchen in den feineren Boden einsinken wodurch das Bodenvolumen im Bereich der Schichtgrenze vermindert wird.

Das Auftreten von Kontakterosion ist von der Bodenart beider Grenzschichten und dem Strömungsgefälle abhängig.

Abhilfe kann auch durch den Einbau von Filterschichten geschaffen werden. Deren Bemessung erfolgt nach einschlägigen Filterkriterien (z.B. Filterregel nach Terzaghi [45.]).

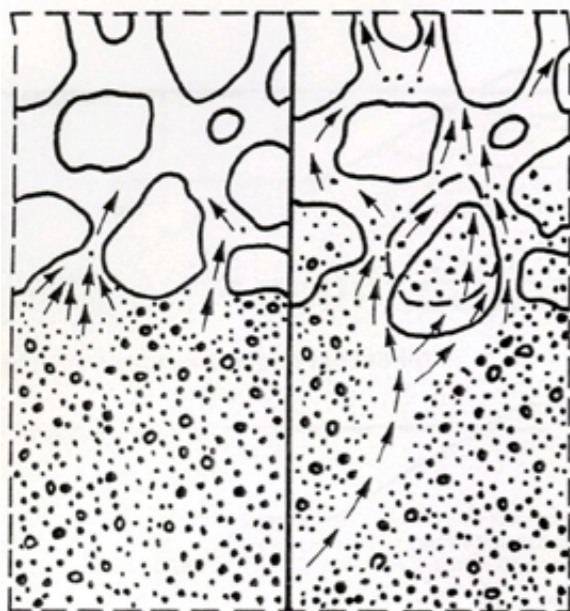


Abbildung 11 Kontakterosion an der Schichtgrenze

8.4.4.2.4 Nachweis der Sicherheit gegen Erosionsgrundbruch (rückschreitende Erosion, Piping) (GZT, HYD)

Erosionsgrundbruch entsteht, wenn durch das konzentrierte Austreten von Sickerwasser an der Luftseite des Absperrbauwerkes Bodenteilchen erodiert und fortgeschwemmt werden. Bei Fortsetzung dieses Vorganges bildet sich im Boden eine Röhre, die im Endzustand die Durchströmung des freien Wassers ermöglicht und zum Erosionsgrundbruch führt.

Wie bei Suffosion und Kontakterosion sind auch hier Bodenart und Strömungsverhältnisse im Boden entscheidend. Die Gefahr des Erosionsgrundbruches kann durch den Einbau eines Filterkörpers am luftseitigen Dammfuß, der bis über die mögliche Austrittsstelle des Sickerwassers hochgezogen ist, ausgeschaltet werden.

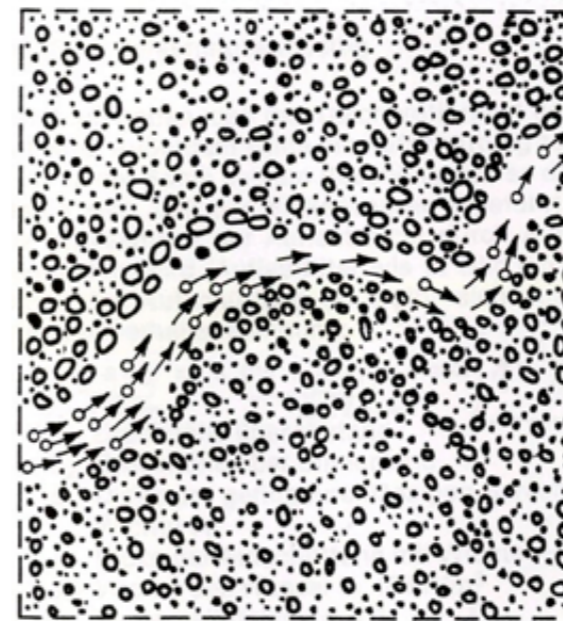


Abbildung 12 Rückschreitende Erosion

8.4.4.2.5 Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch (GZT, HYD)

Wird der Boden von Wasser durchflossen, so übt das strömende Wasser auf die Bodenkömer einen Druck aus. Bei aufwärts gerichteter Strömung kann der Strömungsdruck so groß werden, dass er die Eigengewichtskraft des Bodens aufhebt und damit den Boden auflockert. Wird der Strömungsdruck weiter gesteigert, so werden die Bodenkömer vom Wasser mitgerissen. Diese Erscheinung wird als *hydraulischer Grundbruch* bezeichnet.

Bei Hochwasserrückhalteanlagen kann die Gefahr des hydraulischen Grundbruches vor allem in der Bauphase bestehen, wenn bei hohem Grundwasserstand die Baugrube mit Spund- oder Schlitzwänden eingefasst ist und das Grundwasser bei durchlässigen Bodenschichten von unten in die Baugrube gedrückt wird. Besonders empfindlich sind Feinsande, schluffige Sande und Grobschluffe.

8.4.4.2.6 Nachweis der Auftriebssicherheit (GZT, UPL)

Bei Dämmen kann in der Bauphase bei hohem Grundwasserstand für das Durchlassbauwerk (insbesondere bei großer Aufstandsfläche) die Gefahr des *Auftriebes* bestehen.

8.4.4.3 Erdstatische Berechnungen

8.4.4.3.1 Nachweis der Setzungssicherheit (GZG 1)

Unter *Setzung* versteht man die vertikale Bewegung eines Bauwerkes oder eines Geländepunktes als Folge einer örtlichen Belastung des Baugrundes. Ursache der Setzung ist die Zusammendrückung des Untergrundes als Folge der Belastung.

Die Gesamtsetzung setzt sich aus der Sofortsetzung, der Primärsetzung oder Konsolidationssetzung und der Sekundärsetzung zusammen.

Die Sofortsetzung wird auch als Anfangssetzung bezeichnet und tritt nur bei nicht-bindigen Böden und vor allem bei lockerer Lagerung auf. Sie hat nicht selten eine Kornumlagerung zur Folge (die Zusatzaufast wird durch das Korngerüst des nicht-bindigen Bodens aufgenommen).

Bei bindigen Böden treten in der Regel keine Sofortsetzungen auf, da die Zusatzaufast in der Regel kurzfristig durch das Porenwasser und nicht durch das Korngerüst aufgenommen wird.

Bei der Primär- oder Konsolidationssetzung wird der Baugrund unter der Belastung zusammengedrückt; der Porenanteil verringert sich. Bei bindigen wassergesättigten Böden treten die Konsolidationssetzungen erst auf, wenn nach Abklingen von Porenwasserüberdrücken das Wasser aus den Poren langsam ausgepresst wird (Konsolidierung). Die Konsolidationssetzungen bilden im Regelfall den Hauptteil der Setzungen.

Unter Sekundärsetzungen versteht man Setzungen, die unter konstanten effektiven Spannungen nach Abschluss der Konsolidierung auftreten. Ihre Ursache sind Kriechvorgänge im Untergrund. Sekundärsetzungen können sich über Jahrzehnte hinziehen. Ein Endwert kann nicht berechnet werden.

8.4.4.3.2 Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch bei leerem Becken (GZT, GEO)

Als *Böschungsbruch* bezeichnet man das Abrutschen eines Gleitkörpers auf einer Gleitfuge, in der die Scherfestigkeit des Bodens überschritten wird.

Ausgelöst wird der Böschungsbruch durch zu große Böschungswinkel, zu große Böschungshöhen, zu geringe Scherfestigkeiten, Belastungen der Böschung, Erschütterungen und Veränderungen der Wasserverhältnisse.

Beim Böschungsbruch reicht die Gleitfläche im Gegensatz zum Böschungsgrundbruch (siehe Abschnitt 8.4.4.3.5) nicht in den Untergrund.

Ist der Damm mit einer voll wirksamen wasserseitigen Böschungsdichtung ausgestattet, ist dieser Nachweis auch für die wasserseitige Böschung zu führen. Ist dies nicht der Fall, kann er entfallen, da die Bemessungssituation „rasche Spiegelsenkung“ (siehe Abschnitt 8.4.4.3.4) die ungünstigere Situation darstellt.

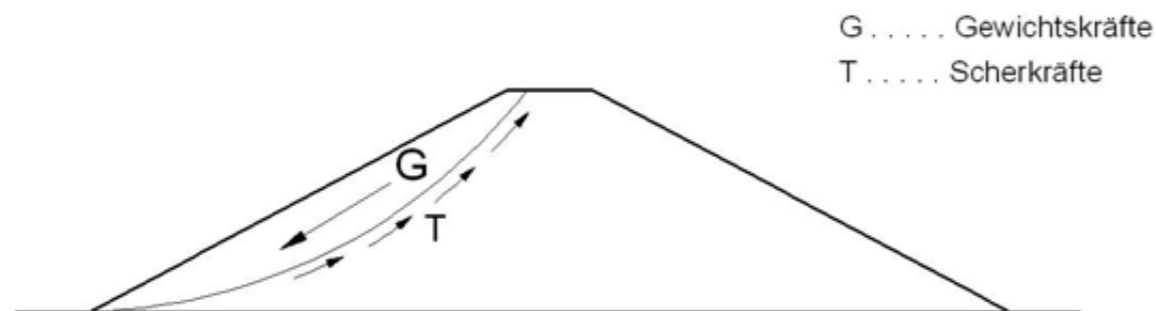


Abbildung 13 Scherbruch eines Damms

8.4.4.3.3 Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch luftseitig bei stationärer Durchströmung (GZT, GEO)

Dieser Nachweis ist zu führen, wenn aufgrund des Dammaufbaues der Austritt von Sickerwasser an der luftseitigen Böschung nicht ausgeschlossen werden kann.

Abhilfe kann durch eine entsprechend flach ausgebildete Böschung oder den Einbau eines Filterkörpers (durchlässiger Böschungsfuß bzw. Erosionsschutzfilter) zur Ableitung des Sickerwassers geschaffen werden.

8.4.4.3.4 Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch wasserseitig bei rascher Spiegelsenkung (GZT, GEO)

Besteht der Damm wasserseitig aus feinkörnigem oder bindigem Material und besitzt er keine voll wirksame oberflächennahe Dichtung (z.B. Bentonitmatte), kann es bei einem raschen Absenken des Wasserspiegels – der Wasserstand im Becken sinkt schneller als die Sickerlinie im Dammkörper – zur Entstehung von Porenwasserüberdrücken sowie Kohäsionsverlusten und in weiterer Folge zu einer Böschungsinstabilität kommen.

8.4.4.3.5 Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsgrundbruch (Dammfuß Grundbruch) luftseitig – gegebenenfalls bei stationärer Durchströmung (GZT, GEO)

Beim *Böschungsgrundbruch* verläuft die Gleitfläche durch Damm und Untergrund. Die Gefahr des Böschungsgrundbruches ist bei gering tragfähigem Untergrund gegeben. Er äußert sich in einem Einsinken des Damms oder eines Dammschnittes mit Hebung des Untergrundes vor dem Damm (Rotationsrutschung).

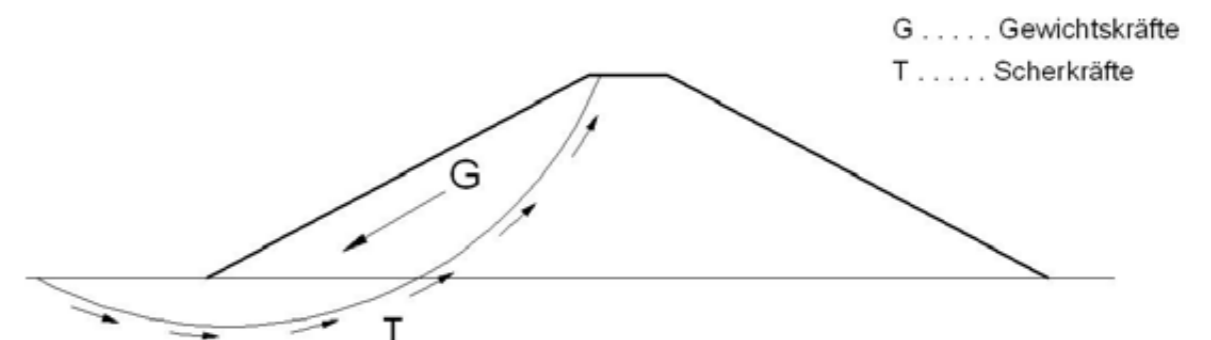


Abbildung 14 Böschungsgrundbruch

8.4.4.3.6 Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch (GZT, GEO)

Der *Grundbruch* ist ein Versagen des Bodens unter dem Fundament eines Bauwerkes in der Weise, dass der Boden entlang einer Gleitfuge seitlich verdrängt wird. Er tritt ein, wenn die Scherfestigkeit des Untergrundes und damit die Belastbarkeit der Gründung überschritten wird.

Außer bei Sperren kann dieser Nachweis auch bei Durchlassbauwerken von Hochwasserrückhaltedämmen – in der Bauphase; nach dessen Fertigstellung, vor Beginn der Schüttung – erforderlich sein.

8.4.4.3.7 Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten (GZT, GEO)

Dieser Nachweis ist in der Regel nur bei Sperrenbauwerken in Massivbauweise (Beton, Stahlbeton) zu führen. Bei Dämmen ist die Gefahr des Gleitens im Grunde nur bei stärker geneigten Dammaufstandsflächen, oberflächennahen Bodenschichten geringer Scherfestigkeit und hohen Böschungsneigungen (geringe Aufstandsfläche) gegeben; Verhältnisse, bei denen sich grundsätzlich die Frage stellt, ob der Standort überhaupt geeignet ist.

8.4.4.3.8 Nachweis der Sicherheit gegen Dammfußgleiten (GZT, GEO)

In der Sohlfläche des Damms wirken neben den vertikalen Spannungen aus Schüttgewicht und Auflasten auch horizontale, von der Dammachse nach außen gerichtete Spannungen, da der schwerere Mittelbereich eine Spreizwirkung auf den Dammfuß ausübt. Ist im Bereich des Dammfußes (luft- und wasserseitig) mit Sickerwasserströmungen zu rechnen, ist durch den auftretenden Wasserdruck die Gefahr des *Dammfußgleitens* erhöht.

Bei mäßig geneigter Aufstandsfläche, ausreichender Scherfestigkeit des Untergrundes, nicht zu steilen Dammböschungen und Filterkörpern am Dammfuß ist in der Regel eine ausreichende Sicherheit gegen Dammfußgleiten gegeben.

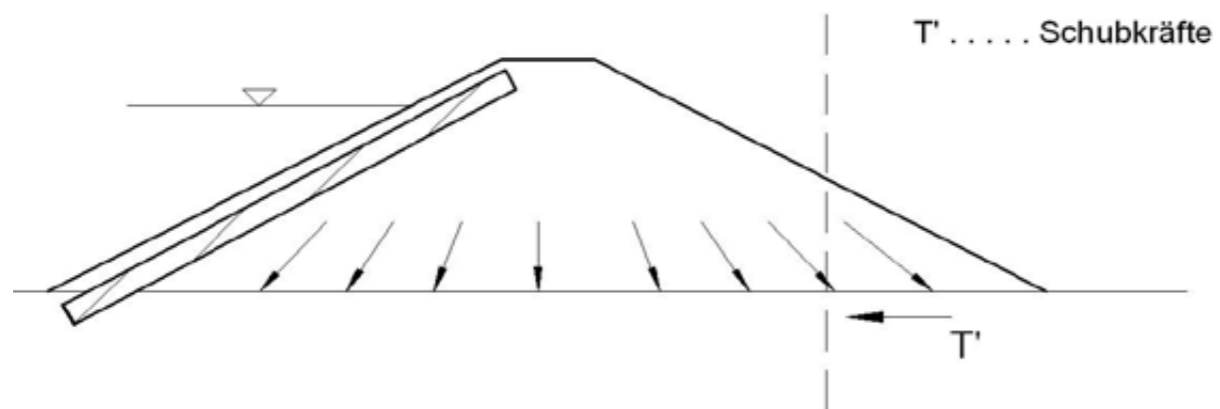


Abbildung 15 Sicherheit gegen Dammfußgleiten

8.4.4.3.9 Nachweis der Sicherheit gegen Kippen (GZT, EQU)

Dieser Nachweis ist nur bei Sperrenbauwerken und dort nur bei festem Untergrund (Fels) zu führen. Bei der Gründung auf Lockergestein lässt sich das Kippproblem nur über die Grundbruchsicherheit eindeutig definieren.

9 ENTWURF UND KONSTRUKTION



9.1 Allgemeines

Dieser Abschnitt behandelt die wesentlichen Bauteile eines Hochwasserrückhaltebeckens.

Dazu zählen folgende Gruppen von Bestandteilen:

- Absperrbauwerk (Damm, Sperre)
- Betriebseinrichtungen (z.B. Grundablass, Rechen, Hochwasserentlastung, Bypass etc.)

Es werden Fragen des Entwurfes und der konstruktiven Gestaltung behandelt.

9.2 Konstruktionsgrundsätze

„Gemäß dem 3-Säulen-Modell (Biedermann, Bundesamt für Wasser und Geologie, CH) ruht die Gesamtsicherheit einer Stauanlage auf 3 Standbeinen“ (nach Czerny, 2007) [35.]:

- einem konservativen Entwurf
- einer sorgfältigen Bauausführung
- einer sorgfältigen Überwachung und
- entsprechend geübten Notfallstrategien

Da Hochwasserrückhalteanlagen aufgrund des nur sehr seltenen Einstaus sehr eingeschränkte Erfahrungswerte für die Beurteilung von deren Wohlverhalten unter Belastung bieten (außerdem kaum Messeinrichtungen), ein gezielter Einstau (Teilbelastung) mit Beobachtung des Dammverhaltens meistens nicht möglich ist und bereits der erste Einstau die volle Belastung für alle Anlagenteile darstellen kann, muss dieses Defizit an Überwachungsmöglichkeiten durch eine umso *konservativere Dimensionierung* des Projektes sowie entsprechende Überwachung bei der Realisierung kompensiert werden (Czerny, 2007) [35.].

9.3 Bautypenwahl

Bei der Wahl der Bautype des Absperrbauwerkes sind folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- Untergrundbeschaffenheit, Geologie
- Optimierung der Kosten des Bauwerkes (Errichtungs- und Erhaltungskosten)
- Materialverfügbarkeit und -eignung (besonders bei Dämmen)
- Größe (Höhe) des Bauwerkes
- Einbindung in das Landschaftsbild
- gewässerökologische Belange

Grundsätzlich wird zwischen *Dämmen* und *(Tal-)Sperrn* unterschieden. Dabei gibt es eine Vielzahl von Kombinationsmöglichkeiten.

Dämme als Absperrbauwerke weisen folgende Vor- und Nachteile auf:

- Vorteile: gute Anpassung in das Landschaftsbild möglich, geringere Anforderungen an den Untergrund, da die Kräfte flächiger eingeleitet werden.
- Nachteile: großer Grundbedarf und teilweise Verlust an Stauvolumen durch die wasserseitige Dammneigung, Dunkelstrecke im langen Grundablass, kostenintensiv herzustellende Hochwasserentlastung, empfindlich gegen Überströmen und Sickerwässer.

Sperrn als Absperrbauwerke weisen folgende Vor- und Nachteile auf:

- Vorteile: geringer Grundbedarf, keine Dunkelstrecken
- Nachteile: Einfügung in das Landschaftsbild, Errichtungskosten

Oft werden Dämme mit zentralen, massiven Betonbauwerken, welche Grundablass und Abflussektion beinhalten, kombiniert. Diese Bautypen haben folgende Vor- und Nachteile:

- Vorteile: Anpassung an die Landschaft möglich, keine Dunkelstrecken
- Nachteile: meist teuerste Variante

Bei allen Bauwerken ist der sichere, dichte Anschluss des Bauwerkes an Untergrund und Flanken bzw. die Verlängerung der Sickerwege von zentraler Bedeutung. Bereits in der Konzeptionsphase sollte daher eine grundsätzliche, geotechnische Vorerkundung (siehe Abschnitt 8.3.4.2) bzw. Prüfung der Eignung des Bauwerksstandortes erfolgen.

Das klassische Abschlussbauwerk eines Hochwasserrückhaltebeckens ist ein Damm. In voralpinen und alpinen Einzugsgebieten, wie sie von der WLV zum überwiegenden Teil betreut werden, kommen – nicht zuletzt auch aufgrund der vorhandenen Gerinnequerschnitte – verstärkt (über 50%!; siehe Abschnitt 15) Sperrnbauwerke zum Einsatz. Da der Projektant der WLV mit der Errichtung von Stahlbetonsperrn vertraut ist und auf die einschlägigen normativen Dokumente (ONR 24800:2008 und ONR 24802:2011) und auf die Literatur (z.B.: Bergmeister et. al, 2009 [34.]) zurückgreifen kann, konzentrieren sich die Ausführungen im Folgenden auf Dämme. Wesentliche Teile hinsichtlich Gründung und Abdichtung gelten sinngemäß natürlich auch für Sperrnbauwerke.

Bei den Sperrnbauwerken wird nur kurz auf die im Bereich des Hochwasserrückhalts verwendeten statischen Systeme eingegangen.

9.4 Dämme

9.4.1 Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze

Bei Entwurf und Konstruktion von Dämmen von Hochwasserrückhaltebecken sind grundsätzlich folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- Beschaffenheit des Untergrundes
- Art und Menge der zur Verfügung stehenden Dammbaustoffe
- Dammhöhe bzw. Bemessungswasserspiegel
- statische Belastungszustände (Eigen-, Auf- und Verkehrslasten) und in Sonderfällen Erdbebenlasten
- Wasserdruck bei den verschiedenen Bemessungswasserspiegellagen
- Hochwasserentlastung

Im Querschnitt sind Dämme generell durch folgende Zonen bestimmt:

- Stützkörper
- Dichtung
- Filter und Drainage

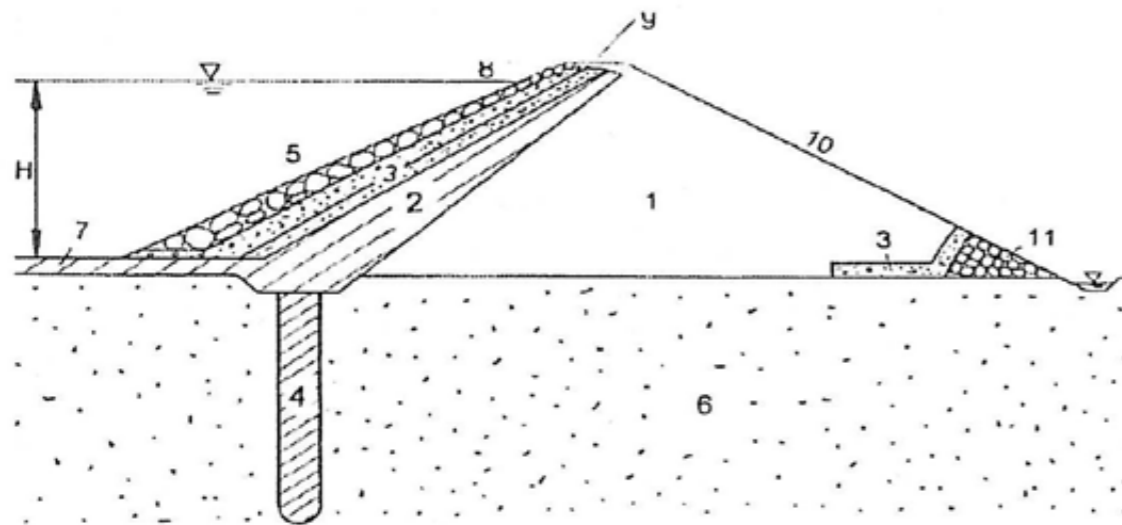


Abbildung 16 Hauptkonstruktionselement eines Dammes (Tschernutter in ÖWAV-Kurs 2008 Mittersill [35.]):

- 1 Stützkörper
- 2 mineralische Dichtung
- 3 Filter
- 4 Untergrundabdichtung
- 5 Schutzschicht
- 6 durchlässiger Untergrund
- 8 Freibord, 9 Dammkrone
- 10 luftseitige Böschung
- 11 Drainagekeil

Die Anforderungen an Dämme von Hochwasserrückhaltebecken sind durch den kurzfristigen Einstau im Hochwasserfall bestimmt. Die Dauer des Einstaus kann aber durch die hydrologischen Randbedingungen weit über dem Zeitraum des Hochwasserereignisses liegen, so dass aufgrund eines möglichen Dauerstaus die Anforderungen an die Standsicherheit (z. B. Erdbebensicherheit) und an die Verhinderung von Durchsickerungen wesentlich höher liegen.

Standard ist ein Damm mit wasserseitiger Innendichtung und luftseitigem Stützkörper (zonierter Damm). Die Innendichtung soll einerseits die Dichtigkeit des Dammes an sich sowie die Dichtheit gegenüber dem Untergrund (Dammaufstandsfläche) garantieren. Da die Sickerlinie in keinem Belastungsfall bzw. bei keinem Bemessungswasserspiegel an der luftseitigen Böschung austreten darf, ist auf die sorgfältige Ausbildung eines luftseitigen Filterkörpers und einer Drainage zu achten.

Der Stützkörper muss soweit wasserdurchlässig sein, dass Sickerwasser jederzeit ohne Erosion- und Suffosionswirkung abgeführt werden kann.

Die Kronenbreite des Dammes soll 3,0 m nicht unterschreiten, je nach Funktion (befahrbare Krone) sind Mehrbreiten erforderlich.

Für die wasser- und luftseitigen Böschungen sind unter Berücksichtigung der Vorgaben aus der Standsicherheit die Neigungen festzulegen, wobei ein „idealer“ Wert mit 1:2 bis 1:3 angegeben wird.

Auf eine ausreichende Dimensionierung der Hochwasserentlastung ist aufgrund der Folgewirkungen durch unkontrolliertes Überströmen für den Dammkörper großes Augenmerk zu legen.

Dämme mit geringeren Höhen sollen bei vorhandenem geeignetem Schüttmaterial als homogene Erddämme ausgebildet werden, wobei auf den dichten Anschluss an den Untergrund (Dammaufstandsfläche) zu achten ist. Die Böschungsneigungen können bei niedrigen Dämmen auf eine Neigung von 2:3 erhöht werden, sofern dies die Standsicherheitsnachweise zulassen. Am luftseitigen Dammfuß ist ein Filterkörper mit Vliesumhüllung vorzusehen, um ein Austreten an der Dammoberfläche von Sickerwasser zu verhindern. Die Anordnung eines Kontrollschachts am Ende der Drainageleitung wird empfohlen.

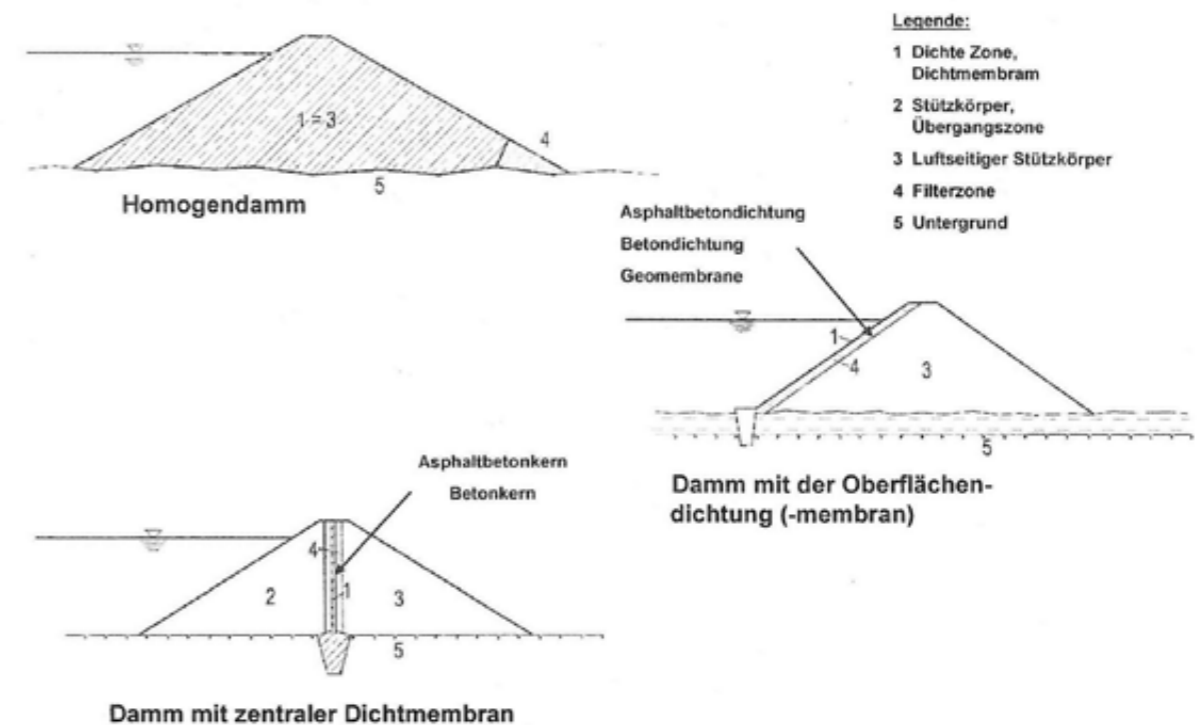


Abbildung 17 Dammkonstruktionen mit unterschiedlichen Abdichtungen (Tschernutter in ÖWAV-Kurs 2008 Mittersill) [35.]

9.4.2 Gründung und Abdichtung

Absperrbauwerke von Hochwasserrückhaltebecken sind auf möglichst undurchlässigen Boden- oder Felsschichten zu gründen. Ist dies nicht möglich, sind Maßnahmen der Baugrundverbesserung, wie Entfernen ungeeigneter Schichten mit Bodenaustausch oder der Untergrundabdichtung durch einen Injektionsschirm, durch eine Bohrpfahl- oder Spundwand o.ä. durchzuführen. Um Untergrundsetzungen auszugleichen, können Vorlastschüttungen vorgenommen werden. Insbesondere bei Anlagen mit Grundseen kommt der Dichtigkeit des Absperrbauwerkes besondere Bedeutung zu. In jedem Falle ist aber die Abführung des Sickerwassers mittels Drainagen sicherzustellen.

Die genannten Abdichtungsmaßnahmen gegen den Untergrund gelten sinngemäß für Betonbauwerke, die teilweise oder ganz eingeschüttet werden.

9.4.2.1 Erhöhung der Tragfähigkeit des Untergrundes

Der Untergrund muss eine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen, die von den vom Damm ausgehenden Kräften, insbesondere vom Gewicht und der Scherbeanspruchung an der Sohle abhängig ist.

Sollte die Tragfähigkeit des Untergrundes nicht ausreichend sein, sind verschiedene Verfahren zur Untergrundverbesserung möglich, wie z.B.

- Auskoffnung und Bodenaustausch mit Böden größerer Scherfestigkeit und geringerer Zusammendrückbarkeit
- Einbau von zugfesten und durchlässigen Geotextilien zur Verminderung der Scherbeanspruchung des Untergrundes
- Vorbelastung bzw. Vorverdichtung des Untergrundes oder Überbelastung durch vorübergehendes Hörschütten des Dammes
- Auflastschüttungen mit Verdrängung des weichen Untergrundes oder Einrütteln eines Steingerüstes
- Vertikaldrainagen zur Erhöhung und Beschleunigung der Konsolidierung des Untergrundes

9.4.2.1.1 Abdichtungen

Die Dichtfunktion eines Dammes als das grundsätzliche Prinzip der Trennung zwischen Wasserrückstau und zu schützenden Flächen stellt die hauptsächliche Wirkung auf die Standsicherheit dar. Standsicherheit und Dichtfunktion sind voneinander direkt abhängig.

Die Dichtfunktion ist nicht nur auf den Dammquerschnitt beschränkt, sondern wird auch von der Verbindung mit bzw. dem Anschluss an den Untergrund bestimmt. Die Tiefe dieser Dichtung bzw. die Tiefe des Anschlusses des Dammes an den Untergrund ist für den jeweiligen Fall zu berücksichtigen.

Die Dichtfunktion eines Dammes wird durch folgende prinzipielle Ausbildungen erreicht:

- homogener Damm(Dicht-)körper
- mineralische Zonierung
- Innendichtung
- Außendichtung, Böschungsdichtung, wasserseitige Oberflächendichtung

Zur Kontrolle von eventuellen Durchsickerungen sind Drainagen mit Kontrollschächten vorzusehen, die auch im Ereignisfall (Beckenvollstau) gefahrlos zu erreichen sind.

9.4.2.2 Homogener Dammkörper

Bei geringen Dammhöhen und bei günstigen Untergrundverhältnissen wird der Damm als homogener Dammkörper aus mittel bis schwach durchlässigen Böden ($k_f \leq 10^{-5}$ bis 10^{-7} m/s) ausgebildet. Geeignete Materialien sind schluffige Kiese, schluffige Sande, Schluffe und Tone. Die in diesen Materialien hoch liegende Sickerlinie ist durch Drainagekörper abzusenken. Bei Materialien mit einer großen Wasserdurchlässigkeit ($k_f \leq 10^{-4}$ m/s) kann auf den Drainagekörper am luftseitigen Dammfuß verzichtet werden.

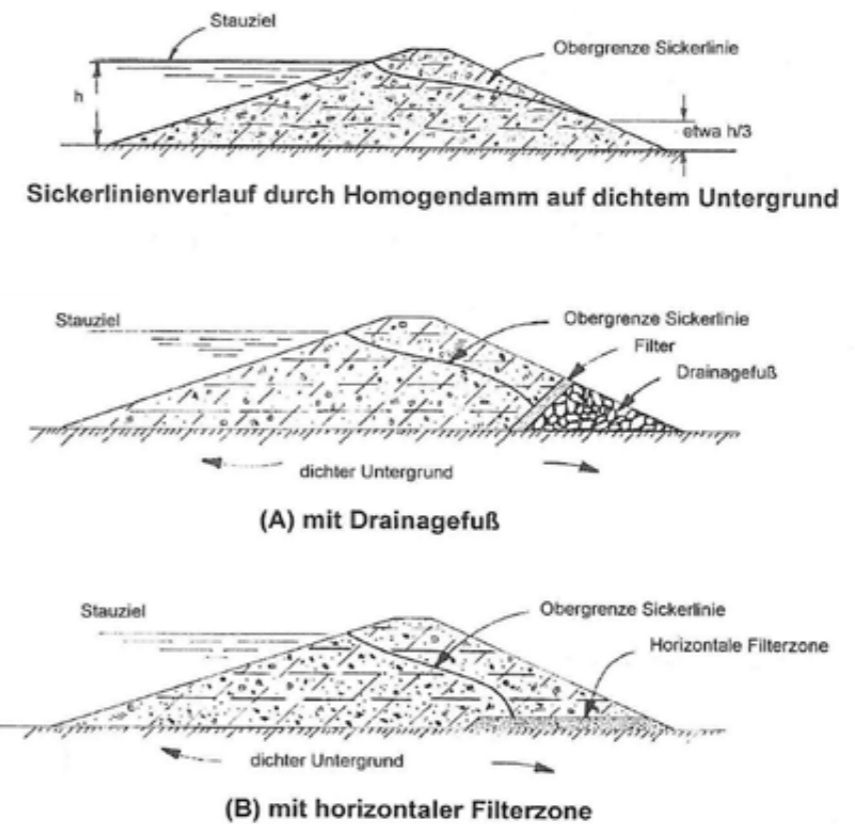


Abbildung 18 Homogendamm mit verschiedenen luftseitigen Drainagekörpern und deren Sickerlinienverläufen (Tschernutter in ÖWAV-Kurs 2008 Mittersill) [35.]

9.4.2.2.1 Dämme mit mineralischer Zonierung, Zonendämme

Bei zonierten Dämmen wird ein Stützkörper aus durchlässigem Material durch einen Dichtkörper geringerer Durchlässigkeit wasserseitig abgesichert. Dieser Dichtkörper aus gering durchlässigem, gut verdichtbarem Erdbaumaterial wird unmittelbar an den Stützkörper geschüttet und lageweise verdichtet. Zur Verhinderung von Suffosionsvorgängen an der Grenze beider Zonen kann ein Filter bzw. ein Geotextil eingebaut werden. Die Dichtschicht ist gegen Austrocknung, gegen mechanische und atmosphärische (Frost-)Einwirkungen durch eine entsprechende Deckschicht (Humusauflage) zu schützen. Die Dicke der Dichtzone soll mindestens 1,0 m bis 1,5 m betragen, um die Unsicherheiten durch oberflächige Austrocknungsrisse und lokale Undichtigkeiten auszuschalten. Die Einbindung der Dichtschicht am Dammfuß soll, wie beim Einbindesporn des homogenen Dammes, ausgebildet werden.

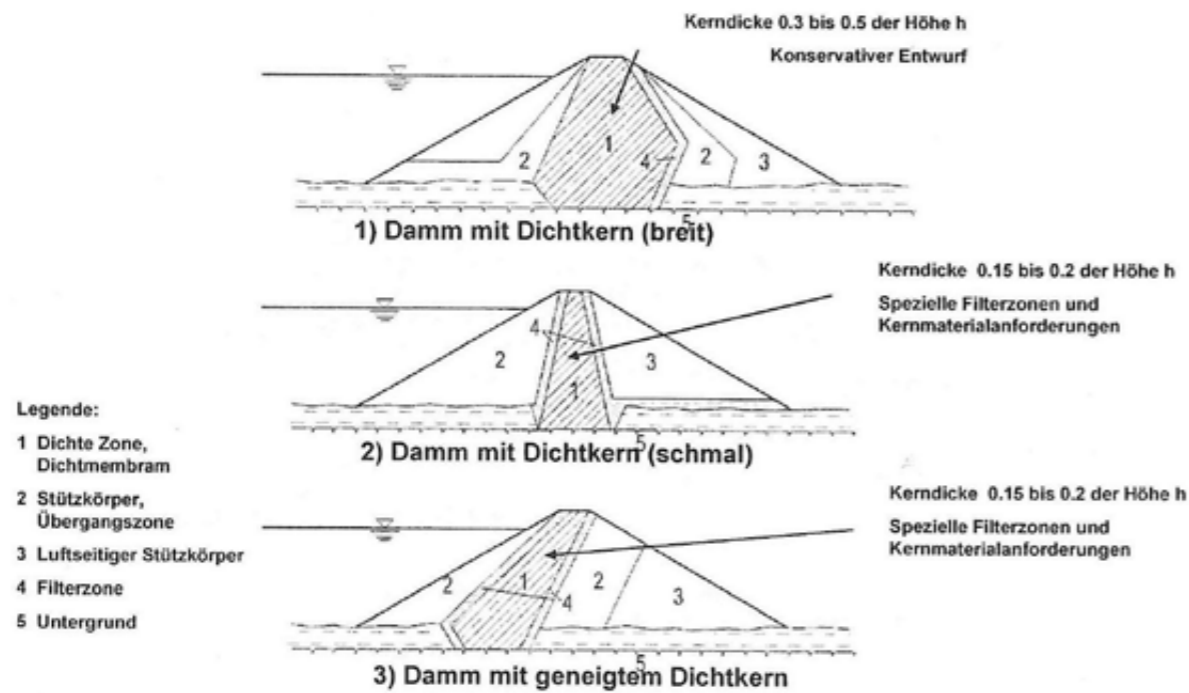


Abbildung 19 Grundsätzliche Dammkonstruktionen mit Dichtkernen (Tschernutter in ÖWAV-Kurs 2008 Mittersill) [35.]

Die Anforderungen an das Dichtmaterial als natürlicher oder künstlich zusammengesetzter, bindiger Boden richten sich vor allem an die zu erreichende geringe Durchlässigkeit, an den Verdichtungsgrad und an den gleichmäßigen Einbau der Schicht. Zonierte Dämme sind zumeist bei großen Querschnitten ausführbar und kommen dann zur Anwendung, wenn durch diese Materialwahl Kostenvorteile entstehen.

9.4.2.2.2 Innendichtungen

Die *Innendichtung* – ausgebildet als Spund-, Schlitz-, Injektions-, Beton- oder Schmalwand – wird etwa in Dammmitte oder exzentrisch je nach Material vor der Dammerstellung errichtet oder gleichzeitig mit dem Dammbau hochgezogen oder in den fertigen Dammkörper eingebracht. In Abstimmung mit den Untergrundverhältnissen und den Dammeigenschaften sind je nach Einbautiefe die Einbindetiefe und das Verfahren zur Dichtungsherstellung auszuwählen.

Diese Innendichtungen besitzen den Vorteil, dass sie geringe Dichtungsflächen erfordern und je nach Bauverfahren sehr tief reichende Dichtungen bis zur vollständigen Abdichtung bei Einbindung in den Grundwasserstauer hergestellt werden können.

Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, dass bei Schmalwänden Entmischungen des Dichtungsmaterials nicht ausgeschlossen werden können. Die Funktionsfähigkeit der Innendichtung ist dadurch stark beeinträchtigt. Aus fachlicher Sicht sind Schmalwände daher vor allem bei Sanierungen bestehender Bauwerke einzusetzen.

9.4.2.2.3 Außendichtung, Böschungsdichtung, wasserseitige Oberflächendichtung

Die Dichtung des Damms erfolgt in den im Folgenden beschriebenen Fällen auf der Wasserseite, wobei der Dammkörper hauptsächlich die Stützfunktion übernimmt. Je nach Ausbildung der Dichtung ergeben sich verschiedenste Ausführungsmöglichkeiten:

- Flächendichtungen durch Folien, Tondichtungsmatten etc.
- Dichtungsschicht aus bindigem Erdbaumaterial

Im ersten Fall wird an der wasserseitigen Böschung eine flächige Dichtschicht angebracht, wobei die Art und das Material unterschiedlicher Natur (z.B. Kunststoffolie, Bentonitmatten) sein können. Die Abdichtung liegt unmittelbar unter der Böschung, eine Trennung von Schüttmaterial und Überdeckung kann bei verletzungsgefährdeten Folien durch ein Geotextil nötig sein.

Im zweiten Fall wird mineralisches Dichtmaterial oberflächlich aufgebracht. Dies ist nur bei Materialien mit extrem geringer Durchlässigkeit (Ton bzw. schluffiger Ton) sinnvoll. Mineralische Flächendichtungen sind nach außen hin durch eine Deckschicht gegen Austrocknung und mechanische Beschädigung zu schützen.

Böschungsdichtungen werden besonders bei Dammsanierungen eingesetzt, für Dammerneubauten sind homogene Erddämme bzw. zonierte Dämme vorzuziehen.

Derartige Abdichtungen sind in Wildbächen nicht einzusetzen, da die Dichtungsmaterialien langfristig Einwirkungen von Wurzeln und tierischer Wühltätigkeit ausgesetzt sind und daher der sogenannte „Piping-Effekt“ nicht ausgeschlossen werden kann.

Beim Bau von Speicherbecken werden derartige Dichtungen standardmäßig ausgeführt. Deren Einsatzbereich (v.a. durch den Dauerstau) unterscheidet sich jedoch deutlich von den Anforderungen im Wildbachbereich.

9.4.3 Bautypen von Dämmen bei Hochwasserrückhaltebecken

Der folgende Abschnitt enthält eine Zusammenstellung der üblichen Bautypen für den Aufbau (Konstruktion) von Hochwasserrückhaltebecken. Die Darstellungen basieren auf Angerer et al. (2010) [1.].

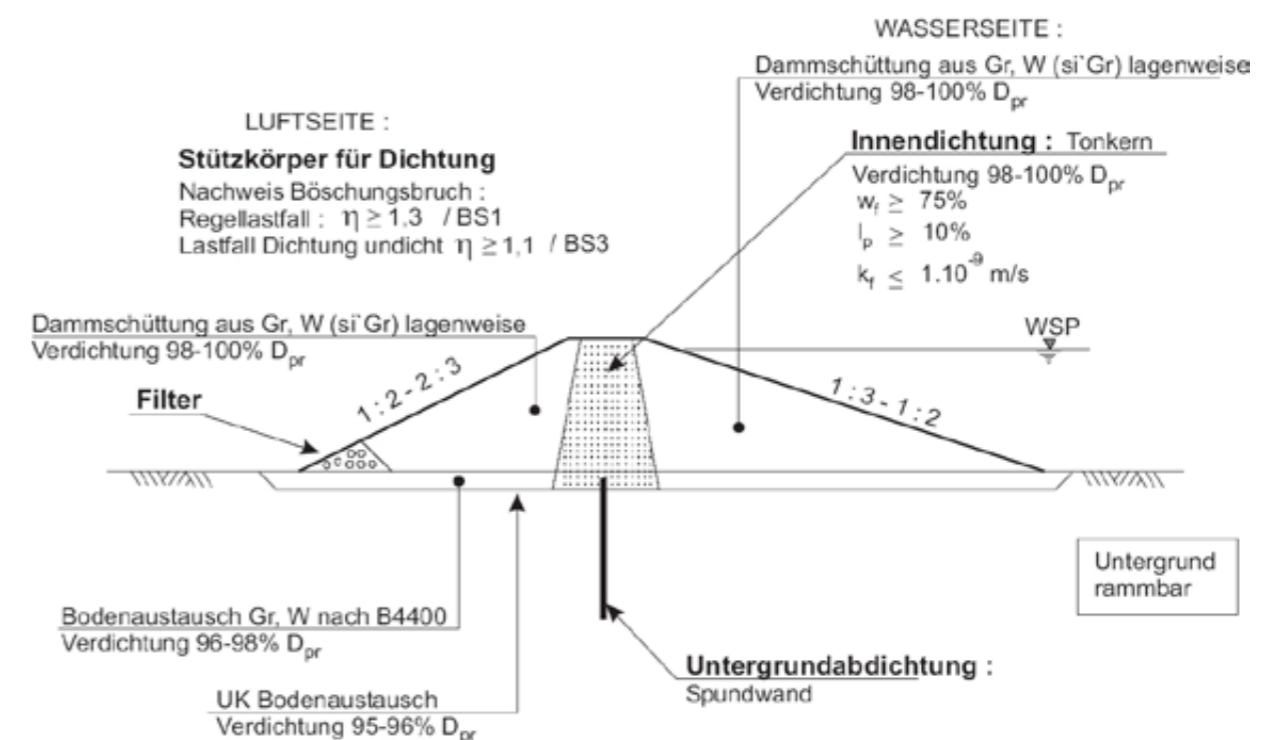


Abbildung 20 Damm mit Kerndichtung (mineralische Dichtung) und Untergrundabdichtung durch Spundwand

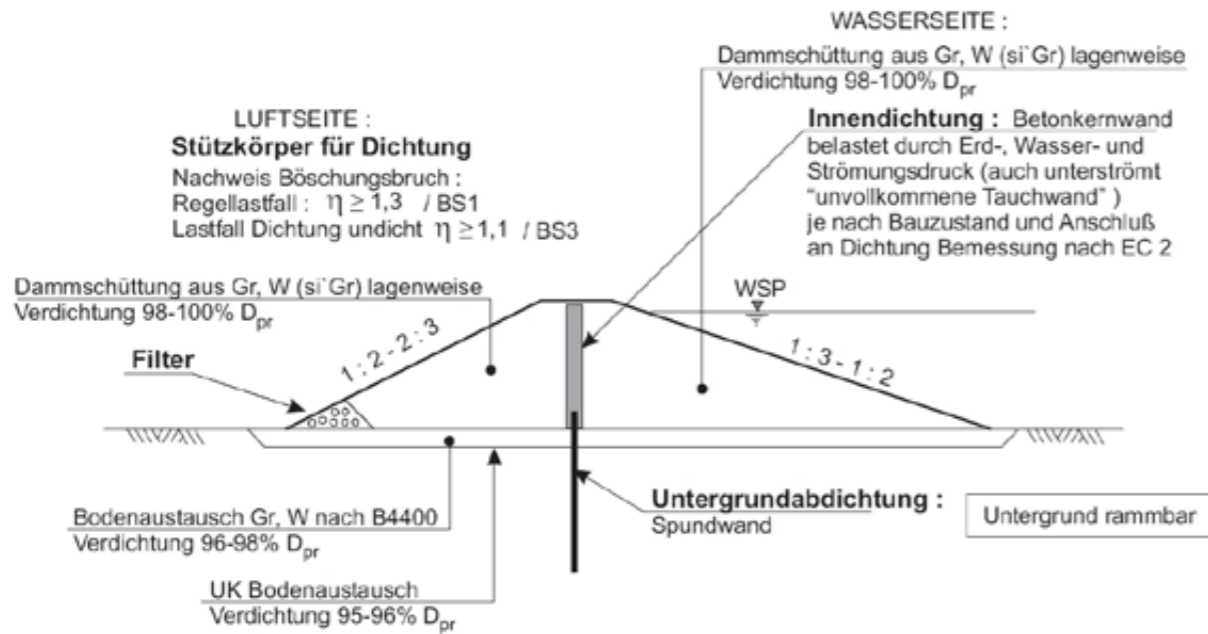


Abbildung 21 Damm mit Betonkern und Untergrundabdichtung mittels Spundwand

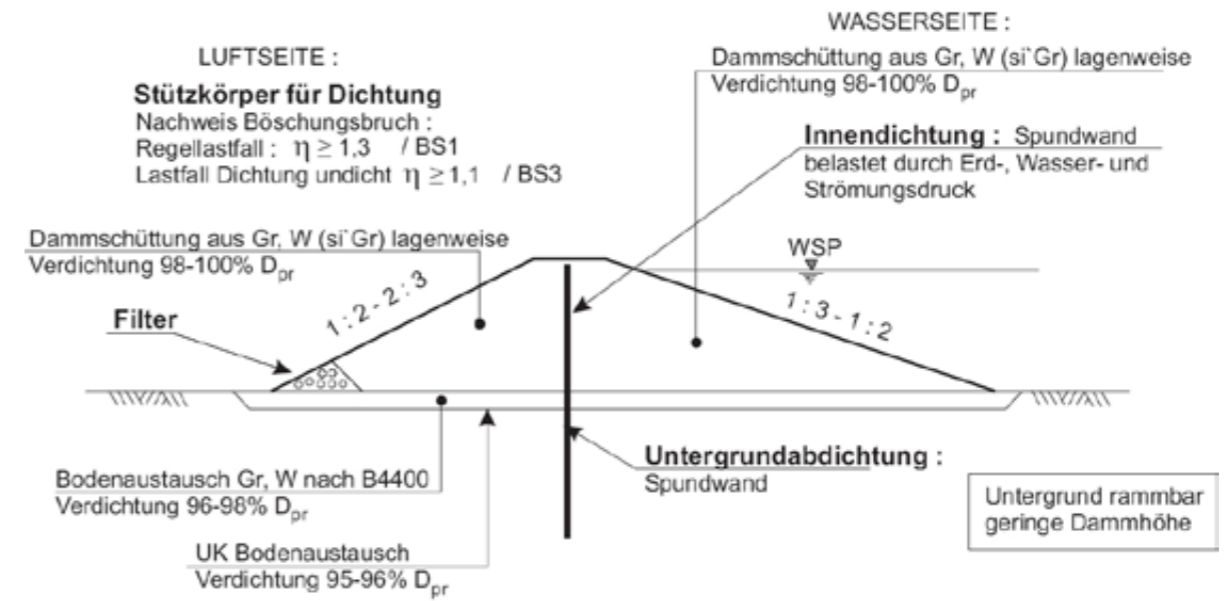


Abbildung 23 Damm und Untergrundabdichtung mit Spundwand

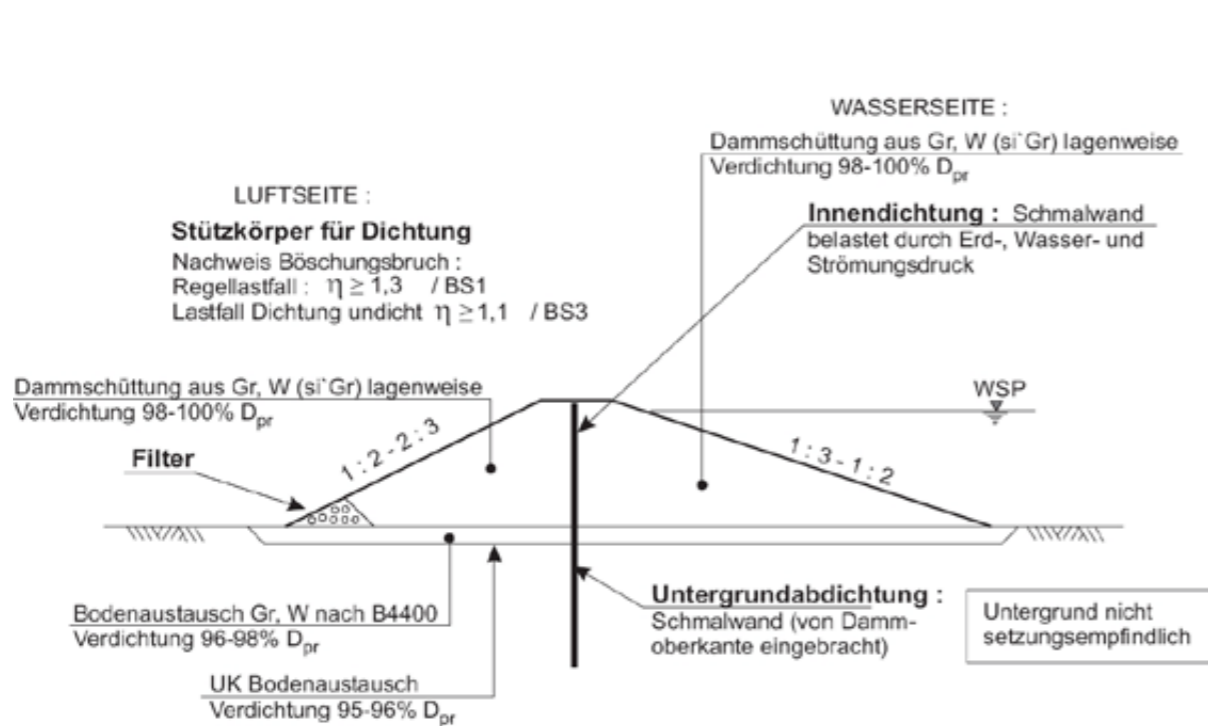


Abbildung 22 Damm und Untergrundabdichtung mit Schmalwand

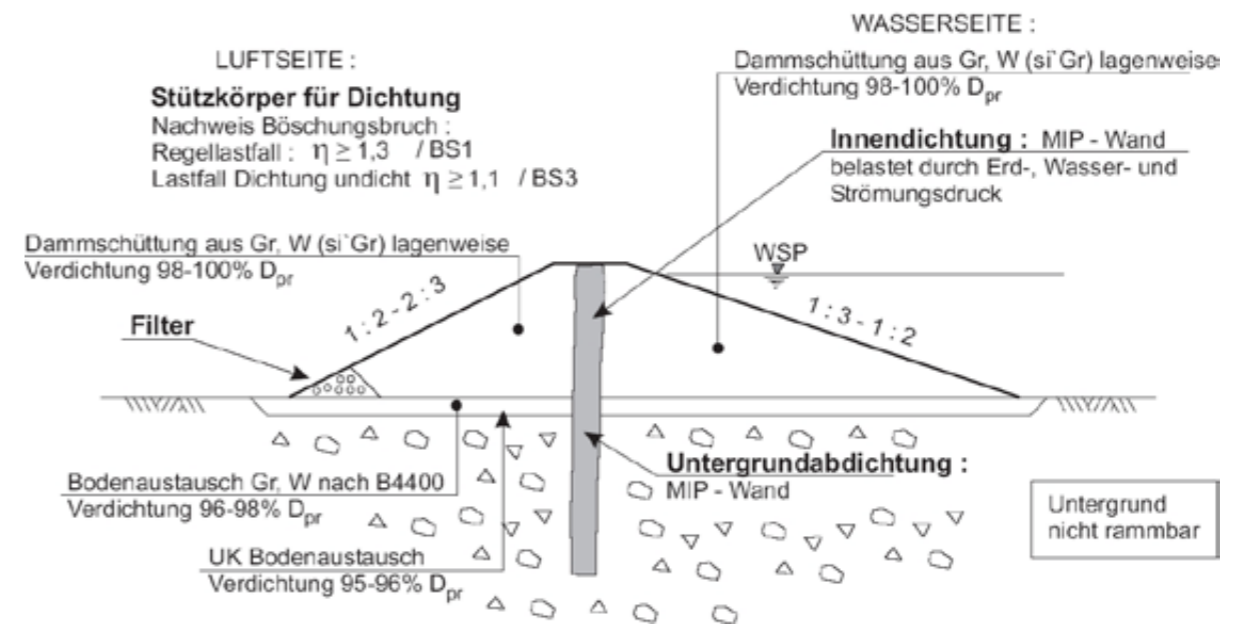


Abbildung 24 Damm und Untergrundabdichtung bei nicht rammbarem Untergrund mit „Mixed-in-Place-(MIP-)Wand“

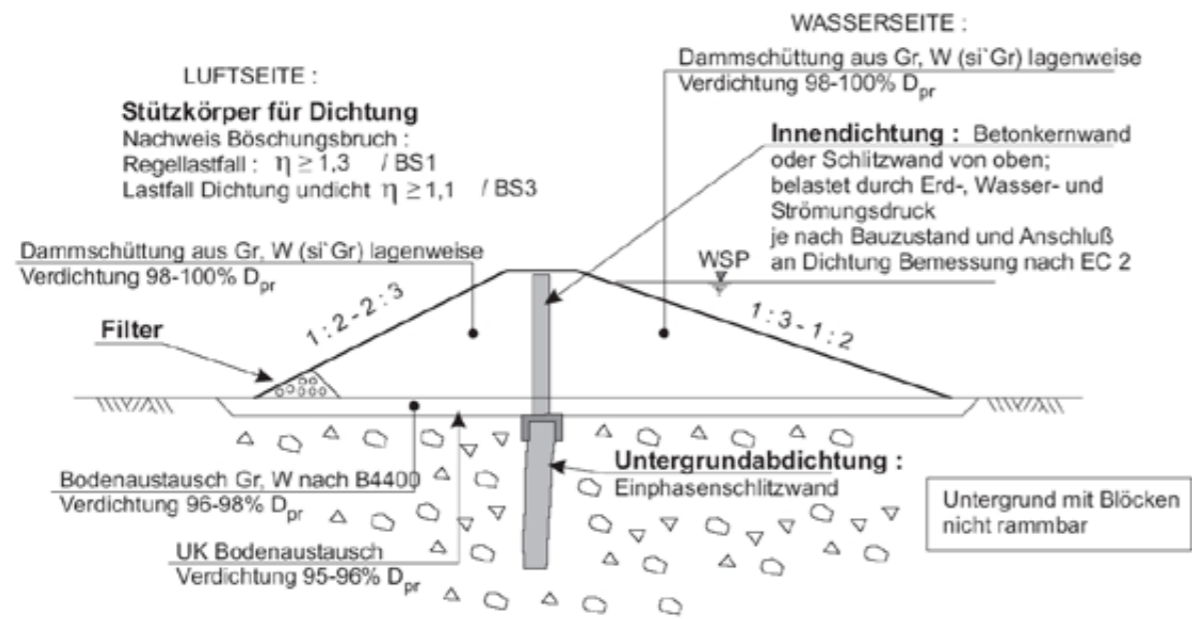


Abbildung 25 Damm mit Innendichtung in Form eines Betonkerns und als Untergrundabdichtung eine Einphasenschlitzwand

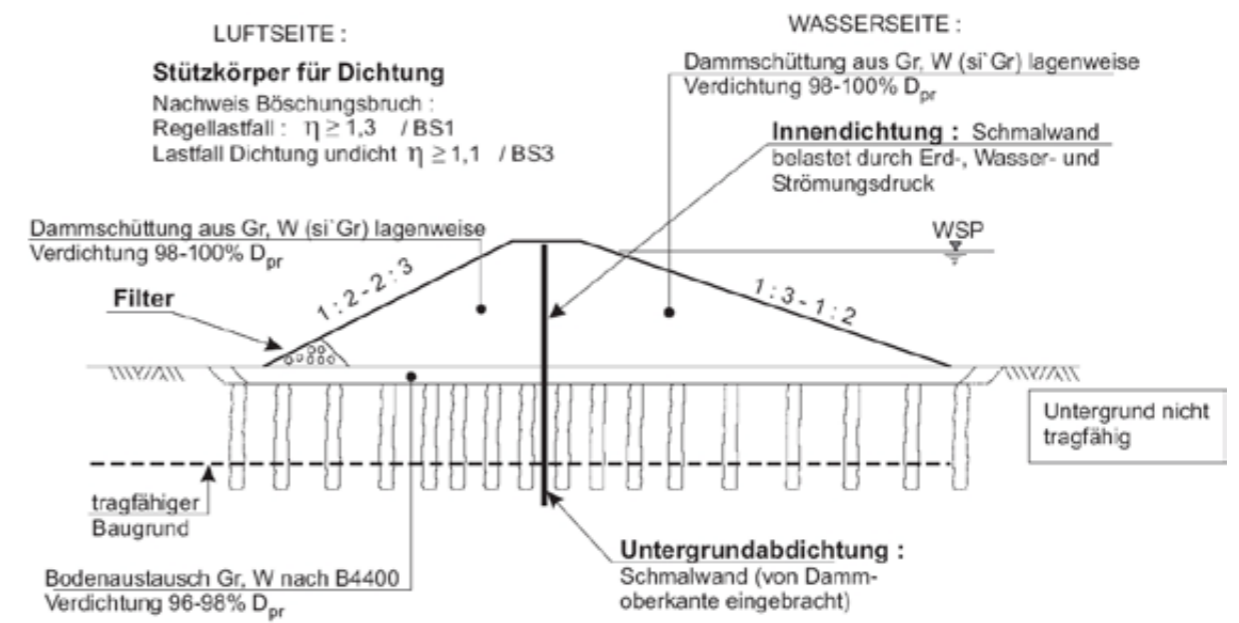


Abbildung 27 Damm auf nicht tragfähigem Untergrund mit Innen- und Untergrundabdichtung mittels Schmalwand

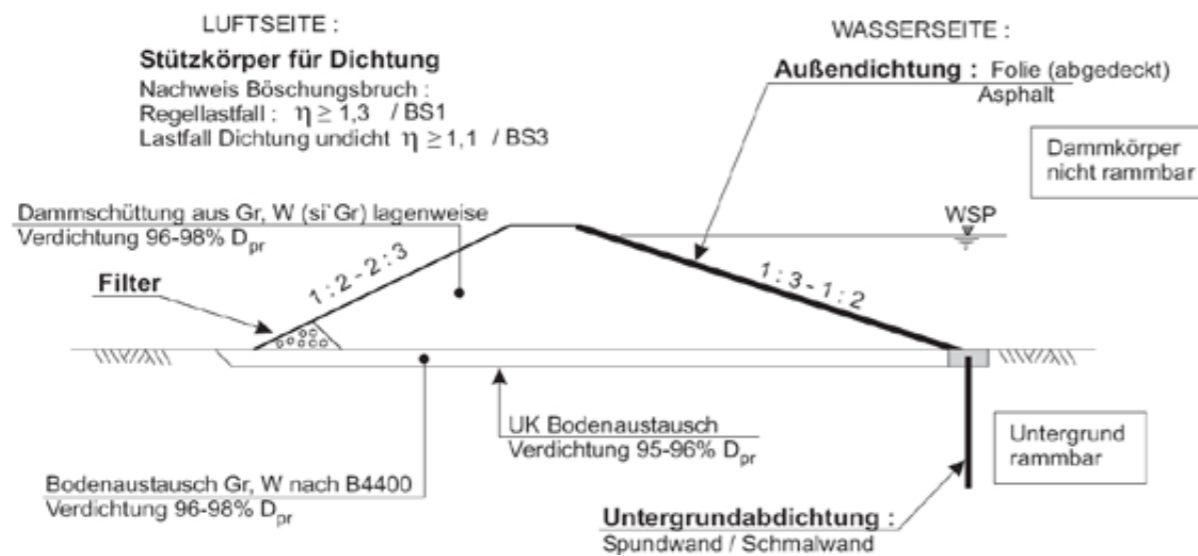


Abbildung 26 Damm mit Oberflächenabdichtung (Folie/ Asphalt) und Untergrundabdichtung mit Spundwand bzw. Schmalwand wasserseitig

9.5 Sperren in Beton und Stahlbeton

Im Folgenden werden nur die im Bereich des Hochwasserrückhalts verwendeten statischen Systeme für Sperrenbauwerke im Überblick vorgestellt. Im Übrigen wird auf die maßgeblichen Normen der Wildbachverbauung (ONR 24000:2008, ONR 24802:2011) und die einschlägige Literatur (z.B.: Bergmeister et al., 2009 [34.]) verwiesen.

Bei der Konstruktion und Bemessung von Sperren als Abschlussbauwerk von Hochwasserrückhaltebecken sind folgende Kriterien zu berücksichtigen:

- Beschaffenheit des Untergrundes und der Einhänge
- Sperrenhöhe bzw. Bemessungswasserspiegel
- Statische Belastungszustände (Eigen-, Auf- und Verkehrslasten) und in Sonderfällen Erdbebenlasten
- Wasserdruck bei den verschiedenen Bemessungswasserspiegellagen
- Hochwasserentlastung
- Vorfeldd Sicherung

Bei Hochwasserrückhaltebecken kommen als Bautyp Gewichts- oder Gewölbesperren sowie Winkelstützmauern zum Einsatz.

9.5.1 Gewichtsmauer

Die in den 1970er- bis Anfang der 1990er-Jahre errichteten Abschlussbauwerke bei Hochwasserrückhaltebecken wurden als Gewichtsmauern (Schwergewichtsmauern) ausgeführt.

Gemäß ONR 24800:2008 ist die *Gewichtsmauer* ein Bauwerk aus Beton oder Mauerwerk, dessen Stützwirkung ausschließlich durch die Schwerkraft erfolgt.

Eine spezielle Bautype wurde im Waisenbach in Birkfeld bei einer über 20 m hohen Schwergewichtsmauer umgesetzt. Dabei wurde in eine 1 m starke, bewehrte Außenhülle („harte Schale“) aus Beton ein unbewehrter B 0 („weicher Kern“) eingebracht. Als B 0 diente schottriges, lehmiges Aushubmaterial, welches mit einem Bagger vor Ort mit Zement und Wasser vermischt und lagenweise verdichtet eingebaut wurde. Der Vorteil lag neben der massiven Kosteneinsparung für den selbst hergestellten Beton der Güte B 0, für welchen kein Festigkeitsnachweis erforderlich ist, u.a. in der Verwertung des ansonsten teuer abzutransportierenden Aushubmaterials.

Das Auffüllen derartiger Außenhüllen größerer Höhe ist durch reines Aushubmaterial infolge des dabei entstehenden Erddruckes auf die wasserseitige vertikale Mauer ohne kostenintensive zusätzliche ausgleichende Maßnahmen nicht möglich.

9.5.2 Gewölbesperre (Bogensperre)

Gemäß ONR 24800:2008 ist eine *Gewölbesperre* oder *Bogensperre* gegen die Fließrichtung im Grundriss gewölbtes Tragwerk, das durch die Aktivierung der Bogenwirkung die Lasten in die Talflanken abträgt.

Gewölbesperren werden in engen Talquerschnitten mit standfesten und dichten Flanken ausgebildet (Felsprofile eignen sich hervorragend). Der Untergrunderkundung ist hier besonderer Wert beizumessen. Die Errichtung erfolgt in Blöcken, die zur Erreichung der Gewölbewirkung verpresst werden.

9.5.3 Winkelstützmauer und Hybridmauer

Die im letzten Jahrzehnt errichteten Abschlussbauwerke in Sperrenform sind nahezu ausschließlich *Winkelstützmauern* oder *Hybridmauern*, die sich durch schlanke Querschnitte auszeichnen.

Gemäß ONR 24800:2008 ist eine Winkelstützmauer ein ebenes Flächentragwerk aus Stahlbeton, das sich aus einer vertikalen und einer horizontalen Platte zusammensetzen und in dem die Einwirkungen hauptsächlich zur Sohle hin abgetragen werden. Winkelstützmauern können zusätzlich durch Querrippen ausgesteift sein. Fallweise werden auch Hybridmauern errichtet, das sind Tragwerke aus Stahlbeton, die hinsichtlich der Abtragung der Lasten in den Untergrund eine Übergangsform zwischen der Gewichtsmauer, der Winkelstützmauer und der reinen Plattensperre darstellen.

Ein Vorteil von Winkelstützmauern ist die große Aufstandsfläche der Bodenplatte, die eine deutlich geringere Bodenpressung bedingt als bei Gewichtssperren. Daher ist ein Einsatz auch bei Böden mit geringeren Tragfähigkeiten möglich.

Aus landschaftsästhetischen Gründen werden die Bauwerke zum überwiegenden Teil mit Aushubmaterial wasser- und speziell luftseitig eingeschüttet.

9.5.4 Kombinierte Bauwerke

Bei den *kombinierten Bauwerken* werden der Mittelteil in Sperrenform und die beidseitigen Einbindungen als Damm (meist mit Innendichtung) ausgeführt.

Das Mittelbauwerk wird oft als Winkelstützmauer errichtet, die wasserseitig die Rechenkonstruktion trägt und luftseitig Vorfelddwangen zur seitlichen Abstützung der Dammschüttungen besitzt. In einigen Fällen werden sogenannte „Trogsperrern“ errichtet, bei denen die seitliche Rechenkonstruktion und die Vorfelddwangen nahtlos ineinander übergehen („H-Form“ des Bauwerkes).

Bei seitlichen Dammkonstruktionen mit Innendichtungen werden diese bis an den Mittelteil herangeführt oder an den Mittelteil anschließend Flügel in Stahlbeton errichtet, um die Sickerwege zu verlängern und bessere Verzahnung zwischen Mittelteil und Flügel zu erreichen.

Der Vorteil derartiger Bauwerke liegt in einem kurzen Grundablass und in einer einfach zu errichtenden Hochwasserentlastung samt Tosbecken bzw. Vorfeldd Sicherung.

9.6 Betriebseinrichtungen

9.6.1 Allgemeines

Zu den Betriebseinrichtungen eines Hochwasserrückhaltebeckens zählen folgende Anlageteile:

- Grundablass (Durchlass und Auslässe)
- Hochwasserentlastung
- Energieumwandlungsanlage (Tosbecken)
- Bypass
- Grob- und Feinrechen
- (ggf.) Messeinrichtungen (Pegel, Sonden, Vorwarnrichtung, etc.)
- (ggf.) Steuerungen
- Zufahrts- und Versorgungswege

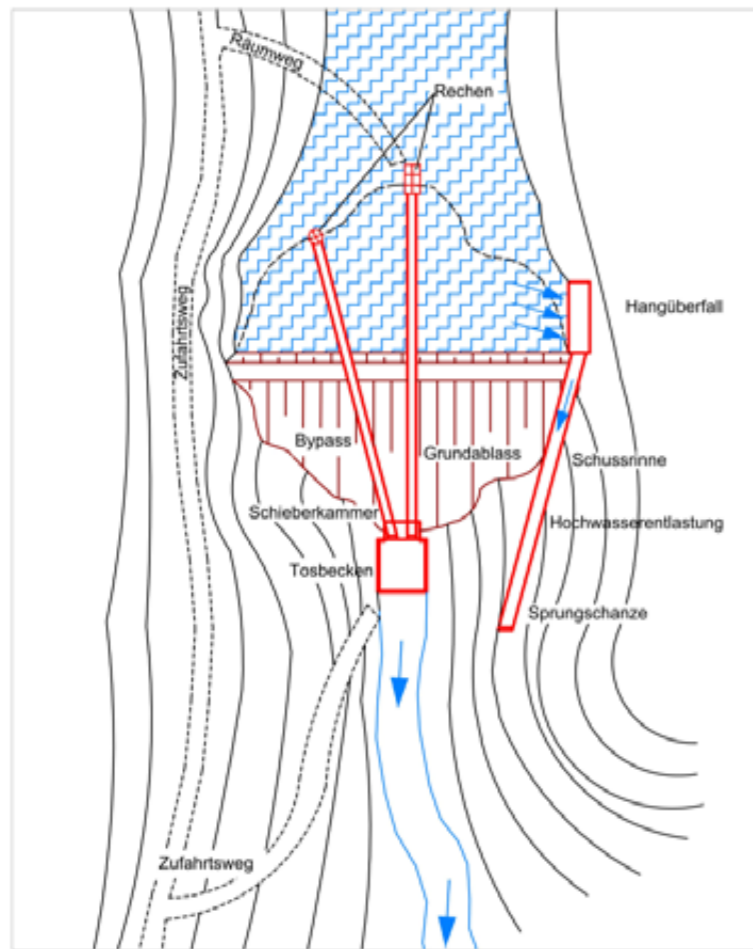


Abbildung 28
Eingestauter HWRHB-Damm mit
Hangentlastung (nach Amt der
Stmk. Landesregierung, 1992
[18.]

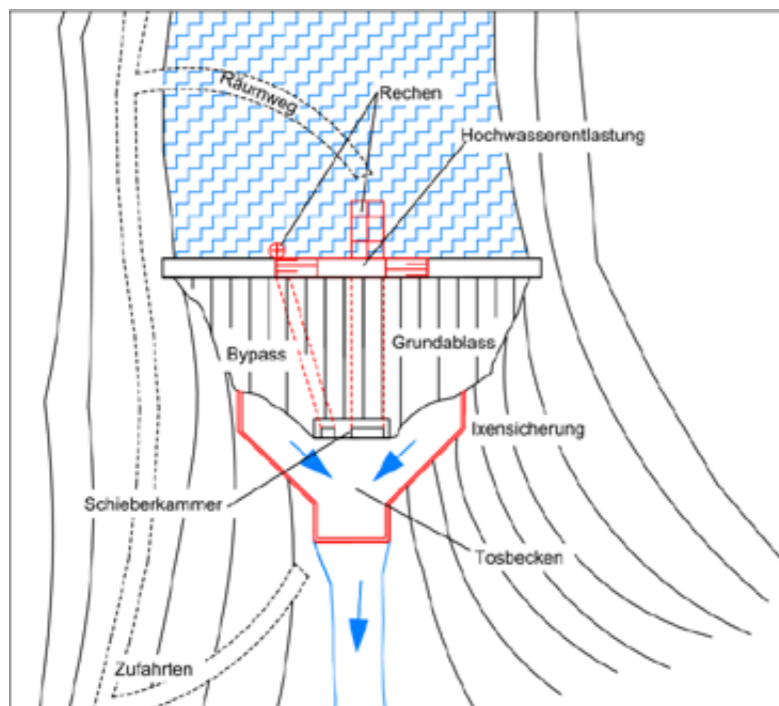


Abbildung 29
Eingestaute
Schwergewichtsmauer mit
Kronenüberfall Hangentlastung
(nach Amt der Stmk.
Landesregierung, 1992 [18.]

9.6.2 Grundablass

Grundablässe sind Öffnungen der Absperrbauwerke im Bereich des Gerinnes. Bis zu einer gewissen, noch für den Unterlauf schadlos abführbaren Abflussmenge ermöglichen sie dem Gerinne das ungehinderte Abfließen. Wird die kritische Ausbauwassermenge des Unterlaufes und somit des Grundablasses überschritten, so führt dies zum Rückstau und zur Retention im Becken.

Der Grundablass kann als Herzstück der Hochwasserrückhaltebeckenanlage bezeichnet werden. Ist die Funktionsfähigkeit des Grundablasses (auch nur) teilweise eingeschränkt, so ist die Funktionsfähigkeit (Gebrauchstauglichkeit) des gesamten Bauwerkes beeinträchtigt.

Folgende Bauteile zählen zum im weiteren Sinne Grundablass:

- Öffnung im Absperrbauwerk (eigentlicher Grundablass)
- Rechen
- Einlaufbauwerk
- Abflussstollen oder -leitung
- Regelorgane/Drosseln
- Auslaufbauwerk
- Energieumwandlungsbereich

Zu den wesentlichen Risikofaktoren für die Funktionsfähigkeit des Grundablasses zählen:

- Verklausen durch Wildholz
- Verlandungen
- Versagen gesteuerter Grundablässe im Ereignisfall
- bei Dammbauwerken: Erosionen entlang des Grundablasses
- Kavitationen beim Durchfluss
- Rückstau vom Unterwasser her

Grundablässe sollen jedenfalls räum- und begehrbar ausgestattet sein. Des Weiteren sollen sie auch das Bauhochwasser während der Bauphase schadlos abführen können. Empfehlenswert ist die Möglichkeit der Räumung auch bei Teilstau.

Daraus ergibt sich, dass Grundablässe grundsätzlich größer – als hydraulisch erforderlich – auszugestaltet sind (Überdimensionierung). Der hydraulisch erforderliche Querschnitt wird durch den Einbau entsprechender (un-)gesteuerter Drosseln erreicht. Dabei können Drosseln am Anfang, innerhalb und am Ende des Durchlasses situiert werden.

9.6.2.1 Rechen

9.6.2.1.1 Allgemeines

Die Funktionsfähigkeit des Grundablasses ist besonders durch Verklausung durch Wildholz und/oder Geschiebe gefährdet.

Die Art und der Umfang von Maßnahmen gegen Wildholz und Geschiebe werden von folgenden Faktoren bestimmt:

- *Einzugsgebiet:* Größe des Einzugsgebietes, Wildholzanfall, Geschiebeanfall, Rutschungsanfälligkeit, Stumme Zeugen, HQ100-Transportkapazität, anthropogene Einflüsse (wie Holzlager, Siloballen) in Überflutungsbereiche
- *Bauwerk und die Bauwerksöffnungen sowie Steuerungen:* Größe der Öffnungen, Lage der Öffnungen, Länge, Größe und Form der Durchlässe, Empfindlichkeit der Drosseln/Steuerungen gegenüber Wildholz
- *Gefahrenpotenzial für die Unterlieger:* Auswirkungen eines möglichen Versagens infolge Verklausen/Versagen der Steuerungseinrichtungen

Somit ist jedenfalls unmittelbar am Einlaufbauwerk des Grundablasses ein Wildholzrechen vorzusehen. Ein weiterer gröberer Wildholzrechen, welcher meist mit einer Geschieberückhaltesperre zu kombinieren ist, ist an der Stauwurzel des HWRHB vorzusehen. Um die Funktionsfähigkeit der Hochwasserdosiersperre zu erhöhen, wird empfohlen, im Einzugsgebiet oberhalb des HWRHB bekannte Geschiebeherde zu sichern und geschiebepotente Zubringer durch Geschieberückhaltesperren zu fassen.

Folgende Rechenformen kommen im Bereich von HWRHB in Wildbacheinzugsgebieten zum Einsatz:

- Tauchwand/Tauchrechen
- Rechen an der Stauwurzel
- Rechen am Absperrbauwerk (Grundablass)
- Rechen am Einlauf in den Bypass

9.6.2.1.2 Tauchwand / Tauchrechen

Bei Hochwasserrückhaltebecken mit Grundsee kann das Einlaufbauwerk des Grundablasses mit einer Tauchwand oder einem Tauchrechen wirksam vor Treibgut geschützt werden. Tauchwände haben in Wildbächen eine beschränkte Einsatzmöglichkeit, weisen jedoch höhere Sicherheiten als klassische Rechen auf.

9.6.2.1.3 Rechen an der Stauwurzel

Der Rechen an der Stauwurzel ist vorzugsweise als grober Wildholz- und Geschieberechen zu konzipieren. Es kommen vertikale und schräge Rechenkonstruktionen zum Einsatz.

Der Rückhalteraum ist auf das Volumen des gesamten zu erwartenden Geschiebes auszulegen. Nur mehr mit Sicherheit durch den Grundablass transportierbare Holzteile und feines Geschiebe dürfen diese Vorsperre passieren. Der Rechen ist so zu situieren, dass es bei einem Vollstau des HWRHB zu keinem Einstau des Rechens und somit zu keinem Aufschwimmen des Wildholzes über den Rechen (und somit in den Rückhalteraum des HWRHBs selbst) kommen kann.

Der Rechen ist räumbar (Räumzufahrt) auszuführen. Bei großen Einzugsgebieten werden Geschieberückhaltesperren mit einem Rechen im Abflussbereich errichtet.

9.6.2.1.4 Rechen am Bauwerk

9.6.2.1.5 Allgemeines

Rechen sind bei allen Öffnungen des Absperrbauwerkes (Grundablass inkl. Drosselorgan, Bypass, ggf. Hochwasserentlastung), jedenfalls jedoch bei allen wasserführenden geschlossenen Querschnitten zur Erhöhung der Betriebssicherheit gegen Verklausen anzuordnen.

Je größer die Rechenoberfläche, desto geringer die Durchflussgeschwindigkeit des Wassers, desto geringer der Anpressdruck von Wildholz und desto geringer die Verklausungsanfälligkeit. Eine Vergrößerung der Rechenoberfläche kann bspw. durch die Ausführung des Rechens als Rechenkorb ermöglicht werden, welcher das Anströmen aus mehreren Richtungen erlaubt und über der Öffnung vertikal nach oben gezogen wird.

9.6.2.1.6 Anforderungen an die Konstruktion

Rechen zum Schutz des Grundablasses haben folgende konstruktive Anforderungen zu erfüllen:

- Möglichst große Oberfläche des Rechens (vielfaches des Querschnitts des Grundablasses), um Niveauunterschiede infolge Teilverklausung im Wasser bachauf- und -abwärts der

Rechenstäbe zu verhindern: Bei zu kleiner Oberfläche und Verklausung staut das Wasser bergseitig des Rechens auf. Dadurch entsteht ein hydraulischer Anpressdruck auf das Holz am Rechen, durch welchen ein druckloses Durchströmen des Rechens verhindert wird. In der Folge klemmt, presst und verkeilt sich das Holz, was zu einer weiteren Erhöhung der Verklausung führt.

- Durch die Anordnung eines Einlaufrechens vermindert sich der natürliche Geschiebetrieb infolge des Rückstaus, wodurch der Instandhaltungsaufwand (Räumungsaufwand) steigt. Folgende Gegenmaßnahmen werden empfohlen:
 - Herstellung eines Zwischenraums zwischen Sohle und Rechenunterkante, damit der kontinuierliche (Fein-)Geschiebetrieb gewährleistet ist: Die Rechenstäbe dürfen nicht bis in die Sohle reichen, um den Geschiebetrieb und das Durchströmen von Geschwemmsel und kleineren Holzfragmenten bei kleineren Hochwässern möglichst lange und ungehindert zu ermöglichen.
 - Herstellung des Rechens in geknickter Form und schräg angeordnete Rechenstäbe, um das Aufschwimmen von Treibholz zu ermöglichen: Erfahrungen zeigen, dass Flachrechen $< 30^\circ$ ein Aufschwimmen und Freihalten gewährleisten.
 - Nach oben hin werden die Rechenstäbe immer steiler geneigt.
 - Der oberste Teil des Rechens soll horizontal ausgeführt werden. Seine Länge (Tiefe) soll in etwa das 1,5- bis 2,0-fache der Höhe der Abflusssektion betragen, damit hier ggf. noch Wildholz abgelagert werden kann.

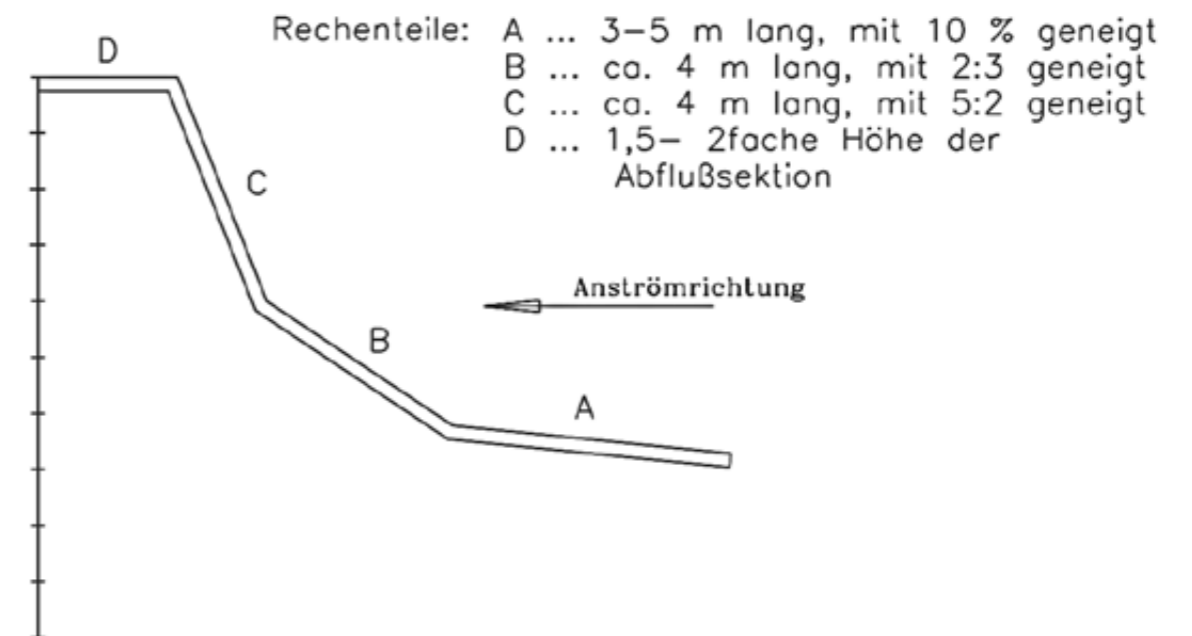


Abbildung 30 Optimierte Rechenkonstruktion bei HWRHB: gebrochener Rechen (nach [41.]

- Leichte Räumbarkeit des Bereiches zwischen Rechen und Grundablass für schweres Gerät (entfernbares Rechenwerk): Im unteren Bereich müssen somit Teile des Rechens entfernt werden können, um eine Räumung des Bereiches bis zum Grundablass und des Grundablasses selbst effizient/maschinell zu ermöglichen. Die Rechenteile im untersten Bereich sind somit – in Abhängigkeit von der Größe des Räumgerätes – in Einzelteile < 4 Tonnen zerlegbar und verschraubbar auszuführen.

- Leichte Räumbarkeit des Rechens, wenn möglich auch von der Krone des HWRHB während des Hochwasserereignisses
- Strömungsgünstige und verklauungsresistente Ausgestaltung der Rechenteile: abgerundete, geschlossene Formen der Stäbe durch Verwendung von Hohlprofilen oder Rohren

9.6.2.1.7 Wahl des Rechenabstandes

Die Wahl der Rechenabstände ist abhängig von

- vorgeschaltetem Rechen an der Stauwurzel
- erwartetem Wildholz (Art und Durchmesser)
- Größe des Grundablasses oder Bypasses
- hydraulischen Vorgaben
- Erhaltung der Durchgängigkeit für Kleingeschiebe

Der maximale Rechenabstand $d_{L,max}$ (in Abhängigkeit der kleinste Abmessung der Durchfluss- bzw. Drosselöffnung $d_{dr,min}$) kann nach folgender Gleichung bemessen werden:

$$d_{L,max} = \frac{d_{dr,min}}{2} \quad (13)$$

Kann die Geschiebe- und Wildholzfracht nicht an der Stauwurzel zurückgehalten werden, so muss sie im Rückhalteraum zwischengespeichert werden. Um dieses Volumen muss das Beckenvolumen erhöht werden. Des Weiteren soll in derartigen Fällen ein Rechen vor der Hochwasserentlastung umgesetzt werden.

9.6.2.2 Einlaufbauwerk

Wesentlich ist eine Ausführung des *Einlaufbauwerks* mit geringem Verklauungsrisiko. Durch Vermeidung scharfer Kanten sollen Einlaufverluste möglichst klein gehalten werden. Ideal sind trichterförmige Einlässe mit gebrochenen oder gerundeten Kanten. Dadurch entstehende positive Düseneffekte führen dazu, dass mitschwimmende (Holz-)Teile in Fließrichtung ausgerichtet und somit weitgehend verklauungsfrei abgeführt werden können.

Einlaufbauwerke sind mit Rechen, welche gegen Verklauung wirken, zu kombinieren.

9.6.2.3 Abflusstollen oder -leitung

Abflusstollen sind begeh- bzw. beschlif- und räumbar zu gestalten. Minstdurchmesser für Beschließbarkeit 80–100 cm, für Begehbarkeit 1,8 m Höhe.

Die Stollen sind gegen folgende Risikofaktoren zu sichern:

- Verklauung
- Abrasion
- Setzung
- Biegung
- Auftrieb
- Verformung
- Undichtheit
- Wasserwegigkeit

Wesentlich ist die (wasser-)dichte Anbindung des Stollens an das Bauwerk. Insbesondere bei Dammbauwerken ohne Kern muss hier besondere Sorgfalt aufgewandt werden, um Wassergängigkeiten und Sickerwege entlang der Außenseite des Grundablasses mit Sicherheit ausschließen zu können. Hierzu können beispielsweise Querriegel/Betonmanschetten eingebaut

werden. Eine Verbesserung der Betriebssicherheiten kann auch durch den Einbau zusätzlicher Drainagen im Endbereich des kritischen Sickerweges erreicht werden.

Die Sicherung gegen Wasserwegigkeit erfolgt am besten durch ausreichende Fundierung und die Verlängerung der Sickerwege entlang der Außenseite des Grundablasses, beispielsweise durch Sporne, Schwellen und Wände wie Manschetten Schikanen oder Krägen.

Bei Dammbauwerken ist zu verhindern, dass es infolge von Unterschieden bei der Setzung und Auflast zu Rissen im Abflusstollen kommt. Bzgl. Dammsetzungen wirken runde Grundablässe besser als Rechteckquerschnitte mit waagrechten Decken. Der Nachteil des Kreisprofils ist die schlechte Verdichtbarkeit des Dammmaterials in der unteren Rohrhälfte (Wasserwegigkeit). Empfohlen wird deshalb, die im Dammbauwerk liegenden, vertikalen äußeren Betonwände schräg mit einem geringen Anzug zum Schüttmaterial hin auszuführen. Bei nachträglichen Setzungen können so Fugen zwischen Dammmaterial und Betonwand verhindert werden.

Je nach Bautyp des Absperrbauwerks (siehe Abschnitt 9.5) weisen die Abflusstollen unterschiedliche Längen auf. Lange Stollen (> 50 m) werden infolge mangelnder Belichtung des Gewässers aus ökologischer Sicht (Kapitel 11) meist negativ beurteilt. Auch wurde festgestellt, dass erfolgreiche Passagen durch Forellen bei über 50 m langen Durchlässen signifikant abnehmen. Zur Kompensation werden hier oft Lichtschächte/-schlitze verwendet.

Die Sohle soll möglichst strukturiert und mit natürlichem Sohls substrat ausgeführt sein. Dies kann insbesondere durch den Einbau von halbseitig angeordneten, pendelnden Querriegeln oder Borstenelementen erreicht werden.

Folgende Bautypen kommen für Abflusstollen in Frage:

- *Rohrdurchlässe; Kreis- oder Maulprofil:* Rohrdurchlässe stellen die kostengünstigere Variante dar. Problematisch sind jedoch die Ausgestaltung einer naturnahen breiten Sohle und die maschinelle Räumbarkeit. Teurere Maulprofile sind somit besser geeignet.
- *Schacht-/Rechteckdurchlässe:* Diese Bautype ist schalungstechnisch einfach herzustellen. Es können auch Betonfertigteile eingesetzt werden. Die Bautype ermöglicht eine gewässerangepasste, breite Sohlausführung. Die maschinelle Räumbarkeit ist vorzusehen.
- *Kombinierte Bauwerke:* Grundablässe und Bypässe können miteinander kombiniert werden. Hier ist besonders auf die Funktionssicherheit (Verklauung, Verlandung, Überlastfall, hydraulische Optimierung etc.) Bedacht zu nehmen.
- *Mönchartige Bauwerke:* Diese Bautypen werden speziell bei Anlagen mit Grundsee eingesetzt. Besonders zu berücksichtigen ist der hydraulische Übergang vom drucklosen Abfluss zum Abfluss unter Druck. Weiteres ist eine ausreichende Be- und Entlüftung vorzusehen.

9.6.2.4 Regelorgane/Drosseln (gesteuert oder ungesteuert)

9.6.2.4.1 Allgemeines

Drosseln dienen dazu, den meist größer gehaltenen Querschnitt des Grundablasses (Begehbarkeit, Räumbarkeit, Abführen des Bauhochwassers) auf den erforderlichen hydraulischen Querschnitt zu reduzieren.

Ein weiterer Vorteil der Anordnung einer Drossel ist die relativ einfache Möglichkeit der Nachjustierung des Abflussquerschnitts des Grundablasses. (Der Abflussquerschnitt darf nur im Rahmen eines wasserrechtlichen Verfahrens verändert werden!).

Bachabwärts der Drossel soll ein (druckloser) Freispiegelabfluss mit ausreichendem Freibord (Wellenschlag, Deckwalze) möglich sein. Gegebenenfalls sind separate Belüftungen unmittelbar hinter dem Verschluss erforderlich, um Kavitationserscheinungen zu verhindern. (Perz et al., 2009 [14.]

9.6.2.4.2 Anordnung der Drosseln/Verschlüsse

Durch Drosseln wird die Abgabewassermenge von Hochwasserrückhaltebecken (entsprechend den Festlegungen des Wasserrechtsbescheides) fixiert.

Es wird zwischen

- festen/fixen und
- beweglichen

Drosseln unterschieden.

Um Missbrauch zu verhindern, ist die Fixierung der beweglichen Drossel absperrbar auszuführen.

Folgende Anordnungen von Drosseln sind möglich:

- *Drossel am bachaufwärtigen Ende des Grundablasses:* „Klassischer“ Fall. Der Vorteil liegt in der einfacheren Räumbarkeit (Entfernbarkeit) von Verklausungen oder Anlandungen, ein Nachteil ist, dass die Drossel ein zusätzliches Hindernis im Einlaufbereich darstellt.
- *Drossel innerhalb des Grundablasses:* Problematisch bei dieser Bautype ist die Räumbarkeit bei Verlandung infolge Verklausung. Das Material muss aus dem Grundablass geräumt werden. Es kann die Anordnung eines Zugangsschachtes erforderlich sein. In Teilen des Grundablasses erfolgt der Abfluss unter Druck, daher ist eine Dichtheitsprüfung erforderlich.
- *Drossel am bachabwärtigen Ende des Grundablasses:* Problematisch bei dieser Bautype ist die Räumbarkeit bei Verlandung infolge Verklausung. Das Material muss aus dem Grundablass geräumt werden. Es kann die Anordnung eines Zugangsschachtes erforderlich sein. In Teilen des Grundablasses erfolgt der Abfluss unter Druck, daher ist eine Dichtheitsprüfung erforderlich. Ein Vorteil ist die einfache, direkte Möglichkeit der Manipulation oder des Entfernens der Drossel bei Einstau.

9.6.2.4.3 Arten von Regelorganen

Folgende Möglichkeiten zur Regelung/Steuerung des Durchflusses durch den Grundablass bestehen:

- Dammbalken (robust, starr – für ungesteuerte Becken)
- Gleitschütz (einfach u. kostengünstig)
- Rollschütz (geringerer Bewegungswiderstand durch bessere/teurere Lagerung)
- Kugelschieber (Hahn)
- Segmentverschluss
- Drosselklappe
- Ringschieber
- Kegelstrahlschieber
- Wirbeldrossel

Folgende Möglichkeiten des Antriebes von Regelantrieben sind möglich:

- manuell
- mechanisch
- pneumatisch
- hydraulisch
- elektromechanisch
- kombiniert

Regelorgane können energieautark (z.B. gesteuert über Schwimmer durch steigenden Wasserstand) oder mit Fremdenergie angetrieben werden. Der gesicherte Antrieb für solche Steuerungen ist auch im Katastrophenfall durch Notstromaggregate sicherzustellen.

Details der Regelung oder Steuerung von Hochwasserrückhaltebecken finden sich in Abschnitt 9.6.8.

9.6.3 Auslaufbauwerk

Das *Auslaufbauwerk* bildet den Abschluss des Hochwasserrückhaltebeckens und kann gleichzeitig das Regelorgan bzw. die Drossel und die Energieumwandlungsanlage beinhalten.

Bei der hydraulischen Dimensionierung soll auf einen drucklosen Freispiegelabfluss ohne Rückstau vom Unterwasser her dimensioniert werden. Das Auslaufbauwerk soll mit einer Zufahrt ausgestattet sein. Dadurch können Wartung, Räumungen und Sanierungen einfacher durchgeführt werden.

9.6.4 Hochwasserentlastung

9.6.4.1 Allgemeines

Die *Hochwasserentlastung* dient der Standsicherheit der Rückhalteanlage im Überlastfall oder Katastrophenfall. Dieser tritt bei einem Ereignis größer als dem Bemessungsereignis für den gewöhnlichen Rückhalteraum ein. In diesem Fall wird das Hochwasser geregelt und konzentriert über das Hochwasserentlastungsbauwerk (Dammscharte, Mauer mit Überfallssektion etc.) abgeleitet und gefährdet nicht die Standsicherheit des gesamten Absperrbauwerks.

Gründe für das Anspringen der Hochwasserentlastung können sein:

- (teil-)verklauter Grundablass
- Ereignis größer als Bemessungsereignis
- Hochwasserwelle trifft auf vorgefülltes Becken

Dabei kann der Abfluss über (Regelfall), um oder durch das Bauwerk erfolgen. Die möglichen Arten von Hochwasserentlastungen sind Abbildung 31 zu entnehmen.

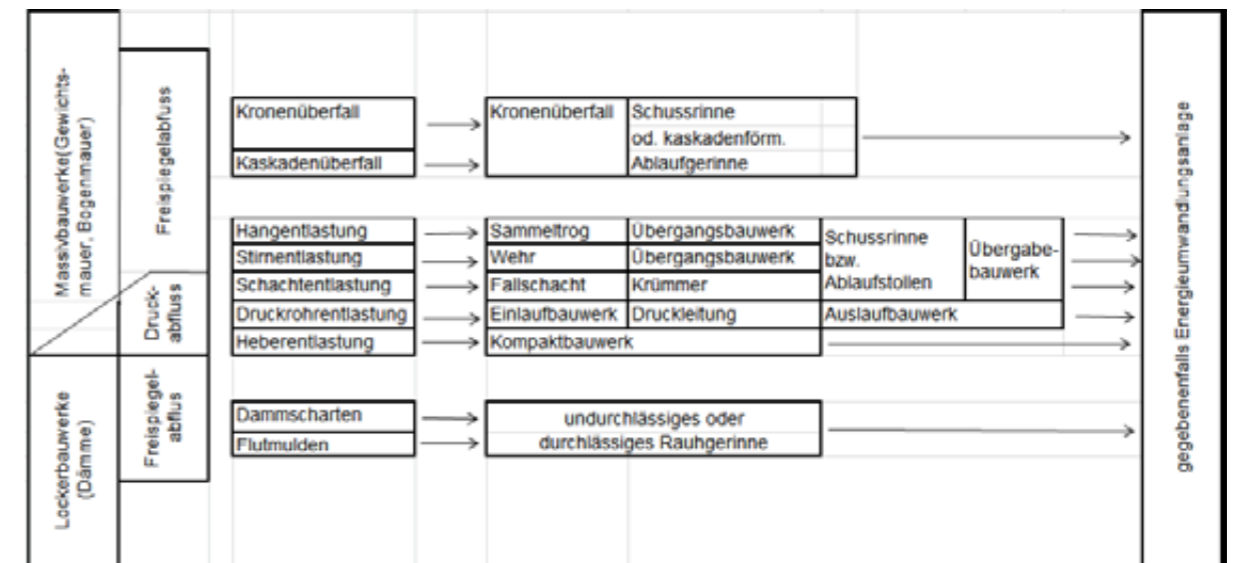


Abbildung 31 Arten der Hochwasserentlastungen bei Dämmen und Mauern (Amt der Stmk. Landesregierung, 1992 [18.])

Hochwasserentlastungsanlagen bestehen aus einem Einlaufbauwerk (z.B. Dammscharte), einem Ableitungsbauwerk (z.B. Schussrinne) und einem Auslaufbauwerk (z.B. Tosbecken) für die Energieumwandlung. Wird die Schussrinne rau gestaltet, so kann diese ebenfalls energieumwandelnd wirken.

Im Betriebsfall weisen die Entlastungen schießenden Abfluss auf, wobei durch stetige Aufnahme von Luft ein Wasser-Luft-Gemisch entstehen kann. Eine entsprechende technische Sicherung aller Anlagenteile der Entlastung ist unbedingt erforderlich.

Die Teile der Entlastung werden bei Dammbauwerken in der Regel – oberhalb der Sicherung – humusiert und begrünt, wodurch eine optische Einbindung in die Landschaft gefördert wird.

Bei Extremereignissen in Wildbacheinzugsgebieten ist – in Abhängigkeit von den installierten Rechen und Wildholzfiltern – in den Randbereichen der Hochwasserentlastungsanlage mit einer Teilverlegung durch Wildholz zu rechnen. Aus diesem Grund wird empfohlen, die seitlichen Bereiche bei der Ermittlung der hydraulischen Förderfähigkeit der HW-Entlastung nur bedingt zu berücksichtigen.

Hochwasserentlastungen werden unterschieden nach:

- hydraulisch überlastbar
- hydraulisch nicht überlastbar

Bei *hydraulisch überlastbaren* Entlastungen erfolgt der Abfluss immer als Freispiegelabfluss bzw. vollkommener Überfall, d.h. je größer die Überfallshöhe desto höher die Förderfähigkeit der Entlastung. Der Abfluss hängt vom Wasserspiegel, von der Überfallslänge und der Form der Entlastung ab. Im Gegensatz dazu nimmt die Förderfähigkeit bei *hydraulisch nicht überlastbaren* Anlagen (z.B. Hangentlastungen oder Schachtentlastungen) bei zunehmendem Hochwasserzufluss und steigendem Wasserstand nur in sehr geringem Umfang zu. Bei Wildbächen werden aus sicherheitstechnischen Überlegungen nur hydraulisch überlastbare Entlastungen empfohlen.

Hochwasserentlastungen können auch bewegliche Verschlüsse aufweisen (Laufkraftwerke). Diese sind im Wildbachbereich jedoch infolge möglicher Anfälligkeiten ungeeignet.

Aus Sicherheitsgründen sind bei Hochwasserentlastungsanlagen meist *Absturzsicherungen* wie Zäune oder Geländer anzubringen. Diese dürfen jedoch den ggf. möglichen Wildholztrieb nicht beeinträchtigen.

9.6.4.2 Hochwasserentlastungen bei Dämmen

Bei Dämmen ist die Hochwasserentlastung ausreichend groß und sicher gegen Erosion und Setzungsbewegungen auszuführen. Folgende Ausführungen sind möglich:

- Dammscharten oder Flutmulden, Seitenentlastung
- Stirnentlastungen
- Hangentlastungen
- Schachtentlastungen
- Druckrohrentlastungen

Dammscharten oder *Flutmulden* sind hydraulisch überlastbar (Freispiegelabfluss) und bevorzugt für Stauanlagen mit geringen Dammhöhen und kleinen Bemessungsabflüssen geeignet. Das Hochwasser wird dabei entweder direkt über eine befestigte Rinne im Dammkörper oder über eine im Dammkörper angelegte Flutmulde (*Seitenentlastung*) entlang eines umgehenden Nebengerinnes bzw. eines Stollen ins Unterwasser oder in ein Nachbargerinne geführt. Dammscharten werden als Betongerinne oder Blocksteingerinne mit oder ohne Beton ausgeführt. Die Aufgabe dieser Raubettgerinne ist die Energieumwandlung die in einem Tosbecken oder einer Sprungschanze abgeschlossen werden kann. Bei Planung und Bauausführung ist besonderer Wert auf die Stabilität und Dichtheit des Gerinnes gegenüber Setzungen und Ausschwemmungen zu legen. Herdmauern verlängern den Sickerweg und sind in solchen Fällen oft hilfreich.

Bei kleinen Dammhöhen kann das Hochwasser über *Stirnentlastungen* direkt in den Vorfluter eingeleitet werden. Dabei treten hohe Fließgeschwindigkeiten im Bereich des Freispiegelstollens bzw. der Schussrinne auf. Asymmetrien, Richtungsänderungen und ein sich ablösender Strahl sind bei schießendem Abfluss besonders problematisch und zu verhindern. Als günstig haben sich eine trichterförmige Verjüngung der Abflussbreite und eine eventuelle Belüftung des Strahls erwiesen.

Bei ausreichender Stabilität des Hanges haben *Hangentlastungen* den Vorteil, dass sie von Setzungs- und Dichtungsproblemen des Dammes nicht berührt werden. Nachteile sind die große räumliche Umlenkung der Strömung und die meist wechselnden Abflussverhältnisse. Deshalb hat sich die Errichtung von Sammeltrögen, die das seitlich überströmende Wasser sammeln und konzentriert über ein Übergangsbauwerk schießend in die Schussrinne und weiteres in die Energieumwandlungseinrichtung ableiten, als vorteilhaft erwiesen.

Schachtentlastungen werden nur bei kleineren Rückhaltebecken mit geringer Stauhöhe angewandt. Nach dem Schachtüberfall folgen ein Ablaufstollen und eine Energieumwandlung als Tosbecken, Toskammer oder Prallwand. Die Schächte sind infolge des geschlossenen Querschnittes sehr empfindlich gegen Verklausungen. Problematisch ist die schwer hydraulisch dimensionierbare Abflusssituation im Schacht und an den Übergängen. Es besteht Kavitationsgefahr.

Druckrohrentlastungen werden nur in begründeten Ausnahmefällen angewandt. Komplex infolge der luft- oder wasserseitig angeordneten beweglichen Regelorgane und der starken Belastungen des Druckrohres.

9.6.4.3 Hochwasserentlastungen bei Betonsperren

Zur Hochwasserentlastung von Sperrenbauwerken sind auch einige der Bautypen aus Abschnitt 9.5.4 zu verwenden. Ergänzend dazu können folgende Bautypen eingesetzt werden:

- Freier Kronenüberfall
- Heberentlastungen

Der *freie Kronenüberfall* ist meist die geeignetste Variante. Überfall erfolgt mittig oder seitlich in eingeschnittenem Trapezprofil, selten über die gesamte Breite. Vorteile sind die Überlastbarkeit und weitgehende Verklausungssicherheit. Dennoch ist das Vorschalten von Wildholzrechen zu empfehlen. Angeströmte Flanken und Ixen sind zu sichern. Die Wasserweiterleitung erfolgt als frei fallender Wasserstrahl oder über eine ggf. seitlich begrenzte Schussrinne. Die Energieumwandlung erfolgt in der Regel in einem Tosbecken.

Der Einsatz von Heberentlastungen in Wildbacheinzugsgebieten ist infolge starker Anfälligkeit der meist kleinen Öffnungen gegen Verklausungen problematisch. Heber können an Rückhaltebecken mit Stauhöhen von max. 5 bis 10 m eingesetzt werden. Heber weisen ein starres, plötzlich anspringendes und somit teilweise problematisches Förderverhalten auf.

9.6.5 Energieumwandlungsanlagen

9.6.5.1 Allgemeines

Die Umwandlung der kinetischen Energie des Wassers beim Austritt aus Grundablässen, Hochwasserentlastungen und Bypässen ist über entsprechende bauliche Anlagen zu bewerkstelligen. Es ist zielführend eine für alle angeführten Anlagenteile gemeinsame Energieumwandlungsanlage zu errichten.

Mögliche Formen von Energieumwandlungsanlagen sind:

- Tosbecken mit Endschwelle (Regelfall)
- Raubettgerinne mit Erosionssicherung am Dammfuß
- Prallwand
- Sprungschanze
- Tosschacht
- Toskammer
- Störsteine/Bremshöcker

Es kann zwischen *ständig* und *nicht ständig* mit Wasser gefüllten Anlageteilen unterschieden werden.

Oft handelt es sich hierbei auch um konstruktive Elemente für die Standsicherheit des Absperrbauwerkes sowie der unmittelbar seitlichen Bereiche und Einhänge.

Das Vorfeld ist seitlich beispielsweise durch Pfeilermauern in Stahlbeton oder Steinschichtungen auf Beton und nach vorne mit einer Vor- bzw. Gegensperre zu sichern. Zusätzlich ist das Vorfeld mit Grobsteinen (meist in Beton und/oder miteinander verhängt) auszulegen, da im Bereich des Tosbeckens mit intensiven Energieumwandlungen zu rechnen ist.

Der *Energieumwandlungsbereich* ist klassischerweise als Tosbecken mit vorgeschalteter Sohlsicherung (Kolkenschutz) auszuführen. Auf die starke Belastung durch erhöhte Geschwindigkeiten und kanalisiertes Wasser (Grundablass, Bypass) unter Druck ist bei der massiven Ausführung besonders Wert zu legen. Der Energieumwandlungsbereich kann vorzugsweise auch gleichzeitig für die Bypässe und die Hochwasserentlastung als Auslaufbereich mit verwendet werden.

9.6.5.2 Tosbecken mit Endschwelle

Das Tosbecken mit Endschwelle ist die gebräuchlichste Form der Energieumwandlung und muss massiv ausgeführt werden.

Im Tosbecken soll der Wechselsprung vom schießenden zum strömenden Abfluss erfolgen. Die Dimensionierung der Endschwelle samt Tosbeckenberechnung kann nach einschlägigen Formeln erfolgen (siehe dazu Kapitel 7.9).

Es gibt zahlreiche Ausgestaltungsmöglichkeiten für Tosbecken. Häufig werden Tosbecken

- mit oder ohne Störkörper
- mit starken Eintiefungen
- mit ein- oder zweifacher Zahn- oder Grundschwelle als Abschluss und
- massiver Sohlsicherung

errichtet. Meist handelt es sich um ein reines Betonbauwerk oder um ein Bauwerk aus schwerer Grobsteinschichtung in Beton.

9.6.5.3 Raubettgerinne mit Erosionssicherung am Dammfuß

Raubettgerinne wirken nach dem Prinzip, dass durch eine extrem raue Ausbildung des Gerinnes, die Energie bereits beim Abfließen umgewandelt wird.

Diese Bautype ist nur bei geringen Höhen und Gefällen geeignet. Raubettgerinne sind jedoch eine gute Möglichkeit zur Reduktion der Energie des aus der Hochwasserentlastung abfließenden Wassers bei flachen Dammbauwerken. Ein hydraulischer Nachweis kann über „Abfluss in einer Schussrinne“ (Rössert [158]) erbracht werden. Im Bereich der Grenztiefe („kritischer Punkt“) reichert sich der Strahl mit Luft und schwillt stark an.

Eine kombinierte Einleitung von Hochwasserentlastung, Bypässen und Grundablass in ein Raubettgerinne ist nicht möglich, wodurch sich erhöhte Kosten für mehrere Energieumwandlungsanlagen ergeben.

9.6.6 Bypass (Beckenentleerung)

9.6.6.1 Allgemeines

Ein *Bypass* ist ein zusätzlicher Beckenauslass, welcher im Regelfall verschlossen ist und bei einem Stauereignis nur auf Anordnung bzw. lt. Beckenbuch von der Luftseite oder der Dammkrone aus

geöffnet werden kann. Aus Gründen der Betriebssicherheit schreibt die DIN 19700-12 bei mittleren und großen Becken einen Bypass im Verschlussbereich vor. Bypässe stellen somit eine notwendige Sicherheitseinrichtung von HWRHB dar.

Bypässe ermöglichen eine kontrollierte Entleerung des Beckens, falls der Grundablass verklaust ist. Bei verklaustem Grundablass und gefülltem Becken ist eine rasche Entleerung des Beckens meist nicht möglich. Durch die Anlage von Bypässen soll zumindest eine Teilentleerung des Beckens und somit eine Räumung des Grundablasses bzw. des Einlaufbauwerkes zum Grundablass ermöglicht werden. Somit sind sie auch als Sicherheitseinrichtung gegen eine sehr lange, außerplanmäßige Einstaudauer zu sehen.

9.6.6.2 Anforderungen an die Gestaltung des Bypasses

Wie beim Grundablass ist auch die größte Gefahr der Bypässe die Verklausung. Die Gefahr ist hier jedoch höher, da Bypassquerschnitte meist kleiner sind.

Folgende Maßnahmen sind erforderlich, um die Betriebssicherheit von Bypässen bei HWRHB der Wildbach- und Lawinenverbauung sicher zu stellen:

- Errichtung von Rechen mit besonderen Anforderungen im Einlaufbereich der Bypässe, wie z.B. möglichst große Rechenquerschnitte (siehe auch Kapitel 9.6.2.1)
- Zur Erhöhung der Verklausungssicherheit soll der Einlaufbereich des Bypasses trichterförmig und mit abgerundeten Kanten ausgeführt werden
- Der Bypass muss von einem sicheren Standort aus einfach und sicher bedienbar sein
- Einlauf in den Bypass ist so anzuordnen, dass er im Hochwasserfall nicht direkt angeströmt wird (seitliche Anordnung)

Wesentlich ist die (wasser-)dichte Anbindung des Bypasses an das Bauwerk. Insbesondere bei Dammbauwerken ohne Kern muss hier besondere Sorgfalt aufgewandt werden, um Wassergängigkeiten und Sickerwege entlang der Außenhaut der Leitungen mit Sicherheit ausschließen zu können (Schleichringe).

9.6.6.3 Anordnung des Bypasses

Je nach Größe des Hochwasserrückhaltebeckens sind ein bis mehrere Bypässe vorzugsweise in verschiedenen Höhen anzuordnen. Ziel ist es, nach Öffnen des (letzten) Bypasses den Grundablass bzw. den Rechen vor dem Grundablass wieder öffnen bzw. räumen zu können.

Bypässe dürfen jedoch auch nicht zu tief situiert sein, um ein Verlanden im Zuge des Einstaus zu verhindern.

Bypässe können auf mehrere Arten geführt werden, müssen jedoch immer mit einer Energieumwandlungsanlage abschließen, welche meist dieselbe wie für den Grundablass und die Hochwasserentlastung ist.

Folgende Arten der Bypassführung sind möglich:

- Der Bypass wird direkt und eigenständig von der Wasser- zur Luftseite geführt (Einzelbauwerk).
- Bypässe können direkt oder über Einleitungsstrecken in den Grundablass bachabwärts des Drosselorgans einmünden (Kombinierter Bypass)

Bypässe werden überwiegend als *Einzelbauwerk* ausgeführt. Vorteilhaft ist die Zugänglichkeit und somit erhöhte Betriebssicherheit des Verschlussorgans gegenüber kombinierten Bypässen. Nachteilig sind die höheren Kosten für die zusätzliche Leitungsführung und die druckdichte Ausführung.

Bei *kombinierten Bypässen* mündet dieser nach kurzer Strecke in den Grundablass ein. Der Verschluss des Bypasses wird meist von der Dammkrone aus bedient und ist somit aufgrund der langen Steuerungslänge versagensanfälliger. Möglich ist auch die direkte Erreichbarkeit des Verschlussorgans über einen Einstiegsschacht.

9.6.6.4 Hydraulische Anforderungen

Bypässe sind hydraulisch so zu dimensionieren, dass das Becken innerhalb einer festgesetzten Zeit entleert werden kann. Diese maximale Zeitspanne des Einstaus bis zur Entleerung ist von den Vorgaben des Sachverständigen für Geotechnik und konstruktiven Ingenieurbau abhängig und soll Schäden am Bauwerk oder im Stauraum verhindern. Dabei ist zu bedenken, dass neben einer Entleerung des Beckens selbst, zeitgleich auch die noch erhöhten Abflüsse als Folge des Ereignisses oder infolge Nachregens abzuführen sind.

Bei einem Öffnen des Bypasses darf keine Überlastung des Unterlaufes entstehen.

9.6.6.5 Einlauf in den Bypass; Rechen

Der Einlauf des Bypasses soll in einiger Entfernung zum Grundablass liegen, damit bei einer Verklausung des Grundablasses der Bypass nicht mit beeinträchtigt wird.

Bypässe sind außerdem mit einem Verklausungsschutz an der Wasserseite auszustatten. Vorgesetzte Tauchwände oder Tauchrechen scheinen hier am wirkungsvollsten. Rechen oder Gitter sollen möglichst große Stababstände und eine möglichst große Oberfläche aufweisen. Besonders zielführend ist ein trichterförmiger Einlaufbereich mit abgerundeten Kanten gegen Verklausungen und Einlaufverluste.

Einläufe von Bypässen können innerhalb (im Schutz) des Zentralrechens des Grundablasses errichtet werden. Dies ist jedoch nur bei ausreichend großem Grundrechen (von der Sohle bis zur Abflusssektion reichend) sinnvoll.

Ansonsten sind eigene Rechen am Einlauf in den Bypass anzuordnen. Die Rechenabstände dürfen keinesfalls zu eng gewählt werden, da es andernfalls bei einer Entleerung des gesamten Rückhaltevolumens zwangsweise zu einer Verlegung des Rechens kommen muss. Die Rechen sollten eine um ein Vielfaches größere Fläche als die Querschnittsfläche des Bypasses aufweisen.

9.6.6.6 Verschlussorgane des Bypasses

Verschlussorgane dienen der wasserdichten Abdeckung des Bypasses und der Öffnung bei einem Stauereignis, wenn eine Entleerung des Beckens durchgeführt werden soll.

Verschlussorgane können wasser- oder luftseitig sowie innerhalb des Bauwerkes liegen. Sie sind möglichst einfach, wartungsfrei und im Bemessungsfall einfach und sicher zugänglich bzw. bedienbar auszugestalten. Empfohlen wird eine direkte, sichere Erreichbarkeit des Verschlussorganes im Ereignisfall. Auf eine nachhaltige Sicherung gegen Unbefugte (Schloss) ist besonderer Wert zu legen.

Die *Verschlussorgane der Bypässe* stellen erfahrungsgemäß eine Schwachstelle dar: Ihre Funktionstüchtigkeit wird de facto nie unter Belastung geprüft, Rost und mangelnde Wartung können zu einem Versagen im Notfall führen.

9.6.7 Mess- und Warneinrichtungen

9.6.7.1 Allgemeines

Mess- und Warneinrichtungen zählen zu den Betriebs- und Sicherheitseinrichtungen von HWRHB. Die Pegel dienen als Grundlage für Entscheidungen bei Stauereignissen und zur rechtzeitigen Auslösung von Notfallmaßnahmen bei Vollstau und Bauwerksversagen entsprechend der Betriebsvorschrift.

9.6.7.2 Messpegel und automatische Messeinrichtungen

Die Mindestausstattung der Messeinrichtungen eines Hochwasserrückhaltebeckens ist ein *Lattenpegel* im Staubereich des Beckens, um eine sichere optische Beurteilung der Einstauhöhe als Grundlage für Betriebsentscheidungen und Alarmmeldungen zu gewährleisten.

Bei gesteuerten Becken bzw. auch bei Becken mit großem Volumen, hohem Gefahrenpotenzial oder schwerer Erreichbarkeit kann die Betriebssicherheit durch eine Fernüberwachung (*automatische Messeinrichtung*) erhöht werden. **Die optimale Ausstattung für Becken, insbesondere für Becken mit Fernüberwachung, besteht aus:**

- Pegel im Staubereich
- Ablaufpegel bachabwärts des HWRHB
- Zulaufpegel oberhalb des Staubereiches
- Ombrograph im oberen Einzugsgebiet

Bei Fernüberwachung bzw. bei Steuerung hat die Pegelablesung automatisiert zu erfolgen. Kritische Schwellenwerte sind automatisch per Fernübertragung (Funk, GSM) an den Beckenwärter und den Beckenverantwortlichen zu melden.

Die Ablesung der Pegel und Ombrographen sind nach jedem stärkeren Regen durchzuführen, damit im Laufe der Zeit die Reaktion des Beckens auf den Niederschlag möglichst gut abgeschätzt werden kann.

Weitere Informationen zu Messeinrichtungen finden sich im „Handbuch zur Erstellung eines Beckenbuches für (un-)gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung“ (BMLFUW, 2007 [16.][17.]).

9.6.7.3 Vorwarneinrichtungen

Vorwarneinrichtungen sind bei großen Becken mit hohem Betriebsrisiko erforderlich und erfordern die Erstellung eines Alarmplans. Weitere Informationen zu Vorwarneinrichtungen finden sich im „Handbuch zur Erstellung eines Beckenbuches für (un-)gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung“ (BMLFUW, 2007 [16.][17.]).

9.6.8 Steuerungen

9.6.8.1 Allgemeines

Steuerungen für Hochwasserrückhaltebecken werden gemäß den Kriterien in Abschnitt 7.10.2 eingesetzt. In Wildbächen führen Steuerungen wegen der Verklausungsanfälligkeit in der Regel zu einem erhöhten Risiko für Funktionsversagen.

9.6.8.2 Anforderungen an eine Steuerung

Steuerungen müssen katastrophen- und versagenssicher ausgeführt sein. Eine nicht, nur eingeschränkt oder falsch funktionierende Steuerung kann die Gefährdung für die Unterlieger massiv erhöhen und stellt die Schutzfunktion der gesamten HWRHB-Anlage in Frage. Aufgrund vieler schwer handhabbarer, negativer äußerer Einflüsse wie Wildholz oder hoher Geschiebeanfall ist der Einsatz von Steuerungen bei HWRHB in Wildbächen schwer umsetzbar.

Steuerungen in klassischen Wildbacheinzugsgebieten sollten nur eingesetzt werden, wenn ohne sie die Schutzerfüllung nicht gewährleistet werden kann oder wenn eine maßgebliche Verbesserung des Wirkungsgrades des HWRHBs erreicht werden kann.

9.6.8.3 Steuerungssysteme

Steuerung können manuell oder automatisiert erfolgen. Folgende Steuerungssysteme stehen zur Auswahl:

- Manuelle Steuerung
- Steuerung in Abhängigkeit des Wasserstandes
- Steuerung mittels Prognosemodell

Grundsätzlich gilt: Je komplexer ein Steuerungssystem, desto größer sind die Möglichkeiten der Optimierung der Wirkung des HWRHB, desto größer sind aber auch die Betriebsrisiken.

9.6.8.3.1 Manuelle Steuerung

Manuelle Steuerungen sind in der Regel als einziges Steuerinstrument abzulehnen, da sie hohe Personalkosten für erfahrenes und geschultes Personal verursachen und die Gefahr von Fehlbedienungen besteht. Der Wirkungsgrad einer manuellen Steuerung ist in der Regel gering.

Hingegen sollte jede Steuerung für den Notfall auch manuell zu bedienen sein.

9.6.8.3.2 Steuerung in Abhängigkeit vom Wasserstand

Die Steuerung in Abhängigkeit des Wasserstandes erfolgt meist über Schwimmer. Mit steigendem Wasserstand wird das Regelorgan immer mehr geschlossen. Der Vorteil ist, dass das System ohne externe Energieversorgung funktioniert. Es besteht das Risiko, dass durch Verklausung ein Schließen nicht mehr möglich ist.

Die Steuerung über den Wasserstand im Becken ist gegenüber der Steuerung über Wasserstand im Unterwasser zu bevorzugen.

Folgende Systeme sind im Bereich der Wildbachverbauung im Einsatz:

- Schwimmersteuerungen
- System „Hydroslide“®
- Steuerung über Pegelsonden

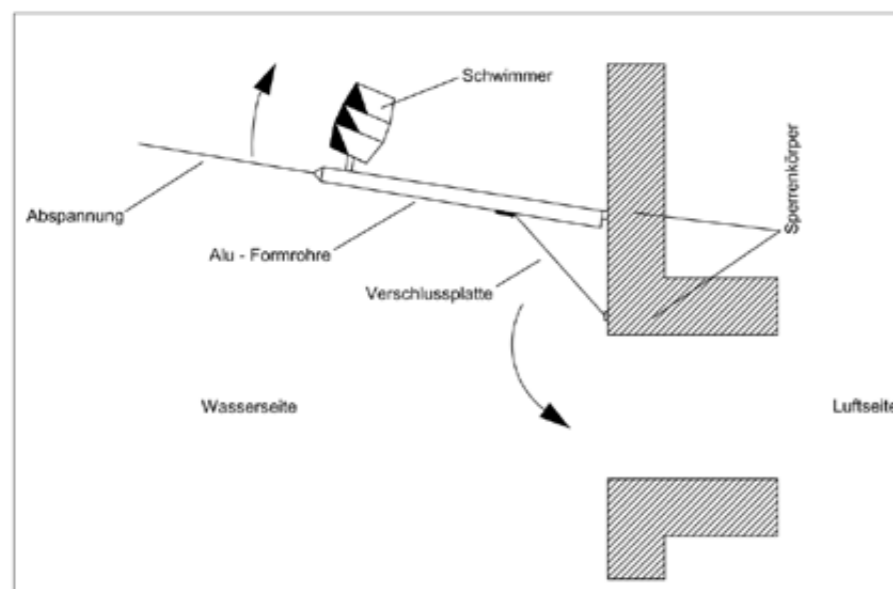


Abbildung 32 Schemaskizze Schwimmersteuerung: Darstellung eines Klappmechanismus (Reitalpsbach, Gem. Hüttschlag) (nach Skolaut, 1998 [41.])

Bei Schwimmersteuerungen wird eine einzige, breite, rechteckförmige Grunddole über mehrere nebeneinanderliegende Klappen, die bei unterschiedlichen Wasserhöhen in Funktion treten, also die Dohle verschließen, gesteuert. Diese Art der Steuerung kann auch bei einzelnen übereinanderliegenden Durchflussöffnungen verwendet werden.

Der Vorteil liegt darin, dass mit dieser Steuerung der Forderung nach unretendierter Durchschleusung der Nieder- und Mittelwässer einerseits und der Verringerung des Durchflussquerschnittes und damit der Ausflussmenge bei steigendem Wasserstand im Hochwasserrückhaltebecken andererseits bestmöglich entsprochen werden kann. Nachteilig ist, dass diese Steuerung nur in eine Richtung wirksam ist, da die Klappen bei steigendem Schwimmer aus ihrer Arretierung am Holm gelöst werden und die Ausflussöffnungen (teilweise) verschließen, nicht jedoch selbstständig in ihre Ausgangslage zurückgebracht werden können.

Hinter einer vorgeschalteten Rechenkonstruktion ist die geringste Anfälligkeit dieser Steuerungsart gegen Wildholz und Geschiebe gegeben.



Abbildung 33 Umgesetzte Klappenmechanismen (© WLW Salzburg)

Beim System „Hydroslide“® werden über einen Schwimmer (nach rechts, links oder nach vorn schwenkend) die verschiedenen Wasserstände über eine mechanische Steuerung auf eine senkrecht drosselnde Blende übertragen, die den optimalen Abflussquerschnitt freigibt. Dieses System wird von der Firma Steinhardt Wassertechnik vertrieben.



Abbildung 34 Hydroslide-Abflussregler, links: Skizze (Fa. Steinhardt), Mitte und rechts: HWRHB Urtlbach in St. Peter am Kammerberg: schwimmgesteuert: Einbau System Hydroslide; (aus: Perz, 2009 [14.]

Es sind auch Steuerungen über Pegelsonden (im Becken/Einlaufbauwerk) im Einsatz (Beispiel: Gamsbach, GBL Liezen).

9.6.8.3 Steuerung über ein Prognosemodell

Die Steuerung von Hochwasserrückhaltebecken über ein hydrologisches Prognosemodell ist wirtschaftlich zur optimierten Ausnutzung des Rückhalterraums, insbesondere bei mehreren HWRHB in einem Einzugsgebiet.

In der Regel handelt es sich um komplexe und kostenintensive Systeme, die umfangreiche Messeinrichtungen und eine externe Stromversorgung erfordern. Für einen störungsfreien Betrieb im Katastrophenfall ist daher ein gewartetes Notstromaggregat erforderlich.

9.6.9 Zufahrts- und Versorgungswege; Räumzufahrten

Die Zugänglichkeit der wichtigsten Betriebseinrichtungen (Grundablass wasserseitig, Tosbecken, Wildholzrechen bei Stauwurzel, Dammkrone, Steuerung, Messeinrichtungen) bei und außerhalb von Hochwasserereignissen ist unabdingbare Voraussetzung für einen ordnungsgemäßen Betrieb. Dazu sind hochwassersichere *Zufahrtswege* (Räumzufahrten) zu errichten.

Diese Wege sind bereits im Zuge der Planung festzulegen und sollen Teil der WR-Genehmigung sein. Die ständige Benutzbarkeit des Weges ist rechtlich sicherzustellen (Grundinanspruchnahme).

10 GRUND- BEREITSTELLUNG



10.1 Allgemeines

Die Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken ist flächenintensiv und kann nur in seltenen Fällen zur Gänze auf Liegenschaften des öffentlichen Wassergutes erfolgen. Die Grundinanspruchnahme durch HWRHB stellt daher in der Regel einen Eingriff in private Rechte dar und kann im Widerspruch zu den Interessen der Grundeigentümer stehen. Die Ursachen dafür liegen in der Tatsache, dass sich die Begünstigten der geplanten Rückhaltemaßnahmen meist im Unterlauf befinden, die Rückhalteanlagen jedoch im Mittel- oder Oberlauf errichtet werden. Die Grundeigentümer sind daher oft nicht von der Hochwassergefährdung betroffen und haben somit keinen Vorteil aus den Schutzmaßnahmen. Sie sehen also in den Maßnahmen eher die Erschwernisse in der Bewirtschaftung ihrer Grundflächen, z.B. durch Errichtung eines Absperrdammes oder temporären Einstaus im Rückhalteraum.

10.2 Modelle der Grundbereitstellung

Für die Bereitstellung der benötigten Grundflächen für die Errichtung von HWRHB aus privaten Liegenschaften stehen grundsätzlich folgende Modelle zur Verfügung:

- Ankauf oder Grundtausch
- Einräumung von Nutzungsrechten
- Entschädigungen

Grundsätzlich sind die für Rückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung benötigten Grundflächen kosten- und lastenfrei seitens des Konsenswerbers (Gemeinde, Wassergenossenschaft oder Wasserverband) zur Verfügung zu stellen.

10.2.1 Grundkauf und Grundtausch

Durch den Kauf oder Tausch der benötigten Grundflächen erwirbt der Bauherr oder Betreiber des HWRHB Eigentum an den Liegenschaften. Die Liegenschaften können jedoch auch ins öffentliche Eigentum (z.B. öffentliches Wassergut) übertragen werden.

Die Aufstandsfläche des Absperrbauwerks – inkl. eines Streifens von einigen Metern Breite zur Sicherung von Instandhaltung und Instandsetzung – sollte jedenfalls vom Konsenswerber angekauft bzw. eingetauscht werden (freie Verfügung, Haftung, etc.).

Vorteilhaft ist auch der Eigentumserwerb am Stauraum (bis zur Wasseranschlagslinie). Die Bewirtschaftung der Fläche obliegt dann der Gemeinde oder Wassergenossenschaft (Wasserverband).

10.2.2 Einräumung von Nutzungsrechten

Besteht keine Bereitschaft der Grundeigentümer zum Verkauf oder Tausch der benötigten Liegenschaften, können Nutzungsrechte für Aufstandsfläche und/oder Stauraum vertraglich vereinbart

werden. In derartigen Fällen werden in der Regel einmalige Entschädigungen bei Errichtung der Anlage bezahlt. Weitere Entschädigungen erfolgen in Abhängigkeit von Hochwasserereignissen.

Die Nutzungsrechte können beispielsweise umfassen:

- Zufahrt
- Bau des Absperrbauwerks
- Überwachung, Wartung und Instandhaltung der Anlagen
- Räumung nach Hochwasserereignissen

Die Rechte für die Zufahrt zum Rückhaltebauwerk und in den Stauraum sind in jedem Fall vertraglich zu sichern.

10.2.3 Entschädigungen

Für die Einräumung von Nutzungsrechten oder die dauerhafte/vorübergehende Duldung von Bauwerken durch den Liegenschaftseigentümer gebühren angemessene *Entschädigungen*.

Folgende Faktoren sind für die Bemessung der Entschädigung maßgeblich:

- Ereignisunabhängige Faktoren:
 - Minderung des Verkehrswertes (z.B. durch mögliche Überflutung)
 - Bewirtschaftungserschwernisse (z.B. durch längere Zufahrtswege, Steilheit)
 - Nutzungsänderung (z.B. Wald in Grünland)
 - Fixkostenüberhang (z.B. mangelnde Auslastung von Maschinen)
- Ereignisabhängige Faktoren:
 - Ertragseinbußen/Nutzungsentgang
 - Bodenverschlechterung

Die Entschädigung sollte nach Möglichkeit in Form von Einmalzahlungen z.B. nach Richtsätzen der Landwirtschaftskammer erfolgen, um laufende Zahlungen an Geschädigte zu vermeiden.

11 ÖKOLOGISCHE GRUNDSÄTZE



Schutzwasserwirtschaftliche Maßnahmen können zu Veränderungen im Naturraum führen. Im Gegensatz zu Gerinneausbauten, die oft über lange Strecken das Gewässersystem beeinträchtigen können, sind bei der Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken die Eingriffe lokal und zeitlich begrenzt. Es werden durch Berücksichtigung von gewässerökologischen Strukturen die negativen Einflüsse minimiert. Bei sensiblen Standorten wird die Durchführung einer ökologischen Begleitplanung empfohlen. Die Ergebnisse dieser Begleitplanung sollen in die Entscheidungsfindung beim Variantenstudium einfließen. In manchen Bereichen der homogenen und ausgeräumten Kulturlandschaft kann ein ökologisch ausgeformtes Rückhaltebecken auch eine wesentliche Verbesserung des Landschaftsbildes bewirken und als strukturiertes Landschaftselement einen wertvollen Ersatzlebensraum bieten.

Durch die Errichtung des Rückhaltebeckens darf das Fließgewässerkontinuum nicht unterbrochen werden.

Als Kriterien für eine gute Eingliederung in die Landschaft sind folgende Punkte zu nennen:

- Standortwahl
- Bewirtschaftung und Gestaltung des Stauraumes
- Art des Absperrbauwerkes
- Ausformung des Absperrbauwerkes

Bei der Standortwahl soll möglichst auf ökologisch sensible Bereiche verzichtet werden. Die angepasste Standortwahl ist auch ein wesentlicher Bestandteil beim Variantenstudium.

Rückhalteanlagen werden zum Zwecke des Hochwasserschutzes für die Unterlieger hergestellt und betrieben. Eine Mehrfachnutzung des Stauraumes sollte nach Möglichkeit vermieden werden. Der Rückhalteraum sollte nach Möglichkeit als Mähwiese genutzt werden. Bei Ackerflächen könnten durch den periodischen Einstau Pestizide und Düngemittel verstärkt in das Gewässer gelangen. Bei Waldflächen ist sicherzustellen, dass der Wildholzanfall gering bleibt (Entfernung von Totholz und Schlagabraum nach Nutzungen), da ansonsten durch mögliche Verklausungen des Grundablasses erhöhte Betriebsrisiken bestehen. Das Gerinne im Rückhalteraum soll Tiefen- und Breitenvarianz aufweisen. Es können somit durch häufigere Überflutungen auch Nassstandorte entstehen, die verschiedenen Tier- und Pflanzenarten einen optimalen Lebensraum bieten können. Die Herstellung eines Grundsees hat meist größere Probleme mit sich gebracht. Einerseits können sie durch den permanenten Geschiebetrieb in Wildbächen allmählich verlanden, weil im Stau kaum Geschiebe weitertransportiert wird, andererseits geht durch den Dauerstau der Fließgewässercharakter verloren. Weiteres wird durch den Stau die Kolmation gefördert, die den ökologisch wertvollen Porenraum des hyporheischen Interstitials der Bachsohle vermindern kann.

Werden breite Talauen durch Dämme abgesperrt, so ist der Eingriff in das Landschaftsbild geringer als durch Betonmauern. Mit zunehmender Höhe wird die Auswirkung des Sperrenbauwerkes auf das Landschaftsbild größer. Werden Dämme unterhalb des luftseitigen Bereiches bepflanzt, so kann dies zur Reduktion der optisch wahrnehmbaren Höhe führen. Weiteres sollten keine geraden Dammsachsen verwendet werden. Besser ist es, vorhandene Geländekrümmungen weiterzuführen und die Dammeigungen nach Möglichkeit den umgebenden Böschungsneigungen anzugleichen.

Die HW-Entlastung, die bei Dämmen meist in Form von Dammscharten ausgeführt wird, muss wegen der hydraulischen Angriffe massiv gesichert werden. Diese Sicherungen können nach Herstellung übererdet und begrünt werden, wodurch die Auswirkungen minimiert werden. Ähnlich ist die Situation bei der Anlage von Tosbecken.

Günstig für kurze Grundablässe sind Betonsperren. Eine ähnliche Wirkung wird erzielt, wenn man ein Mittelbauwerk im Damm in Form von zwei parallelen Betonscheiben errichtet. In der Dammsache

befindet sich die abflussreduzierende Quermauer mit der Durchlassöffnung. Durch das Tieferlegen der Scheibenfundamente und durch die Herstellung von Querriegeln kann eine durchgehende Bachsohle aus Sohlsubstrat gestaltet werden. Bei längeren Grundablässen können sich auch Wartungsprobleme ergeben.

Für die Konzentration kleinerer Abflüsse soll eine Nieder- bzw. Mittelwasserrinne im Rückhalteraum und durch den Grundablass hergestellt werden.

Eine andere Möglichkeit zur optischen Aufwertung von Betonsperren wäre das ein- oder beidseitige Einschütten, wobei hier kaum Anforderungen an das Schüttmaterial gestellt werden müssen. Der Einschüttbereich kann jedenfalls luftseitig weiteres durch Bepflanzung aufgewertet werden. Optisch ergibt sich dadurch ein durchgehender Bewuchsstreifen von der orographisch linken Seite über das Absperrbauwerk zur orographisch rechten Seite, wodurch das künstliche Bauwerk kaum mehr wahrgenommen werden kann.

Rückhaltebecken im Nebenschluss haben den Vorteil, dass im eigentlichen Bachbett kaum Maßnahmen notwendig sind. Über ein Streichwehr fließt das Hochwasser in den seitlich angebrachten Rückhalteraum. Der Fließgewässercharakter bleibt weitgehend erhalten. Das Fließgewässer (Organismenpassierbarkeit) und Geschiebekontinuum wird nicht unterbrochen. (Siehe hierzu: Zur Passierbarkeit von Durchlässen für Fische. In LÖBF-Mitteilungen. Heft 3/04; Seite 37–43; Schwevers U. et.al, 2004 [48.]).

Ökologische Maßnahmen sind nur so weit möglich, als dass die Sicherheit und die Funktion der Rückhalteinlage durch diese nicht beeinträchtigt werden.

12 BAUDURCHFÜHRUNG



12.1 Allgemeines

Für den Bau von Hochwasserrückhaltebecken gelten die üblichen Vorschriften und Regelungen für Baustellen an Gewässern. Von besonderer Bedeutung sind die geotechnische Baudurchführung sowie die Hochwassersicherheit während der Bauphase.

12.2 Geotechnische Baudurchführung

12.2.1 Baubegleitende Einbindung des Sachverständigen für Geotechnik

Von zentraler Bedeutung bei der Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken ist die baubegleitende Einbindung eines Sachverständigen für Geotechnik.

Seine Aufgaben in der Bauphase sind folgende:

- laufende Beurteilung der vorgefundenen geotechnischen Verhältnisse im Vergleich mit den auf Stichproben basierenden Erkundungsergebnissen
- im Bedarfsfall Anpassung des Untersuchungsprogramms
- evtl. ist auch eine konstruktive Anpassung des Bauwerkes notwendig

12.2.2 Dammbau

12.2.2.1 Baustoffe

Alle im Dammbau verwendeten *Baustoffe* müssen beständig sein, sie dürfen sich nicht zersetzen, sich auflösen oder quellen. Die Anforderungen an die Erdbaustoffe sind von der Verwendung und dem Einbau im Dammquerschnitt abhängig, insbesondere ob bindige oder nichtbindige Bodenarten verwendet werden. Wesentliche Bodenkennwerte und Einbauparameter wie Durchlässigkeit, Verdichtbarkeit, Scherfestigkeit, Filtereigenschaften u.v.m. definieren die Anforderungen an den Erdbaustoff (siehe Abschnitt 8.3.4.4.2 und 14.8).

Grundsätzlich wird man aus Wirtschaftlichkeitsüberlegungen bestrebt sein, die benötigten Dammbaustoffe in der Nähe der Einbaustelle zu gewinnen, die Prüfung der Verwendbarkeit hat im Zuge der Eignungsuntersuchung (siehe Abschnitt 8.3.4.4.2) zu erfolgen. Wesentlich ist dabei auch der Einbau bei optimalem Wassergehalt. Die Baustoffe müssen daher so gelagert werden, dass dieser Wassergehalt zum Zeitpunkt des Einbaus gegeben ist. Zu feuchte Baustoffe müssen vor dem Einbau abtrocknen, zu trockene befeuchtet werden.

Mineralische Dichtungen (Bentonitmatten, Tondichtungsmatten, Dichtkern; siehe Abschnitt 9.4.2.2.3) dürfen nicht austrocknen, da die Dichtfunktion wesentlich durch das Quellen der Tonminerale bestimmt ist. Oberflächendichtungen durch Bentonit- oder Tondichtungsmatten sind durch Überschüttungen gegenüber Austrocknen zu schützen.

12.2.2.2 Einbau und Verdichtung

Der *Einbau und die Verdichtung* der Erdbaumaterialien haben in Hinblick auf die zu erreichenden Durchlässigkeits- und Verdichtungsparameter so zu erfolgen, dass ein homogener, gleichmäßiger Einbau und eine gute Verdichtung erreicht werden.

Zur Vorbereitung der Dammaufstandsfläche ist der Oberboden (Humus, Mutterboden) zur Gänze abzutragen und störende Hindernisse (Wurzeln, Mauerreste, Steine etc.) sind zu entfernen. Vertiefungen sind mit verdichtetem Material aufzufüllen, Sickerstellen, Quellen und Gerinne sind so zu fassen, dass sie vollständig abgeleitet werden können. Der Untergrund ist in der Regel zu verdichten.

Der Dammkörper soll gleichzeitig über die ganze Breite lageweise in Schichten von 30 - 50 cm geschüttet und verdichtet werden. Der Einbau hat so zu erfolgen, dass die geforderten Durchlässigkeiten und Verdichtungsgrade erreicht werden. Die fertig geschütteten Lagen und die fertige Oberfläche müssen eben sein und sind glatt zu walzen, sodass das Regenwasser ungehindert ablaufen kann. Vor Aufbringung der nächsten Schüttlage ist die Oberfläche aufzurauen. Erosionsschäden und Rutschungen sind durch entsprechende Maßnahmen zu unterbinden. Einbauart, Schütthöhe, Verdichtungsgerät, -betrieb und -dauer sind schon bei der Ausschreibung der Erdarbeiten vorzuschreiben. Die Verdichtung ist abhängig von der Art und der Verdichtungsfähigkeit des Bodens, vom Verdichtungsgerät und dessen Leistungsspektrum.

Für die *Prüfung der Verdichtung* kommen je nach Bodenart unterschiedliche Verfahren, wie z.B. Lastplattenversuche, Isotopsonde (nur in Kombination mit Lastplattenversuchen), Rammsondierungen, Raumgewichtsbestimmungen oder Proctorversuche in Frage (siehe Abschnitt 8.3.4.5.2).

Bei Proctorversuchen sollen die Verdichtungswerte folgende Mindestwerte nicht unterschreiten:

- bei bindigen Böden mindestens 95% der einfachen Proctordichte
- bei nichtbindigen Böden mindestens 97% der einfachen Proctordichte

Diese Mindestwerte müssen durch die Vorgabe in der Projektierung und Ausschreibung durch festgelegte Werte genau definiert werden.

Die Eigensetzung des Dammes nach Bau durch die Konsolidierung des Untergrundes muss durch die entsprechende Überhöhung berücksichtigt werden.

12.3 Hochwassersicherheit während der Errichtung von HWRHB

Laut „Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen (Staubekkenkommission Mai 1996 [33.]“ sind „Bau- und Aushubszustände vor Beginn des planmäßigen Aufbaus mit einer Sicherheit entsprechend Lastfallklasse II nachzuweisen.“

Im Gegensatz zu Nebenschlussbecken wird bei Hauptschlussbecken meist der gesamte Talquerschnitt für das Rückhaltebecken ausgenutzt. Das Abschlussbauwerk sperrt also den gesamten Abflussquerschnitt des Gerinnes ab. Dies kann – ohne die richtigen Vorkehrungen – bei Baustellenhochwassern zu gefährlichen Situationen führen. So können z.B. Grundablässe verklausen, Dammbauwerke überströmt oder Baustelleneinrichtungen zerstört werden.

Zum Nachweis über die Höhe eines evtl. stattgefundenen Hochwassers und den damit verbundenen versicherungs- und ausschreibungstechnischen Folgen wird empfohlen, gemeinsam mit allen am Bau Beteiligten, Hochwassermarken für die relevanten Ereignisse (HQ5, HQ10, HQ30, ...) zu setzen. Oft wird vereinbart, dass Schäden durch Hochwässer kleiner HQ5 (10) von einer allfällig eingesetzten Baufirma zu tragen sind.

Folgende Situationen sollen checklistenartig beurteilt und gelöst werden:

- Kann ein Baustellenhochwasser sicher abgeführt werden (z.B. durch größere Grundablässe, zusätzlich verlegte Leerrohre, Bypässe etc.)?
- Kann es durch Eintrag von Wildholz und/oder Geschiebe zu Verklausungen und Aufstau kommen? (Diese Gefahr kann bspw. durch die voreilende Errichtung von im Projekt geplanten Rechen oder kombinierten Geschieberückhaltebecken oder provisorischen Rechen verringert werden. Ebenso durch Entfernen von verklausungsfähigen Baumaterialien im potenziellen Einstaubereich.)
- Können bei Hochwasser bzw. Einstau vermeidbare Schäden an der Baustelleneinrichtung entstehen? (Vermeidbar durch Situierung der Baustelleneinrichtung luftseitig der Sperre und außerhalb des Abflussbereiches.)

Vor Beginn der Arbeiten sollen durch einen beeideten Sachverständigen die relevanten Parameter im Beisein der betroffenen Parteien beweisgesichert werden. Diese sind u.a.:

- Beschreibung des Grundwassers
- Wasserversorgung
- Bauten, Gebäude im Nahbereich
- Qualität und Wert der Grundstücke insbesondere im Rückhalteraum

Nach Baufertigstellung soll eine ehestmögliche Abnahme des Bauwerks durch die WR-Behörde (wasserrechtliche Überprüfung) erfolgen.

12.4 Probestau

Ein Probestau kann technische und ökologische Probleme erzeugen. Im Normalfall herrschen folgende Bedingungen:

- geringer Zufluss aus dem Einzugsgebiet, kein rascher Aufstau möglich
- langer Einstau und somit außergewöhnliche Belastung des Sperrenbauwerkes und der Einhänge etc.
- evtl. negativer Einfluss auf den Unterliegerbereich
- negative ökologische Folgeerscheinungen u.a. durch den überlangen Einstau des Rückhalterumes etc.

Beim Probestau können somit *nicht* die Verhältnisse eines Bemessungsereignisses nachgebildet werden.

13 BETRIEB UND INSTANDHALTUNG



13.1 Allgemeines

Um die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Hochwasserrückhaltebeckens und der Anlagenteile auf Dauer zu gewährleisten, werden Maßnahmen für die Betriebssicherheit und die Instandhaltung (Überwachung, Wartung, Sanierung) gesetzt.

Im Sinne des Sicherheitskonzeptes der ONR 24803 handelt es sich bei Hochwasserrückhaltebecken um *Schlüsselbauwerke*, die einen besonders hohen Standard für die Betriebssicherheit erfordern. Die Erstellung einer Betriebsvorschrift (Bestandteil des Beckenbuches) sowie einer Sicherheitsplanung für Hochwasserrückhaltebecken entspricht dem Stand der Technik gemäß § 12a Wasserrechtsgesetz 1959 idgF, ebenso sind Regelungen für die laufende Überwachung, die Wartung und die wiederkehrende Prüfung sowie entsprechende Verantwortlichkeiten festzulegen.

Das größte Betriebsrisiko für HWRHB in Wildbächen liegt in der Verklausung des Grundablasses durch Wildholz, wodurch kein oder zu wenig Wasser aus dem Becken strömen kann. Zur Vermeidung derartiger Situationen werden vor den Grundablässen ausreichend große, möglichst wartungsfreie Wildholzrechen montiert.

13.2 Instandhaltung und Sicherheitskonzept; Beckenbuch

Die Instandhaltung eines HWRHB umfasst die Inspektion (Überwachung) und Erhaltungsmaßnahmen, nämlich Unterhalt (Wartung, Instandsetzung), Erneuerung und Veränderung. Für jedes Hochwasserrückhaltebecken ist eine *Betriebsordnung* zu erstellen, die u.a. die Überwachung und Wartung der Anlage regelt. Alle Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung sind per Erlass seit 31.12.2008 [BMLFUW-LE.3.3.3/0215-III/5/2007 vom 11. 12. 2007] zwingend mit Beckenbüchern auszustatten und an die Betreiber (Inhaber des wasserrechtlichen Konsenses, d.s. Gemeinden oder Wassergenossenschaften) zu übertragen.

Für jedes Rückhaltebecken wird seitens der WLW ein sogenanntes „*Beckenbuch*“ angefertigt und dem Betreiber übergeben. Spätestens bei der wasserrechtlichen Überprüfung sollte der WR-Behörde das Beckenbuch vorgelegt werden. Das Beckenbuch kann somit wichtiger Bestandteil des wasserrechtlichen Überprüfungsbescheides werden. Die Betreiber haben einen *Beckenverantwortlichen* und *Beckenwärter* zu bestellen und somit für die Umsetzung des Inhalts der Beckenbücher durch geschulte Personen Sorge zu tragen. Aufgabe des *Beckenwärters* ist die laufende Überwachungstätigkeit, die Dokumentation derselben im Beckenbuch und die Information (Berichtslegung) der Gemeinde und WLW. Festgestellte Mängel sind unverzüglich durch Maßnahmen wie Räumungen, Wartungen, Böschungs- und Gehölzpflege zu beseitigen. Nach größeren Ereignissen werden Dokumentationen und Analysen erstellt und letztendlich entschieden, ob Anpassungen im Betrieb erforderlich sind. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass Rückhalteanlagen einer laufenden Betreuung bedürfen. Unabdingbar sind daher Rechenanlagen und Räumzufahrten. Die Deponie des Räumgutes muss rasch erfolgen, Deponieräume sind zu fixieren.

Der Betrieb von HWRHB kann gemäß § 28 WBFG im Rahmen des Betreuungsdienstes der Wildbach- und Lawinenverbauung gefördert werden.

Als Grundlage für den ordnungsgemäßen Betrieb und die Instandhaltung eines Hochwasserrückhaltebeckens dient das *Beckenbuch*. Ein Beckenbuch ist eine geordnete Sammlung aller relevanten rechtlichen und technischen Unterlagen eines Hochwasserrückhaltebeckens. Die regelmäßige, kontinuierliche Überwachung und Kontrolle sind Grundvoraussetzung für die

Funktionsfähigkeit der Anlage. Mit diesen Aufgaben sind umfangreiche Verantwortlichkeiten und Haftungsfragen verbunden.

Das Beckenbuch umfasst folgende Bestandteile:

- Melde- und Alarmplan
- Betriebsvorschrift
- Projektunterlagen
- Betriebstagebuch

Im Handbuch werden folgende Verantwortungsträger genannt:

- Beckenbetreiber
- Beckenverantwortlicher
- Beckenwärter
- deren Stellvertreter

Der *Beckenbetreiber* ist der Wasserberechtigte laut Bewilligungsbescheid, in der Regel der Interessent (Gemeinde, Wassergenossenschaft). Der *Beckenverantwortliche* ist das Aufsichtsorgan, das in Vertretung des Beckenbetreibers die ordnungsgemäße Durchführung aller erforderlichen Kontrollen und Maßnahmen überwacht. Der Beckenverantwortliche wird vom Wasserberechtigten ernannt. Der *Beckenwärter* ist jenes Organ des Wasserberechtigten, das die unmittelbare Wartung und Beaufsichtigung des Hochwasserrückhaltebeckens durchführt. Der Beckenwärter wird vom Wasserberechtigten ernannt.

Die Erstellung des Beckenbuchs erfolgt im Auftrag des Konsensinhabers (Betreiber des Hochwasserrückhaltebeckens) entweder durch den Planer (WLW) oder den beauftragten HWRHB-Verantwortlichen. Je ein Beckenbuch erhält

- der Beckenbetreiber
- der Beckenwärter
- der Beckenverantwortliche
- die zuständige Gebietsbauleitung der Wildbach- und Lawinenverbauung
- die zuständige Wasserrechtsbehörde

Die Übergabe des Beckenbuches an die Empfänger ist durch ein Übergabeprotokoll mit Unterschrift und Datum zu dokumentieren, welches Bestandteil der Operate wird. Sie erfolgt in der Regel (spätestens) im Rahmen der Kollaudierung.

Seitens des Fachschwerpunkts „Hochwasserrückhaltebecken“ wurde 2007 im Auftrag der Fachabteilung III/5 im BMLFUW ein „Handbuch zur Erstellung eines Beckenbuches für gesteuerte und ungesteuerte Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung“ [16.][17.] erstellt. Dieses Handbuch wurde Anfang 2008 fertig gestellt und im Rahmen eines Workshops dem Dienstzweig präsentiert. Auf Basis dieses Handbuches bzw. gleichwertiger Unterlagen sind für alle Rückhaltebecken der WLW Beckenbücher zu erstellen.

13.3 Nebennutzungen

13.3.1 Allgemeines

Die Rückhalteräume von HWRHB sind in der Regel nicht mit Hochwasser beaufschlagt, also „trocken“. In vielen Fällen gibt es von verschiedenen Seiten Interessen, diese Räume für andere Zwecke zu nutzen, z.B. als Grundsee (Freizeit, Erholung, Tourismus). Es hat sich aber gezeigt, dass derartige Nebennutzungen zu Konflikten führen können, wodurch die Hauptnutzung – Rückhalteraum für den Hochwasserschutz – oft nicht mehr ausreichend erfüllt werden kann. Weiteres ergibt sich aus Nebennutzungen, die nicht dem Hochwasserschutz dienen, zahlreiche Sicherheits- und Haftungsfragen.

Bestehende Nutzungen sind bei der Planung von HWRHB zu berücksichtigen. Weiteres problematisch zeigt sich, dass sich durch Nebennutzungen Personen im eigentlichen Staubereich der Anlage aufhalten könnten. Es ist also im Ereignisfall mit massiven Gefährdungen für diese Personen zu rechnen. *Es wird daher empfohlen, grundsätzlich auf Nebennutzungen zu verzichten.* Bei additiven Nutzungen wird eine Dokumentation und Beweissicherung der relevanten Parameter und Umstände im Vorfeld empfohlen.

13.3.2 Grundseen und deren Nutzung

Grundseen im Bereich des Stauraums von HWRHB bieten sich für zahlreiche Nebennutzungen an, bedingen jedoch gleichzeitig folgende Nachteile für den Hauptnutzen Hochwasserrückhalt:

Grundseen beeinflussen den Geschiebehaushalt nachteilig, da sie den Geschiebetransport gänzlich unterbrechen und zu einer vorzeitigen Verlandung führen mit folgenden Auswirkungen:

- Verschlammung
- Verminderung des Rückhaltevolumens
- Barriereeffekt eines möglichen Mönches
- Grundseen verändern den Naturraum und das Biotop lokal und im Unterlauf. Dadurch wird u.a. die fließende Bachcharakteristik unterbrochen.

Aus dem Vorhandensein von Grundseen können folgende, kritisch zu bewertende Nutzungsansprüche erwachsen:

- Baden
- Fischen
- Fischzucht
- Naherholungsraum im Hochwassergefährdungsbereich
- Infrastruktur im Einstaubereich (Spielplätze, Hütten, Feuerplätze, Flöße etc.)
- Parkplätze
- mangelndes Gefahrenbewusstsein beim Aufenthalt im Rückhalteraum (Zelten etc.)

Folgende Probleme können bspw. auftreten, wenn Grundseen in Rückhalteräumen zu Badezwecken genutzt werden:

- Bereits bei kleineren Hochwässern (Sommergewitter) erfolgt Trübung und erhöhter Nährstoffeintrag mit Förderung des Algenwachstums, Erhöhung der Keimzahlen etc.
- Infrastruktureinrichtungen wie Spielplätze, Flöße etc. können zu Verkläuerungen führen
- Probleme bei notwendigen Räumungen (infolge natürlicher Verlandung) durch Schmutzbelastung

Aus Fischereinutzungen ergeben sich folgende Problemstellungen:

- Die ökologische Durchgängigkeit des Grundablasses für die vorhandene Fischfauna ist sicherzustellen
- Probleme bei Trübungen, Geschiebeeintrag oder bei der Räumung des Geschiebes
- Bei Hochwasser ist mit Verlust des Besatzes zu rechnen

Für landwirtschaftliche Nebennutzungen in Stauräumen ergeben sich folgende Problemstellungen:

- Probleme bei Anlandungen von Geschiebe oder Schwemmholtz
- Vernässung
- Zerstörung der Ernte durch Einstau

Generelle Probleme ergeben sich schließlich durch den Aufenthalt von Personen im Staubereich, insbesondere bei rasch und ohne Warnung ansteigender Hochwasserführung. Bei Personenschäden ergibt sich die Frage der Haftung des Betreibers und Halters der Anlage, insbesondere bei unzureichenden Verkehrssicherungsmaßnahmen.

14

ANHANG I: GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNGS- VERFAHREN



Anhang I enthält auf Grundlage der ÖNORM B 4402 einen Überblick der in der Praxis des Baus von Hochwasserrückhaltebecken in Österreich üblichen geotechnischen Untersuchungsverfahren. Die Darstellung hat ausschließlich informativen Charakter, die Auswahl und Festlegung der geeigneten Verfahren obliegt – in Abhängigkeit des Bauvorhabens – dem Sachverständigen für Geotechnik (Geologie).

14.1 Auswerten von Airborn-Laserscan-Daten (ALS-Daten)

Aus Airborne-Laserscan-Daten (ALS Daten) abgeleitete Höhenmodelle lassen eine äußerst exakte Voranalyse von geologischen Strukturen und morphologischen Elementen zu. In Verbindung mit den ersten Vor-Ort-Erhebungen können maßgebende strukturgeologische Elemente und vor allem Hanginstabilitäten lokalisiert werden. Ein im Detail ausgewerteter Laserscanflug kann die Qualität und die Dichte der zu erhebenden geologischen und geomorphologischen Aspekte maßgeblich verbessern. Die Feldarbeit wird zielgerichteter und in Konsequenz daraus auf wesentliche Bereiche gelenkt.

14.2 Luftaufnahmen und andere Geodaten

Luftbilder liefern oft wesentliche Informationen über Oberflächenbeschaffenheit, geologische Strukturen, geologische Störungen, rutschungsverdächtige Oberflächenformen, alte Bachböschungen, alte Abgrabungen oder Auffüllungen und ähnliches.

Unerwähnt bleiben in der ÖNORM B 4402 weitere wichtige Datengrundlagen wie geologische Karten, Vegetationskarten, Landnutzungskarten, Bodenkarten und digitale Höhenmodelle.

14.3 Ortsbegehungen

Ortsbegehungen geben über die Ansprache von Geländeformen, Kleingewässern, Vernässungszonen, Vegetation, bestehenden Aufschlüssen, etc. im Talboden und in den Einhängen wichtige Hinweise auf eine mögliche Eignung des Untergrundes als Baugrund oder als Baustoff. Vorhandene Unterlagen sind hierbei mit einzubeziehen. Die Ergebnisse der Erhebungen sind zu dokumentieren.

14.4 Geologisch/-Geotechnische Kartierung

Die geologisch/-geotechnische Kartierung hat durch einen erfahrenen Experten zu erfolgen. Das auf der Kartierung basierende geologische Gutachten dient als wichtige Grundlage für die Beurteilung der Eignung des Untergrundes als Baugrund und die Planung des geotechnischen Untersuchungsprogrammes. Es sind zumindest die vorliegenden Festgesteinsaufschlüsse im Detail zu dokumentieren und eine Aufnahme des Gesteinsgefüges durchzuführen.

14.5 Aufschlüsse

14.5.1 Allgemeines

Aufschlüsse dienen der Feststellung von Art, Aufbau, Eigenschaften und Verbreitung des anstehenden Bodens und Felsens und der Erfassung der Grundwasserverhältnisse.

Bestehende Aufschlüsse (natürliche und künstliche) im Baubereich und dessen Umgebung wie Bachböschungen, Baugruben, Straßenanschnitte, Sand- und Kiesgruben sollten zu einem frühen Zeitpunkt der Erkundung besichtigt und bewertet werden.

In der Regel ist es jedoch erforderlich, *künstliche Aufschlüsse* herzustellen.

14.5.2 Direkte Aufschlüsse

Direkte Aufschlüsse ermöglichen die Feststellung der Tiefenlage von Boden und Fels, deren visuelle und manuelle Beurteilung, die Messung von Grundwasserständen, die Entnahme von Proben, die Durchführung von Feldversuchen sowie die Installation von Messgeräten.

Zu den direkten Aufschlussverfahren zählen:

- Schürfe
- Bohrungen
- Stollen
- Schächte

Stollen und Schächte dienen primär der Erkundung von Gewinnungsstätten im Bergbau und finden bei der Untersuchung von Standorten kleiner und mittlerer Hochwasserrückhalteanlagen keine Anwendung.

Die technischen Grundlagen für die Ausführung von direkten Aufschlüssen einschließlich der Entnahme von Boden-, Fels- und Grundwasserproben sowie Grundwassermessungen im Rahmen der geotechnischen Erkundungen und Prüfungen nach ÖNORM EN 1997-1 und ÖNORM EN 1997-2 sind in der ÖNORM EN ISO 22475 Teil 1 festgelegt.

Vor Beginn der Aufschlussstätigkeiten sind die Aufschlussstellen im Gelände kenntlich zu machen. Nach Beendigung sind sie nach Lage und Höhe einzumessen und in einem Lageplan darzustellen. Die Aufschlussstellen sind auf maßgebliche Gefährdungen und Leitungen hin zu überprüfen. Jeder Aufschluss muss eingezäunt oder vorübergehend sicher verschlossen werden, bis der Aufschluss endgültig und dauerhaft verschlossen oder verfüllt wird.

14.5.2.1 Schürfe

Schürfe sind einfache und wirtschaftliche Erkundungsmethoden, die in oberflächennahen, wasserfreien Zonen (unter dem Grundwasserspiegel bricht der Boden häufig nach) sehr gute Aufschlüsse liefern.

Im Zuge der Planung von Hochwasserrückhalteanlagen werden Schürfe zumeist als nicht begehbare Schlitze mit dem Bagger ausgeführt. Die erreichbare Tiefe liegt bei 4 m bis 5 m (mit Spezialgeräten auch tiefer). Sie können aber auch als begehbare abgetreppte Gruben hergestellt werden.

An Schürfen lassen sich aufgrund des flächigen Aufschlusses die Lagerungsverhältnisse (räumliche Beziehung der verschiedenen abgrenzbaren geologischen Einheiten) wesentlich besser ansprechen als

an punktuellen Aufschlüssen. Um Verfälschungen der Untergrundverhältnisse vorzubeugen, sollten Schürfe unmittelbar bei deren Anlegung vom Geologen bzw. Geotechniker beurteilt werden.



Abbildung 35
Baggerschurf

14.5.2.2 Bohrungen

Wird die gewünschte Aufschlusstiefe mit Schürfen nicht erreicht, müssen *Bohrungen* angestellt werden. Für Aufschlussbohrungen werden unterschiedliche Bohrverfahren und Bohrwerkzeuge eingesetzt. Die Auswahl hängt von den erwarteten Untergrundverhältnissen, den Anforderungen an die Qualität der zu gewinnenden Proben und den im Bohrloch durchzuführenden Versuchen ab.

Einen Überblick über die bei Untergrunderkundungen eingesetzten Bohrverfahren ist der Tabelle 6 zu entnehmen, in der die Verfahren nach den gewinnbaren Proben und dem Verfahrensablauf, d.h. der Methodik der Bohrung, eingeteilt werden. Sie ist im Wesentlichen der ÖNORM EN ISO 22475-1, Tabelle 2 und 5 entnommen, in denen neben den Verfahren auch die verwendeten Bohrwerkzeuge, die Eignung der Verfahren für bestimmte Boden- und Felsarten und die erreichbaren Güteklassen und Entnahmekategorien der Proben anführt werden.

Bohrverfahren mit durchgehender Gewinnung von Proben

Bohrverfahren mit durchgehender Gewinnung von gekernten Proben

Rotationsbohrverfahren

Rotationskernbohrverfahren

Rotationstrockenkernbohrung

Einfachkernrohr

Doppelkernrohr

Dreifachkernrohr

Rotationskernbohrung mit Spülung

Einfachkernrohr

Doppelkernrohr

Dreifachkernrohr

Rammbohrverfahren

Rammkernbohrverfahren

Rammrotationskernbohrverfahren

Bohrverfahren mit durchgehender Gewinnung von nicht gekernten Proben

Rotationsbohrverfahren

Schneckenbohrverfahren

Drehbohrverfahren mit Schappe, Schnecke oder Spirale

Schlagbohrverfahren

Greiferbohrverfahren

Kleinbohrverfahren

Handdrehbohrverfahren

Kleinrammbohrverfahren

Kleindruckbohrverfahren

Tabelle 6 Überblick über die in der Baugrunderkundung eingesetzten Bohrverfahren

Da der Untergrund bei der Erkundung von Beckenstandorten möglichst lückenlos erfasst werden sollte, werden vorzugsweise Verfahren eingesetzt, die eine durchgehende Gewinnung von gekernten Proben ermöglichen. Schnecken- und Drehbohrverfahren werden gelegentlich aus Kostengründen als Ergänzung zu den Kernbohrungen zur Verdichtung des Messnetzes und wenn bisherige Ergebnisse (Schürfe, Sondierungen) keine wesentlichen Veränderungen des Untergrundes mit der Tiefe erwarten lassen, eingesetzt. Schlag- und Greiferbohrungen finden bei kleinen und mittleren Hochwasserrückhalteanlagen keine Verwendung.

Bei den Kleinbohrungen bewegen sich die Aufschlusstiefen im Bereich von wenigen Metern und die gewonnenen Proben können aufgrund zu geringer Probenmengen und mangelnder Qualität für Laborversuche nicht herangezogen werden. Zum Einsatz kommen diese Verfahren vor allem bei Bauwerken der GK 1 und als Ergänzungsbohrungen zu Kernbohrungen, sofern die gewünschte Aufschlusstiefe erreicht wird.

Aufgrund ihrer besonderen Bedeutung bei der Erkundung von Beckenstandorten werden die Verfahren zur durchgehenden Gewinnung gekernter Proben im Folgenden kurz behandelt.

14.5.2.2.1 Rotationskernbohrverfahren

Unter *Rotationsbohrung* versteht man das Bohren mit einem durch Drehbewegung angetriebenen Bohrwerkzeug, das auf die Bohrlochsohle einen Druck ausübt und so auf Tiefe gebracht wird.

Bei der Rotationskernbohrung wird eine Hohlbohrkrone verwendet, die lediglich einen Ringspalt herstellt und im Zentrum den Bohrkern weitgehend unversehrt lässt. Die Hohlbohrkrone sitzt auf dem am Bohrgestänge befestigten Kernentnahmegesetz, dem sogenannten Kernrohr auf, dem nach erfolgter Bohrung der Bohrkern entnommen werden kann. Die Rotationskernbohrung erfolgt entweder trocken (Rotationstrockenkernbohrung) oder mit Bohrspülung.

Im Fels ist die *Rotationskernbohrung mit Spülung* die Standardbaugrundbohrung. Im Lockergestein kommt vor allem die Rotationstrockenkernbohrung zum Einsatz, da die Qualität der zu fördernden Bodenproben durch eine Spülung zumeist erheblich beeinträchtigt wird (Ausspülung von Feinteilen).

Bei der Rotationskernbohrung wird ein durchgehender zylindrischer Bohrkern gewonnen. Die maximal gewinnbare Kernlänge ist durch die Länge des Kernrohres begrenzt. Zur Entnahme des Bohrkernes muss das Bohrgestänge gezogen und die einzelnen Stangen müssen auseinandergeschraubt werden (Gestängebrechen).

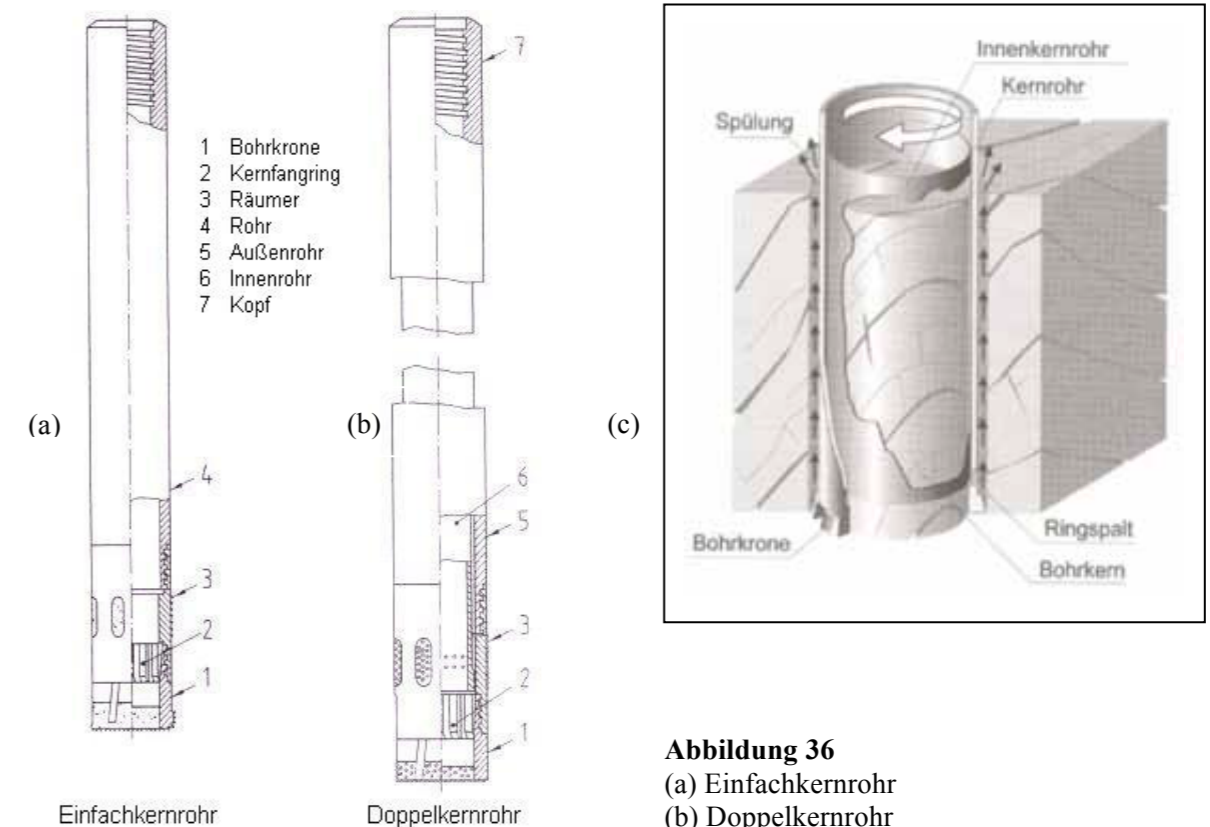


Abbildung 36

(a) Einfachkernrohr

(b) Doppelkernrohr

(c) Funktionsprinzip der Doppelkernbohrung

In Abhängigkeit von der Aufgabenstellung und der gewünschten Probenqualität werden unterschiedliche Kernrohrtypen eingesetzt:

- Das *Einfachkernrohr* wird für Rotationstrockenkernbohrungen in Tonen, Schluffen, bindigen Sanden und im weichen, erosiven, wasserempfindlichen Fels eingesetzt. Mit Spülung wird das Einfachkernrohr bei geklüftetem weichem Fels verwendet. Durch die Reibung des Kernrohres am Bohrkern wird dieser in der Randzone gestört. (Abbildung 36a)
- Das *Doppelkernrohr* besteht aus zwei ineinander laufenden Rohren, von denen nur das äußere rotiert. Das Doppelkernrohr ist bei Tonen, Schluffen und bindigen gemischtkörnigen Böden mit Blockeinlagerungen und bei allen Felsarten einsetzbar und gilt als Standardbohrverfahren im Fels (es eignet sich aufgrund seiner kernschonenden Bohrweise auch sehr gut für klüftigen

Fels). Gegenüber dem Einfachkernrohr wird eine höhere Qualität des Kernes erreicht, da dieser vom Innenrohr umschlossen und somit vor mechanischen Einwirkungen des rotierenden Außenrohres und vor der durch den Ringraum zwischen Innen- und Außenrohr laufenden Spülflüssigkeit geschützt ist. (Abbildung 36b)

- Das *Dreifachkernrohr* ist im Prinzip wie das Doppelkernrohr aufgebaut, nur wird der gewonnene Bohrkern zusätzlich von einem aufklappbaren Metall- oder Kunststoffrohr bzw. einer Kunststoffhülse (Liner) aufgenommen. Mit Dreifachkernrohren werden Proben höchster Güteklasse erzielt. (Abbildung 36c)

Bei großen Erkundungstiefen und Bohrungen mit Doppel- und Dreifachkernrohren empfiehlt sich aus Gründen der Zeitersparnis der Einsatz von *Seilkernbohrgeräten* (Seilkernen), bei denen das Bohrgestänge zur Kernentnahme nicht gezogen werden muss. Zum Entleeren des Kernrohres wird nur das Innenkernrohr mit einem Seil nach oben gebracht, entleert und wieder in das Bohrloch eingebracht. Der rotierende Bohrstrang bleibt im Bohrloch.

14.5.2.2.2 Rammkernbohrverfahren

Bei der oft als Trockenbohrung bezeichneten *Rammkernbohrung* wird ein am Bohrgestänge befestigtes Stahlrohr in den Untergrund gerammt. Um das Eindringen des Rohres zu erleichtern und dessen Unterkante vor Verschleiß zu schützen, ist es mit einem Rohrschneidschuh bestückt.

Während des Bohrvorganges wandert der Boden in das Kernrohr. Ist dieses gefüllt, wird das Bohrgestänge gezogen und der Kern dem Kernrohr entnommen.

Rammkernbohrungen werden im Lockergestein eingesetzt. Ist mit Findlingen, Fels oder Konglomeraten zu rechnen, sollten auf Rotationskernbohrung umrüstbare Bohrgeräte eingesetzt werden. Im Festgestein sind Rammkernbohrverfahren nicht anwendbar.

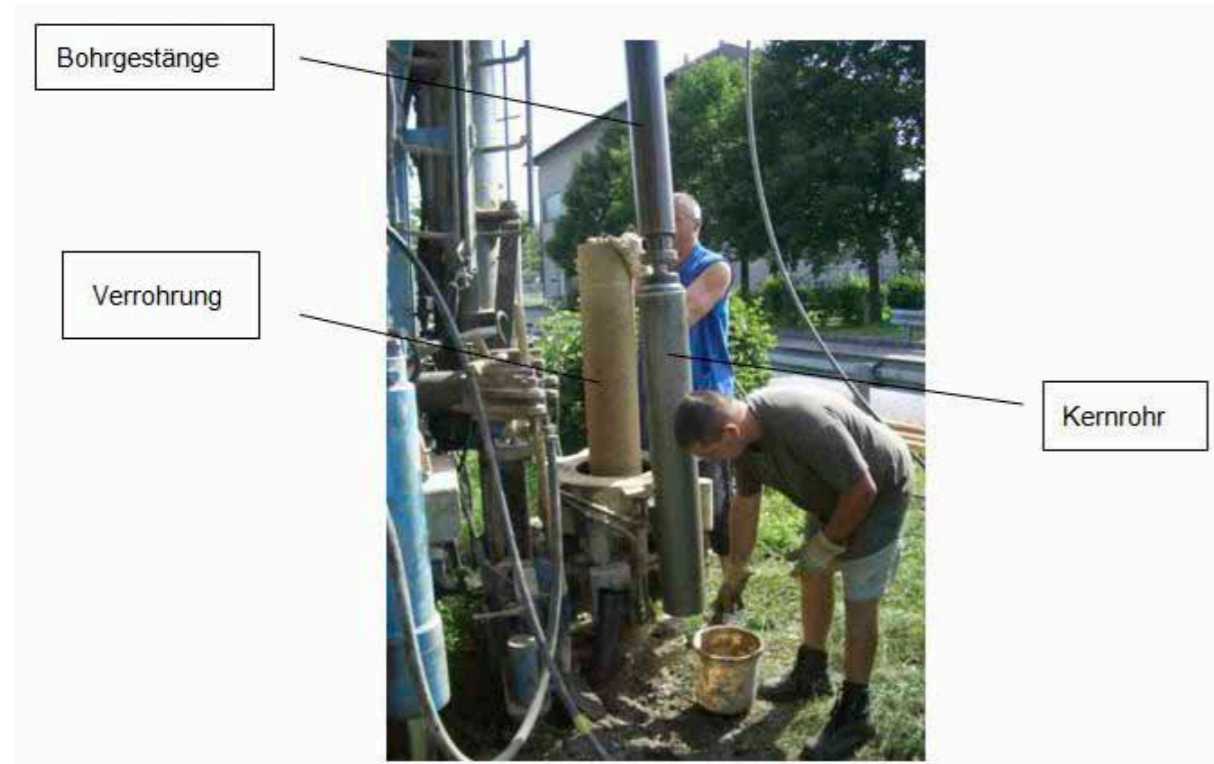


Abbildung 37 Rammkernbohrung mit verrohrtem Bohrloch

14.5.2.2.3 Rammrotationskernbohrverfahren

Beim Rammrotationskernbohrverfahren wird ein mit einem gezackten Rohrschneidschuh versehenes Kernrohr bei sich langsam drehendem Bohrgestänge in den Untergrund gerammt. Ist das Kernrohr gefüllt, wird das Bohrgestänge gezogen und der Kern dem Kernrohr entnommen.

Die Rammrotationskernbohrung wird bei Tonen, Schluffen und Feinsanden eingesetzt. Im Festgestein ist sie nicht anwendbar. Auch hier sollte bei Verdacht auf Findlinge, Fels oder Konglomerat mit auf Kernbohrung umrüstbaren Geräten gearbeitet werden.

Bei sämtlichen Verfahren zur durchgehenden Probengewinnung muss bei drohendem Einsturz des Bohrloches eine zusätzliche Verrohrung, in der dann das Bohrgestänge geführt wird, eingebracht werden (Abbildung 37).

14.5.3 Indirekte Aufschlüsse

Indirekte Aufschlussverfahren ermöglichen durch Korrelation zwischen physikalischen Messgrößen und boden- bzw. felsmechanischen Kenngrößen Rückschlüsse auf den Baugrund. Sie sind als grundsätzliche Zusatzuntersuchungen anzusehen, da sie nur in Verbindung mit direkten Aufschlüssen eindeutige Angaben zu Bodenart und Bodenkenngößen erlauben (allgemeingültige Auswerteregeln zur unmittelbaren Ableitung von Bodenkenngößen aus den Ergebnissen der indirekten Aufschlüsse können nicht aufgestellt werden).

Zu den wichtigsten indirekten Aufschlussverfahren zählen Sondierungen und geophysikalische Verfahren.

14.5.3.1 Sondierungen

Die zu den Feldversuchen zählenden *Sondierungen* sind punktuelle Untersuchungen des Untergrundes. Sie werden zumeist von der Geländeoberfläche – neben Schürfen und Bohrlöchern und zur Verdichtung des Messnetzes –, aber auch aus Baugruben, Schürfen und Bohrlöchern durchgeführt.

Bei den Sondierungen wird die Reaktion des anstehenden Baugrundes auf eine definierte, in der Regel mechanische Beanspruchung gemessen. Auf diese Weise lässt sich z.B. der Verlauf einer markanten Schichtgrenze zwischen Schürfen bzw. Bohrungen verfolgen oder die Festigkeit des tragfähigen Bodens in Relation zu bekannten Bezugswerten kontrollieren.

Nach der Art der Sonde werden Ramm-, Druck-, Gewichts-, Flügel- und Seitendrucksonden (z.B. Pressiometer) unterschieden, wobei Seitendrucksonden nicht zu den indirekten Aufschlussverfahren gehören, da Bodenkenngößen direkt gemessen werden.

Die am häufigsten eingesetzten Verfahren sind Ramm- und Drucksondierungen. In Österreich werden vor allem Rammsondierungen durchgeführt. Dies liegt primär daran, dass diese Sonden in der Anschaffung verhältnismäßig günstig sind, deren Einsatzbereich hinsichtlich der Bodenart ein weiterer ist als bei den anderen Verfahren, die Geräte zumeist tragbar und daher auch auf nicht erschlossenen und schwer zugänglichen Orten einsetzbar sind und Ausführung und Auswertung der Versuche einfach sind.

Die Gewinnung von Proben für Laboruntersuchungen ist bei den Sondierungen nicht möglich. Unter Verwendung genuteter Sondiernadeln bei den Rammsondierungen und speziellen Entnahmegerten beim Standard Penetration Test (Rammsondierung im Bohrloch) können geringe Probemengen für eine Abschätzung der Bodeneigenschaften gewonnen werden.

14.5.3.1.1 Rammsondierungen (nach ÖNORM EN ISO 22476-2)

Bei der Rammsondierung wird eine Sonde mit einem Rammgerät mit gleichbleibender Rammenergie in den Boden getrieben und über die einer bestimmten Eindringtiefe zugeordneten Schlagzahl, die Kenngrößen des Eindringwiderstandes ermittelt.

Die EN ISO 22476-2 unterscheidet die Rammsondierung mit der leichten, mittelschweren, schweren und superschweren Rammsonde.

Die Wahl des Gerätes ist grundsätzlich von der Art und Beschaffenheit des Bodens abhängig: Bei weichen bindigen Böden sollte die leichte, bei steifen bindigen und locker gelagerten nicht-bindigen die mittelschwere, bei halbfesten bis festen bindigen und mitteldicht bis dicht gelagerten nicht-bindigen Böden die schwere und bei dicht gelagerten nicht-bindigen Böden die superschwere Rammsonde zum Einsatz kommen.

Der bei der Sondierung ermittelte dynamische Eindringwiderstand liefert Hinweise auf qualitative Bodeneigenschaften (Schichtgrenzen, Hindernisse, Hohlräume, etc.) und lässt in Abhängigkeit von der Bodenart Schlüsse auf Boden Kenngrößen zu.

Bei Böden mit größeren Stein- und Blockeinlagerungen sowie wassergesättigten bindigen Böden ist der Einsatz von Rammsonden begrenzt bzw. nicht möglich.

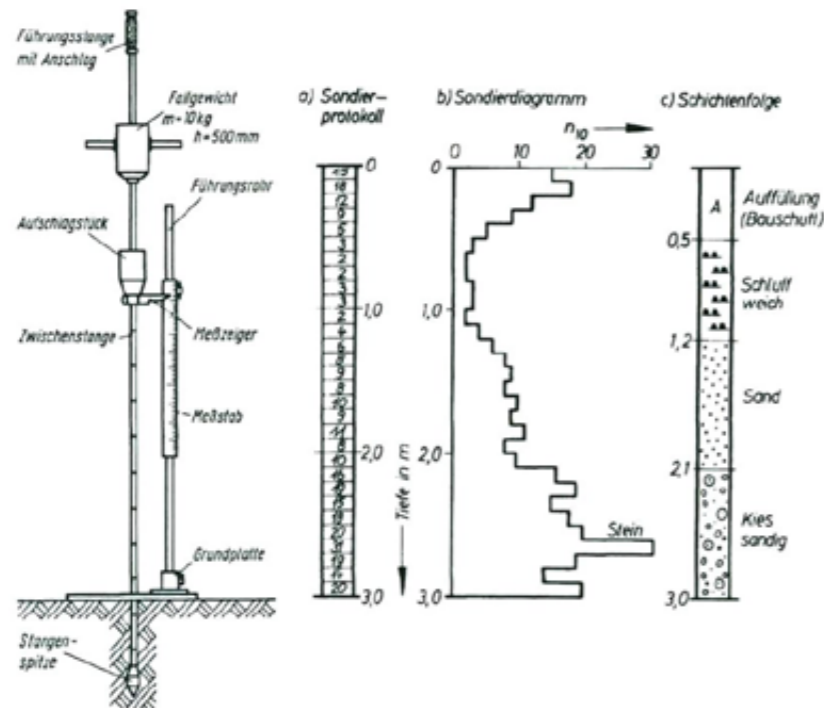


Abbildung 38
Leichte Rammsonde
mit
Sondierergebnissen

Der *Standard Penetration Test* (nach ÖNORM EN ISO 22476-3) ist eine Rammsondierung im Bohrloch. Nach Unterbrechen des Bohrvorganges, Ausbau des Bohrwerkzeuges und Säubern der Bohrlochsohle wird das am Seil geführte Sondiergerät in das Bohrloch eingesetzt.

Neben Sonden mit Vollspitze können auch hülsenförmige Entnahmegereäte zur Probengewinnung verwendet werden. Die Proben ermöglichen die Abschätzung von Bodeneigenschaften, für Laboruntersuchungen sind die Mengen zu gering.

In Abhängigkeit vom Boden sind Schlüsse auf Kenngrößen möglich.

14.5.3.1.2 Drucksondierungen

Die *Drucksonde* wird durch eine statische Kraft mit konstanter Geschwindigkeit in den Boden gedrückt. Ein Vorteil gegenüber der Rammsondierung ist, dass der Spitzendruck am Kegel der Messspitze und die lokale Mantelreibung an der Reibungshülse am Schaft der Messspitze getrennt voneinander ermittelt werden können.

Anhand der Messergebnisse lassen sich qualitative Bodeneigenschaften (Schichtgrenzen, Hindernisse, Hohlräume, etc.) und geotechnische Kenngrößen ableiten.

Mit speziell ausgestatteten Sonden können weitere Bodeneigenschaften wie Porenwasserdruck, Permeabilität, Temperatur, elektrische Leitfähigkeit und chemisch-physikalische Parameter erkundet werden.

Drucksondierungen eignen sich vor allem für weiche bis steife bindige Böden und werden unterschieden in:

- Drucksondierung mit elektrischen Messwertaufnehmern (nach EN ISO 22476-1)
- mechanische Drucksondierung (nach ÖNORM EN ISO 22476-12)

14.5.3.1.3 Flügelsondierungen (Flügelscherversuch nach EN ISO 22476-9)

Bei der Flügelsondierung wird ein aus vier gekreuzten Blechen bestehender Flügel mit gleichmäßiger Geschwindigkeit bis zur vorgesehenen Untersuchungstiefe in den Boden eingedrückt und anschließend mit konstanter Drehgeschwindigkeit bis zum Abscheren eines zylindrischen Bodenkörpers gedreht. Über die Mantelreibung wird auf die Kohäsion des undränierten Bodens [c_u] rückgeschlossen.

Die Flügelsonde ist nur für bindige Böden von weicher bis steifer Konsistenz geeignet.



Abbildung 39 Flügelsonde

14.5.3.2 Geophysikalische Verfahren

Die *Geophysik* bietet eine Vielzahl an Methoden (Geoseismik, Geoelektrik, Elektromagnetik, Radiometrie, Georadar, Geothermik, Geomagnetik, Gravimetrie), um physikalische Eigenschaften des Untergrundes bzw. deren Auswirkung bei einer künstlichen Anregung zu messen.

Im Gegensatz zu den Sondierungen werden bei den geophysikalischen Verfahren Art und Mächtigkeit bestimmter Schichten oder Unregelmäßigkeiten des Baugrunds ohne Eingriffe in den Untergrund lückenlos und flächig erfasst.

Geophysikalische Verfahren sollten nur dann eingesetzt werden, wenn sie vom Geologen ausdrücklich gefordert und auch begründet werden, da

- die einzelnen Verfahren nur bei bestimmten Untergrundverhältnissen einsetzbar sind (nicht mehr als zwei bis drei Bodenschichten, physikalische Eigenschaften der einzelnen Schichten müssen sich deutlich voneinander unterscheiden, Übergänge zwischen den Schichten müssen möglichst scharf sein, etc.) und sich die Eignung eines Verfahrens im Vorfeld der Untersuchungen oft nicht sagen lässt
- die Ergebnisse oft nicht eindeutig sind und deren Interpretation schwierig ist
- die Verfahren kostspielig sind und für eine entsprechende Aussagesicherheit mindestens zwei unterschiedliche Verfahren angewendet werden sollten
- die Eichung an gewonnenen Proben unerlässlich und daher in vielen Fällen ein komplettes Erkundungsprogramm mittels direkter Aufschlüsse erforderlich ist

In Zusammenhang mit der Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken werden vor allem Geoseismik und Geoelektrik eingesetzt.

14.5.4 Anordnung der Aufschlüsse

Aufschlüsse sind in der Aufstandsfläche des Absperrbauwerkes (in der Regel wird die Bauwerksachse gewählt) und im Stauraum anzustellen. Besonderes Augenmerk ist auf Geländesprünge und Einhänge zu legen, insbesondere wenn diese Instabilitäten vermuten lassen.

Um den räumlichen Verlauf der Schichtung möglichst genau zu erfassen, sind die Aufschlüsse im Raster oder in Schnitten anzuordnen. Sind aus den Vorerkundungen geologische Besonderheiten wie Übergänge von verschiedenen Bodenarten oder Verwerfungen bekannt bzw. werden solche vermutet, sind die Ansatzpunkte der Erkundung an diesen zu orientieren. Bereiche, in denen das Bauwerk in die Talflanken eingebunden werden soll, sind stets zu erkunden.

Als Richtwerte für die *Abstände der Aufschlüsse* bei Hochwasserrückhalteanlagen sieht die ÖNORM B 4402 Aufschlüsse in Abständen von 25 m bis 75 m vor. Für die Wahl der Abstände sind vor allem die Vorerkundungsergebnisse (vorhandene Aufschlüsse, Bodenkarten, etc.) und die aus ersten Aufschlüssen gewonnenen Erkenntnisse entscheidend: Liegen annähernd gleichmäßige Untergrundverhältnisse vor, können die Abstände weiter gehalten werden. Bei wechselnden Verhältnissen sind geringere Abstände zu wählen.

Die *Tiefen der Aufschlüsse* sind grundsätzlich so zu wählen, dass die vom Bauwerk beeinflussten Bereiche des Untergrundes möglichst vollständig erfasst werden. Bei der Aufschlusstiefe für Gründungen müssen mögliche Setzungen und Unter- und Umströmungen berücksichtigt werden. Da zum Zeitpunkt der Festlegung der Tiefe die für die Setzungsberechnung erforderlichen Parameter im Allgemeinen aber nicht vollständig bekannt sind, ist es notwendig, die Aufschlusstiefe zunächst

aufgrund der Bauwerksart und der voraussichtlichen Gründungsart unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Vorerkundungen und Voruntersuchungen nach Richtwerten festzulegen.

Richtwerte für Aufschlusstiefen nach ÖNORM B 4402 sind für:

- Streifenfundamente: das dreifache kleinere Fundamentmaß, jedoch mindestens 5,0 m. Dies gilt auch für kleine Fundamentplatten mit einer kleineren Plattenabmessung bis ca. 5,0 m.
- Größere Plattenfundamente: gemäß Tabelle 1, mindestens jedoch 5,0 m.
- Staudämme und Staumauern: mindestens die hydraulische Druckhöhe, mindestens jedoch 5,0 m (gemessen ab Gründungssohle).
- Dichtwände: mindestens 2,0 m unter Oberkante der grundwasserstauenden Schicht; wird eine solche nicht erreicht, ist bis mindestens 5,0 m unter die voraussichtliche Unterkante der Dichtwand aufzuschließen.

b (m)	≤ 5	10	15	20	30	40	50	≥ 60
$z_a/b^{1)}$	3,00	2,50	1,75	1,40	1,00	0,75	0,60	0,50
1) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.								

Tabelle 7 Tiefen z_a der Aufschlüsse für Plattengründungen, bezogen auf die kleinere Seitenlänge b

Sollte sich im Verlauf der Aufschlussarbeiten zeigen, dass die aufgrund von Richtwerten festgelegten Aufschlusstiefen keine verlässliche Beurteilung zulassen (z.B. kein tragfähiger Boden im Bereich der vorab festgelegten Aufschlusstiefe), sind diese entsprechend zu erhöhen (z.B. bis ausreichend tragfähige oder standfeste Schichten eindeutig nachgewiesen werden können).

Die in der ÖNORM B 4402 angegebenen Aufschlusstiefen sind als *Mindesterkundungstiefen* zu verstehen.

14.6 Kamerabefahrungen

Das Befahren von Bohrlöchern mit Kameras dient primär der Beurteilung der Klüftigkeit von Fels, der Hohlraumsuche bzw. der Gesteinsansprache.

14.7 Entnahme von Proben für Laborversuche

Die *Entnahme von Boden- und Felsproben* einschließlich deren Behandlung, Aufbewahrung, Beschriftung und Transport werden in der ÖNORM EN ISO 22475 Teil 1 geregelt.

Art und Umfang der Probenentnahme sind von den Untergrundverhältnissen, dem Bauvorhaben, der geotechnischen Kategorie und den beabsichtigten Feld- und Laboruntersuchungen abhängig und grundsätzlich vom Geotechniker festzulegen.

14.7.1 Verfahren zur Probenentnahme im Boden

Gemäß ÖNORM EN ISO 22475-1 werden die Verfahren zur Gewinnung von *Bodenproben* in drei Gruppen eingeteilt:

- durchgehende Gewinnung von Proben mittels Bohrverfahren
- Probenentnahme mittels Entnahmegeweräten
- Entnahme von Blockproben

Kombinationen der Bohr- und Probeentnahmeverfahren sind möglich und zuweilen erforderlich.

Damit an den Proben bestimmte Eigenschaften und Kenngrößen ermittelt werden können, müssen sie über bestimmte qualitative Eigenschaften verfügen. Die ÖNORM EN 1997-2 unterscheidet in Abhängigkeit vom Störungsgrad der Bodenproben 5 Güteklassen: Proben der Güteklasse 1 sind weitgehend ungestört, Probe der Güteklassen 2 bis 4 gestört und Proben der Güteklasse 5 völlig gestört.

Zudem werden drei Kategorien von Verfahren zur Probenentnahme unterschieden:

- *Kategorie A*: Proben der Güteklasse 1 bis 5 können gewonnen werden.
- *Kategorie B*: Proben der Güteklasse 3 bis 5 können gewonnen werden.
- *Kategorie C*: Es können nur Proben der Güteklasse 5 gewonnen werden.

Bei Proben der Güteklasse 1 und 2, die nur bei Entnahmeverfahren der Kategorie A gewonnen werden können, tritt keine oder nur eine leichte Störung der Bodenstruktur auf. Wassergehalt und Porenvolumen entsprechen dem Zustand in situ. Eine Änderung der Bestandteile oder der chemischen Zusammensetzung ist nicht gegeben.

Bei Verfahren der Kategorie B wird beabsichtigt, Kornverteilung und Wassergehalt des Bodens nicht zu verändern. Die allgemeine Anordnung der verschiedenen Schichten oder Bestandteile kann bestimmt werden. Die Struktur des Bodens wurde gestört.

Bei Proben der Güteklasse 5 ist die Struktur des Bodens völlig verändert. Ebenso verändert sind die Anordnung von Schichten oder Bodenbestandteilen und der Wassergehalt.

Für die meisten wichtigen Laborversuche können Proben der Güteklassen 3 bzw. 4 herangezogen werden. Proben der Güteklasse 1 bzw. 2 werden lediglich für einige spezielle Versuche, die in der Regel nur bei besonders ungünstigen Verhältnissen erforderlich sind, benötigt. Proben der Güteklasse 5 sind für Laborversuche ungeeignet.

Grundsätzlich steigen mit zunehmendem Anspruch an die Qualität der Probe der Aufwand bei der Gewinnung und damit die Kosten.

14.7.1.1 Durchgehende Gewinnung von Proben mittels Bohrverfahren

Von allen direkten Aufschlussverfahren liefert die durchgehende Gewinnung von Proben mittels *Bohrverfahren* in Kombination mit Entnahmeverfahren der Kategorie A üblicherweise die wertvollsten Erkenntnisse über die Bodenverhältnisse. Bohrungen sind daher die bevorzugten Aufschlussverfahren in heterogenen gelagerten Böden. Es werden vor allem Verfahren zur Gewinnung von gekernteten Proben eingesetzt.

Aus Bohrkernen gewonnene Proben sind zumeist gestört. Bei bindigen und organischen Böden ist bei der Verwendung von Doppel- und Dreifachkernrohren auch die Gewinnung von ungestörten Proben möglich.

Die Probengüte ist vom Bohrverfahren, dem Bohrwerkzeug, der Art und dem Zustand des Bodens, den Grundwasserverhältnissen und von der Sorgfalt, mit der die Bohrung und die Probenentnahme durchgeführt werden, abhängig.

14.7.1.2 Probenentnahme mittels Entnahmegeweräten

Grundsätzlich wird mit speziellen *Entnahmegeweräten*, die bei den meisten Bohrverfahren eingesetzt werden können, die höchste Probengüte erreicht. Ungestörte Proben können aber auch hiermit zumeist nur aus bindigen und organischen Schichten entnommen werden.

Der Einsatz von Entnahmegeweräten ist sehr aufwendig, da der Bohrvorgang unterbrochen, das Bohrgestänge aus dem Bohrloch entfernt, die Bohrlochsohle von lockerem und aufgeweichtem Material gesäubert, das Entnahmegewerät in das Bohrloch zur Probenentnahme abgesenkt und eingedrückt bzw. eingerammt und schließlich gezogen werden muss.

14.7.1.3 Entnahme von Blockproben

Aus Schürfen werden Proben mittels Ausstechzylindern oder durch das Herausschneiden von blockartigen Proben mit Sägen oder Messern gewonnen.

Die Probenentnahme aus Schürfen ist grundsätzlich einfacher und die Probengüte im Allgemeinen höher als bei Bohrungen. In der Regel handelt es sich um Entnahmeverfahren der Kategorien A oder B. Die Proben werden der Schurfsohle oder den Schurfwandungen entnommen.

Schüttmaterialproben werden zumeist aus Schürfen gewonnen, da die Erkundung von Schüttmaterial in der Regel keine großen Erkundungstiefen erfordert.

14.7.2 Verfahren zur Probenentnahme im Fels

Gemäß ÖNORM EN ISO 22475-1 können die Verfahren zur Gewinnung von *Felsproben* in folgende Gruppen eingeteilt werden:

- durchgehende Gewinnung mittels Bohrverfahren
- Entnahme von Blockproben
- Ganzheitliche Probenentnahme (Integral Sampling)

Kombinationen der Bohr- und Probeentnahmeverfahren sind möglich und zuweilen erforderlich. Unterschieden werden folgende Arten von Felsproben:

- Bohrkern (vollständig und unvollständig)
- Bohrklein und Siebrückstände
- Blockproben

Es gibt drei Kategorien von Verfahren zur Probenentnahme, die von der höchsten erreichbaren Güteklasse von Felsproben unter den gegebenen Baugrundverhältnissen abhängig sind:

- Verfahren der Probenentnahme nach *Kategorie A*
- Verfahren der Probenentnahme nach *Kategorie B*
- Verfahren der Probenentnahme nach *Kategorie C*

Bei Verfahren nach *Kategorie A* wird beabsichtigt, Proben zu gewinnen, in denen keine oder nur eine leichte Störung der Felsstruktur aufgetreten ist. Festigkeits- und Verformungseigenschaften, Wassergehalt, Dichte, Porosität und Durchlässigkeit der Gesteinsprobe entsprechen den Werten in situ. In der Probe sind die Bestandteile oder die chemische Zusammensetzung des Gebirges unverändert.

Bei Verfahren nach *Kategorie B* wird beabsichtigt, Proben zu gewinnen, die alle Bestandteile des Gebirges in situ mit ihren ursprünglichen Anteilen enthalten. Die Gesteinsstücke behalten ihre Festigkeits- und Verformungseigenschaften, ihren Wassergehalt, sowie ihre Dichte und Porosität. Es kann die allgemeine Anordnung von Trennflächen im Gebirge identifiziert werden. Die Struktur des Gebirges ist gestört und damit auch Festigkeits- und Verformungseigenschaften, Wassergehalt, Dichte, Porosität und Durchlässigkeit des Gebirges.

Beim Einsatz von Verfahren nach *Kategorie C* werden die Struktur des Gebirges und seine Trennflächen völlig verändert. Möglicherweise wird das Gestein zerkleinert. Einige Änderungen in den Bestandteilen oder in der chemischen Zusammensetzung des Gesteins können auftreten. Gesteinsart, Matrix, Struktur und Gefüge sind erkennbar.

14.7.2.1 Durchgehende Gewinnung von Proben mittels Bohrverfahren

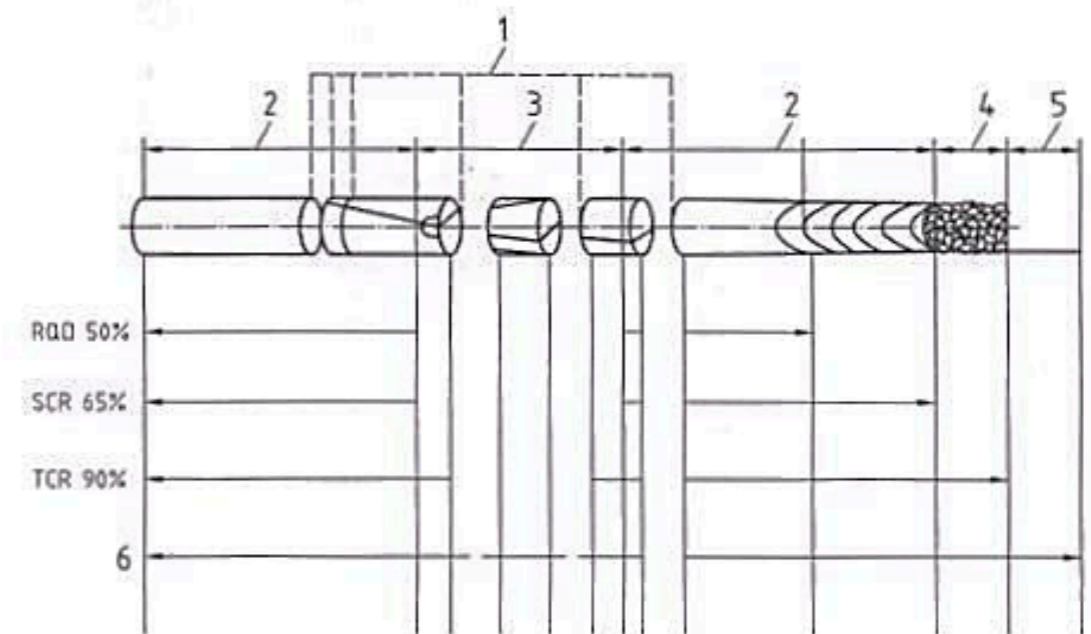
Bei weichem, erosionsanfälligen, wasserempfindlichem Fels kann das Rotationstrockenkernbohrverfahren mittels Einfachkernrohr eingesetzt werden. Bei mittelhartem bis sehr hartem Fels sollten Aufschlussbohrungen im Fels stets als Rotationskernbohrungen mit Doppel- bzw. Dreifachkernrohr ausgeführt werden.

Im Allgemeinen ist das Rotationskernbohrverfahren mit Einfach- und Doppelkernrohr ein Verfahren der Kategorie B, mit dem Dreifachkernrohr ein Verfahren der Kategorie A.

Die erreichbare Probengüte wird von der Sorgfalt, mit der die Bohrung und die Probenentnahme durchgeführt wird, wesentlich beeinflusst.

Begriffe zur Beschaffenheit des Bohrgutes:

- Gesamt-Kerngewinn, *TCR*: Gesamtlänge einer gewonnenen Kernprobe (fest und gestört), die als prozentualer Anteil der Kernmarschlänge angegeben wird
- Fels-Güte-Bezeichnung, *RQD*: addierte Länge aller Kernstücke mit mindestens einem vollen Durchmesser, die zwischen den natürlichen Brüchen 100 mm oder länger sind; sie wird entlang der Mittellinie des Kernes gemessen und als prozentualer Anteil der Kernmarschlänge angegeben
- vollständiger Kerngewinn, *SCR*: Länge des als fester Zylinder gewonnenen Kernes, die als prozentualer Anteil der Kernmarschlänge angegeben wird



ANMERKUNG 2: Sofern nicht anders angegeben, entsprechen sämtliche gezeigten Merkmale natürlichen Trennflächen.

Legende

- 1 bohrungsbedingte Brüche
- 2 mindestens ein ganzer Durchmesser
- 3 kein ganzer Durchmesser
- 4 gestört
- 5 kein Gewinn
- 6 Kernmarsch

Beschreibung der Beschaffenheit des Bohrgutes:

- RQD* Fels-Güte-Bezeichnung
SCR vollständiger Kerngewinn
TCR gesamter Kerngewinn

Abbildung 40: Beschaffenheit des Bohrgutes

14.7.2.2 Entnahme von Blockproben

Blockproben werden zumeist aus Schürfen mit besonderen Entnahmegewerten herausgeschnitten. Es handelt sich um ein Verfahren der Kategorie A.

Da bei der Entnahme der Proben weitgehend auf das Gefüge und die Gefügeorientierung Rücksicht zu nehmen ist, ist die Gewinnung nach genauer Anleitung eines Geologen oder des mit der Untersuchung beauftragten Labors durchzuführen.

14.7.2.3 Entnahme von ganzheitlichen Felsproben (Integral Sampling)

Beim Integral Sampling werden unter Verwendung von Bindemitteln komplette, orientierte und ungestörte Kernproben entnommen, um die Gebirgseigenschaften in den Kernproben zu erhalten und um die ursprünglichen Eigenschaften der natürlichen Trennflächen zu bestimmen.

14.8 Labor- und Feldversuche

Die Eigenschaften von Boden und Fels werden in *Labor- und Feldversuchen* ermittelt und zahlenmäßig durch Kenngrößen ausgedrückt.

Bei den bei Schürfen und Bohrungen vorerst visuell und manuell ermittelten Merkmalen handelt es sich um Schätzgrößen, die grundsätzliche Aussagen über den Untergrund und dessen Eignung als Baugrund erlauben, für eine rechnerische Nachweisführung, wie sie bei Bauwerken der GK 2 und GK 3 (siehe Abschnitt 8.3.2) erforderlich ist, aber nicht zulässig sind.

Bei Bauwerken der GK 1 kann die Standsicherheit des Untergrundes bei örtlicher Erfahrung auch ohne rechnerischen Nachweis über die Ergebnisse der Vorerkundungen und Voruntersuchungen und daraus abgeleitete Tabellenwerte (z.B. DIN 1055-2, Lastannahmen für Bauten) bestimmt werden.

14.8.1 Boden

Labor- und Feldversuche zur Bodenbeurteilung dienen der Erkundung der Bodeneigenschaften und der Ermittlung der Bodenkenngrößen **Tabelle 8**)

Parameter	Symbol
Natürlicher Wassergehalt	w
Lagerungszustand	
Lagerungsdichte nichtbindiger Böden	D
Konsistenzzahl bindiger Böden	I_C
Korngrößenverteilung	U, C
Dichte	ρ
Gehalt an organischen Substanzen	V_{gl}

Abbildung 41 Überblick über die Parameter der Bodeneigenschaften

Parameter	Symbol
Scherparameter	
Reibungswinkel	φ
Kohäsion	c
Verdichtungsparameter	
Proctordichte	ρ_{Pr}
Proctorwassergehalt	w_{Pr}
Kompressionsparameter	
Steifemodul	E_S
Verformungsmodul	E_V
Elastizitätsmodul	E
Wasserdurchlässigkeit	k_f

Abbildung 42 Bodenkenngrößen

14.8.1.1 Laborversuche

Die Mehrzahl der Eigenschaften und Kennwerte wird in Laborversuchen ermittelt bzw. aus deren Ergebnissen abgeleitet. Bei den Laboruntersuchungen unterscheidet man zwischen *Klassifizierungs- und Elementversuchen*.

14.8.1.1.1 Klassifizierungsversuche

Über *Klassifizierungsversuche* erfolgt vorab eine Einteilung der Böden in Klassen oder Gruppen mit ähnlichen Merkmalen und potenziell ähnlichem Materialverhalten. Ziel ist die einheitliche Sprachregelung und die Sichtbarmachung von zu erwartenden Bodeneigenschaften. Mechanische Eigenschaften werden bei den Klassifizierungsversuchen nicht bestimmt.

Versuch	Prüfnorm	erf. Güteklasse der Proben	Kenngrößen
Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung	ÖN B 4410	3	w
Bestimmung von Fließ-, Plastizitäts- u. Schrumpfgrenze (bindige Böden)	ÖN B 4411	4	w_L, w_P, w_S, I_P
Korngrößenverteilung	ÖN B 4412	4	C, U
Bestimmung der Dichte des Bodens – Labormethoden	ÖN B 4414-1	2	ρ, ρ_d, n, e, S_r
Bestimmung der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden	DIN 18126	4	Min. ρ_d , max. ρ_d , D , I_D , max. e , min. e
Bestimmung des Glühverlustes	DIN 18128	4	V_{gl}

Tabelle 8 Wichtigste Klassifizierungsversuche (Formelzeichen siehe **Tabelle 12**)

Bei Bauwerken der GK 2 und 3 sollten Untergrund und Schüttmaterial den in der angeführten Klassifizierungsversuchen unterzogen werden (die Ergebnisse liegen in der Regel nach ein bis zwei Wochen vor). Sie können mit Ausnahme der Dichtebestimmung nach ÖN B 4414-1 an gestörten Bodenproben der Güteklasse 3 bzw. 4 durchgeführt werden.

Die Bestimmung der Dichte nach ÖN B 4414-1 wird vor allem an bindigen Böden vorgenommen, bei denen Proben der Güteklasse 2 verhältnismäßig einfach aus Bohrkernen bzw. Schürfen gewonnen werden können.

Bei nicht-bindigen Böden kann nach erfolgter Rammsondierung die Bestimmung der Lagerungsdichte nach DIN 18126 entfallen, da die Ableitung dieser Größe aus den Ergebnissen der Rammsondierung in der Regel genauere Ergebnisse liefert als der Laborversuch.

Zu den Klassifizierungsversuchen zählen außerdem die Bestimmung des Kalkgehaltes (z.B. nach DIN 18129 bzw. BS 1377-3), des Sulfatgehaltes (z.B. nach BS 1377-3), des pH-Wertes (z.B. nach BS 1377-3) und des Chloridgehaltes (z.B. nach BS 1377-3). Es handelt sich wie bei der Bestimmung des Glühverlustes um chemische Untersuchungen, die dazu dienen, schädigende Wirkungen von Boden und Grundwasser auf Beton, Stahl und den Boden selbst zu beurteilen. Diese Untersuchungen sind in Abhängigkeit von der chemischen Zusammensetzung des Untergrundes bzw. bei Verdacht auf Verunreinigung anzustellen.

Insbesondere bei kalk- und gipshaltigen Böden und vermuteter Verunreinigung sollte das Grundwasser auch auf seine Betonaggressivität untersucht werden (z.B. nach DIN 4030).

14.8.1.1.2 Elementversuche

Elementversuche dienen der direkten Bestimmung von mechanischen Bodenkenngrößen, indem die Bodenproben den in situ wirkenden Belastungen ausgesetzt und die hieraus resultierenden Verformungen und Widerstände gemessen werden.

Versuch	Prüfnorm	erf. Güteklasse der Proben	Kenngrößen
Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit	ÖN B 4415	2	c_u, E, q
Durchführung und Auswertung von Scherversuchen	ÖN B 4416	1	$\varphi, \varphi', c, c', c_u$
Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Scherversuchen	DIN 18137-2	1	$\varphi, \varphi', c, c', c_u$
Durchführung von Proctorversuchen	ÖN B 4418	4	w_{Pr}, ρ_{Pr}
Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Kompressionsversuchen (Ödometerversuche)	ÖN B 4420	1	E_S, c_c, c_s, c_v
Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit – Laborprüfungen	ÖN B 4422-1	2	k

Tabelle 9 Wichtige Elementversuche (Formelzeichen siehe **Tabelle 12**)

Bei der Untersuchung von Bauwerksstandorten sind Elementversuche in erster Linie ergänzende Versuche, die speziell bei ungünstigen Randbedingungen wie beispielsweise organischen oder ausgeprägt plastischen Böden durchzuführen sind. Nach erfolgter Klassifizierung werden daher oft keine weiteren Versuche durchgeführt und die Rechenwerte für die Bodenkenngrößen Tabellen entnommen (z.B. DIN 1055-2, Lastannahmen für Bauten).

Bei der Untersuchung von potentiell Schüttmaterial gehören Proctor-Versuche und Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zum Standardprogramm.

14.8.1.2 Feldversuche

Bei den *Feldversuchen* unterscheidet man zwischen Untersuchungen zur direkten Ermittlung von Bodenkenngrößen und Versuchen, die auf indirektem Wege Rückschlüsse auf den Untergrund ermöglichen.

Zu den wichtigsten indirekten Verfahren zählen die Sondierungen (siehe Abschnitt 14.5.3.1). In Österreich werden hauptsächlich Rammsondierungen durchgeführt.

Versuch	Prüfnorm	abgeleitete Kenngrößen*
Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnahmen	EN ISO 22476-1	E, φ', c_u
Rammsondierungen	ÖNORM EN ISO 22476-2	I_D, E, φ'
Standard Penetration Test	ÖNORM EN ISO 22476-3	I_D, E, φ'
Flügelscherversuch	EN ISO 22476-9	c_u
Drucksondierungen mit mechanischen Messwertaufnahmen	ÖNORM EN ISO 22476-12	E, φ', c_u

Tabelle 10 Sondierungen (*Bestimmbarkeit von Bodenart abhängig) (Formelzeichen siehe **Tabelle 12**)

Versuch	Prüfnorm	Kenngrößen
Bestimmung der Dichte – Feldverfahren	ÖNORM B 4414-2	ρ, ρ_d, w, D_{Pr}
Lastplattenversuch (statisch)	ÖNORM B 4417	k_s, E_v
Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit – Feldmethoden	ÖNORM B 4422-2	k
Dynamische Plattendruckversuche	TP BF-StB, Teil B 8.3	E_v
Wasserdurchlässigkeitsversuche im Bohrloch	ÖNORM EN ISO 22282-2, u. -6 (Normentwurf)	k
Pressiometerversuch nach Menard	ÖNORM EN ISO 22476-4 (Normentwurf)	E, k_s, φ'
Wassergehalt und Dichtemessung mit der Isotopsonde		w, ρ

Tabelle 11 Feldversuche zur direkten Bestimmung von Bodenkenngrößen (*Bestimmbarkeit von Bodenart abhängig) (Formelzeichen siehe **Tabelle 12**)

Dichtebestimmungen, Lastplattenversuche und Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen nach ÖNORM B 4422-2 dienen in erster Linie im Dammbau zur Überprüfung des eingebauten Schüttmaterials. Die Verdichtung kann für alle Böden über Dichtemessungen (gemäß ÖN B 4414-2), bei gemischtkörnigen, grobkörnigen und bei steifen bis festen feinkörnigen Böden über Tragfähigkeitsmessungen (Lastplattenversuche) bestimmt werden. Wasserdurchlässigkeitsversuche im Bohrloch nach der ÖNORM EN ISO 22282-2 und -6 erlauben Messungen in beliebigen Tiefen. Beim Pressiometerversuch nach Menard (Seitendrucksondierung) wird im Bohrloch durch die Aufweitung einer zylindrischen, flexiblen Membran unter Druck die Verformung des Bodens in situ gemessen. Einfach und rasch und von den Untergrundverhältnissen weitgehend unabhängig können Wassergehalt und Dichte von oberflächennahen Bodenschichten mit der Isotopsonde (Reichweite ca. 0,3 m) gemessen werden.

Wesentliche Vorteile von Feldversuchen sind die Messung am gewachsenen Boden und das unmittelbare Vorliegen der Messwerte.

Zeichen	Einheit	Benennung
C	-	Krümmungszahl der Kornverteilungskurve
D	-	Lagerungsdichte nichtbindiger Böden
D_{Pr}	-	Verdichtungsgrad nach Proctor
E	MN/m ²	Elastizitätsmodul des Bodens
E_s	MN/m ²	Steifemodul des Bodens
E_v	MN/m ²	Verformungsmodul des Bodens
I_C	-	Konsistenzzahl bindiger Böden
I_D	-	bezogene Lagerungsdichte
I_p	-	Plastizitätszahl bindiger Böden
S_r	-	Sättigungszahl
U	-	Ungleichförmigkeitszahl der Bodenkörner
GV_{gl}	-	Glühverlust des Bodens
c	kN/m ²	Kohäsion des Bodens
c_c	-	Kompressionsbeiwert
c'	kN/m ²	Kohäsion des dränierten bindigen Bodens
c_s	-	Schwellbeiwert
c_v	-	Konsolidationsbeiwert
c_u	kN/m ²	Kohäsion des undränierten bindigen Bodens
e	-	Porenzahl
k	m/s	Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens
k_s	kN/m ³	Bettungsmodul des Bodens
n	-	Porenanteil des Bodens
q	kN/m ²	gleichmäßige Flächenlast
w	-	Wassergehalt des Bodens
w_L	-	Fließgrenzenwassergehalt nach Atterberg
w_p	-	Ausrollgrenzenwassergehalt nach Atterberg
w_{Pr}	-	optimaler Wassergehalt nach Proctor
w_s	-	Schrumpfgrenzenwassergehalt nach Atterberg
ρ	g/cm ³	Bodendichte (feucht)
ρ_d	g/cm ³	Bodentrockendichte
ρ_{Pr}	g/cm ³	Proctordichte
φ	Grad	Reibungswinkel des Bodens
φ'	Grad	Reibungswinkel des dränierten bindigen Bodens

Tabelle 12 Formelzeichen der Labor- und Feldversuche Boden

14.8.2 Festgestein

Bezüglich *Eigenschaften* ist beim Festgestein zwischen Gestein und Fels bzw. Gebirge zu unterscheiden, da das Gestein in der Größenordnung einzelner Klufkörper oder Probestücke meist völlig andere Eigenschaften aufweist, als der aus gleichen oder verschiedenen Gesteinen zusammengesetzte und von Trennflächen verschiedenster Art (Schichten, Klüfte, Schieferungen, Störungen, Risse) durchzogene Fels. Der Fels ist in der Regel inhomogen. Er hat nicht in jedem Punkt die gleichen Eigenschaften und ist in hohem Maße anisotrop, was bedeutet, dass die Eigenschaften auch richtungsabhängig sind. Gebirgseigenschaften können daher nur immer für einen bestimmten Gültigkeitsbereich angegeben werden, den sogenannten Homogenbereich. Seine Abgrenzung ist vom Untersuchungszweck abhängig und gemäß der geplanten Beanspruchung unterschiedlich vorzunehmen und auf diese zu beziehen.

Bei der Beurteilung von Festgestein als Baugrund sind sowohl die Gesteins- als auch die Gebirgseigenschaften von Bedeutung. Labor- und Felduntersuchungen werden zu deren Bestimmung bei kleinen und mittleren Hochwasserrückhalteanlagen nur in Ausnahmefällen durchgeführt. Dies liegt vor allem daran, dass die Gesteinseigenschaften weitgehend bekannt sind und die des Gebirges, wenn überhaupt, nur in sehr aufwendigen In-Situ-Versuchen ermittelt werden können, deren Ergebnisse, wie bereits erwähnt, nur für einen räumlich begrenzten Bereich Gültigkeit haben und wesentliche Wechselwirkungen der einzelnen Parameter oft unberücksichtigt bleiben. Die wichtigsten Gesteinseigenschaften und Gesteinsgrößen sind in

Tabelle 13 bis Tabelle 15 zusammengefasst.

Ein Standardprogramm zur Bestimmung der Gebirgseigenschaften gibt es nicht und die Beurteilung der Eignung von Festgestein als Baugrund sollte stets einem erfahrenen Geologen überlassen werden.

Bei der Verwendung von Festgestein als Baustoff sollten nur solche Gesteine eingesetzt werden, die aufgrund von Druckfestigkeit, Scherfestigkeit, Körnigkeit, Verwitterungsbeständigkeit, Verdichtbarkeit (bei gebrochenem Material), Löslichkeit und Quellverhalten bedenkenlos möglich sind.

Parameter	Symbol
Dichte	ρ
Quellverhalten	-
Wasserlöslichkeit	-
Verwitterungsbeständigkeit	-

Tabelle 13 Überblick über die Parameter und Kriterien der Gesteinseigenschaften

Parameter	Symbol
Einaxiale Druckfestigkeit	q_u
Scherfestigkeit	T_{aB}
Elastizitätsmodul	E
Querdehnungszahl	ν
Wasserdurchlässigkeit	k_f

Tabelle 14 Gesteinskenngößen

Parameter	Symbol
Trennflächengefüge (Orientierung, Ausbildung der Klufkörper)	-
Zerlegungsgrad	-
Verwitterungszustand	-
Wasserwegigkeit	-
Verwitterungsbeständigkeit	-
Fallen und Streichen in Bezug auf das Bauvorhaben	-
Lösbarkeit aus dem Gebirgsverband	-
Verkarstung	-
Beschaffenheit des Trennflächensystems	-
Kluftfüllungen, offene Klüfte	-
Einfluss von Berg- bzw. Kluftwasser	-

Tabelle 15 Gebirgseigenschaften

14.9 Messtechnische Verfahren

Messtechnische Verfahren dienen der Ermittlung physikalischer Größen im Boden und Fels, im Grundwasser und am Bauwerk. Sie werden vor, während und nach der Bauausführung eingesetzt.

Die häufigsten Messungen im Feld sind:

- Setzungsmessungen
- Bewegungs- und Verformungsmessungen
- Porenwasserdruckmessungen
- Grundwasserstandsmessungen

Um die Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf Untergrund, Grundwasser oder das Bauwerk selbst möglichst vollständig zu erfassen, ist die Installation der Messeinrichtungen oft schon vor Baubeginn erforderlich. Die Geräte sind so anzuordnen, dass sie den Bauablauf möglichst wenig behindern, durch diesen nicht zerstört werden und für möglichst große Bereiche repräsentative Ergebnisse liefern.

Art, Umfang und Zeitraum der Messungen sind von den jeweiligen Verhältnissen abhängig und vom Geotechniker festzulegen.

14.9.1 Setzungsmessungen

Ist mit Setzungen des Baugrundes zu rechnen – zu erwartende Setzungen sind vom Geotechniker bereits in der Planungsphase zu berücksichtigen – sollte deren zeitlicher Verlauf von Beginn der

Gründungsarbeiten an erfasst werden. *Setzungsmessungen* erfolgen zumeist mit *Setzungspegeln* (Erfassung von Untergrundverformungen) oder als *Nivellementmessungen*.

Nach Bauvollendung sollten die Pegel so lange belassen werden, bis keine Setzungen mehr auftreten bzw. ein unbedeutendes Ausmaß erreicht haben. Die Messdauer hängt in erster Linie von den Durchlässigkeitsbeiwerten und Mächtigkeiten der setzungswirksamen Untergrundschichten ab (häufig sind die Setzungen nach ein bis zwei Jahren weitgehend abgeschlossen).

Beispielsweise lassen sich über am Durchlassbauwerk (z.B. Unterkante Ein- oder Auslaufbauwerk) und an der Oberkante der Schüttung angebrachte Messmarken die Setzungen von Baugrund und Damm sowie die Gesamtsetzungen ermitteln.

14.9.2 Bewegungs- und Verformungsmessungen

In Fällen, in denen Verformungen des Damms oder durch die Baumaßnahmen ausgelöste Hangbewegungen oder Verformungen des Baugrundes zu erwarten sind, sind zur Beweissicherung und gegebenenfalls notwendigen Einleitung von Gegenmaßnahmen Bewegungs- und *Verformungsmessungen* durchzuführen. Bevorzugt verwendet werden *Inklinometer* und *Extensometer*.

Dreiaxiale Inklinometer am luft- und wasserseitigen Dammfuß liefern beispielsweise Hinweise auf mögliche Horizontal- und Vertikalbewegungen im Damm (Ausweichbewegungen bei weichen bindigen Böden). Über quer zur Dammachse über die gesamte Dammbreite angebrachte Horizontalinklinometer (teurer als Setzungspegel, jedoch keine Störung des Bauablaufes) lassen sich Vertikalbewegungen (Setzungen des Untergrundes) erfassen.

Die Messungen erstrecken sich in der Regel über die gesamte Bauphase und werden meist nach Baufertigstellung fortgesetzt.

14.9.3 Porenwasserdruckmessungen

Vor allem bei weichen und wassergesättigten bindigen Böden (z.B. organogene Schluffe und Tone, organische Böden, junge Seetone) entstehen mit der Lastaufbringung Porenwasserüberdrücke, da das Wasser nicht schnell genug abfließen kann. Und da mit zunehmendem Porenwasserdruck die Kontaktflächen der Bodenpartikel reduziert und dadurch Steifigkeit und Festigkeit des Bodens verringert werden, ist dessen Entwicklung im Hinblick auf die Festlegung der Baugeschwindigkeit zu erfassen.

An Messgeräten werden vor allem *Piezometer* (hydraulische, pneumatische, elektrische) verwendet. Die Pegel sind bereits vor Lastaufbringung zu installieren. Bei Dämmen ist die Anordnung in der Dammachse (größte Auflast) üblich.

Die Anzahl der Messpunkte ist vor allem von den Mächtigkeiten der betroffenen Schichten abhängig – Pegel in vertikalen Abständen von zwei bis drei Meter sind zumeist ausreichend. Gemessen wird in der Regel über die gesamte Bauphase.

14.9.4 Grundwasserstandsmessungen

Grundwasserstandsmessungen sind vor allem dann vorzunehmen, wenn hohe Grundwasserstandsschwankungen zu Beeinträchtigungen bei der Bauausführung führen können bzw. das geplante Bauwerk eine Störung des Grundwasserregimes mit sich bringen kann.

Man unterscheidet zwischen offenen und geschlossenen Messsysteme. Bei offenen Systemen wird die Grundwasserdruckhöhe an einer Beobachtungsstelle gemessen, die üblicherweise mit einem offenen Rohr versehen ist. In geschlossenen Systemen wird der Grundwasserdruck unmittelbar an der ausgewählten Stelle mit einem Druckaufnehmer ermittelt.

Offene Systeme sind am besten für Böden und Fels mit relativ hoher Durchlässigkeit wie Sand, Kies oder stark geklüfteten Fels geeignet. In Böden und Fels mit geringer Durchlässigkeit können sie, verzögert durch die Zeitverzögerung beim Befüllen und Entleeren des Druckrohres, zu fehlerhaften Interpretationen führen.

Geschlossene Systeme können in allen Boden- und Felsarten verwendet werden. Sie sollten in Böden und Fels mit sehr geringer Durchlässigkeit, z.B. Ton oder wenig geklüftetem Fels, verwendet werden. Ebenfalls sollten sie bei artesischem Wasser mit hohem Wasserdrücken eingesetzt werden.

Wird das Grundwasserregime durch das Bauwerk beeinflusst bzw. ist dies zu vermuten, sollten berg- und talwärts des Bauwerkes Messstellen angebracht werden. Ansonsten reicht meist eine Messstelle aus (evtl. Absprache der Standorte mit einem Hydrogeologen). Die Messungen werden oft vor Baubeginn begonnen und nach Fertigstellung fortgesetzt.

15

ANHANG II: HOCHWASSER- RÜCKHALTEBECKEN- KATASTER



15.1 Allgemeines

Hochwasserrückhaltebecken sind Schlüsselbauwerke der Wildbach- und Lawinenverbauung. Der Erhaltung ihrer Funktionsfähigkeit kommt somit höchste Priorität zu.

Diesem Umstand wurde auch durch die bei der Wildbach- und Lawinenverbauung verbindliche Erstellung von HWRHB-Büchern Rechnung getragen. Siehe hierzu auch: „Handbuch zur Erstellung eines Beckenbuches für (un)gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung, BMLFUW, 2007“ [16.] [17.].

Im Rahmen des Fachbereiches „Hochwasserrückhaltebecken“ entschied man sich zur Erstellung eines HWRHB-Katasters für die Wildbach- und Lawinenverbauung Österreich um:

- eine österreichweite (auch grafische) Übersicht über die HWRHB der Wildbach- und Lawinenverbauung zu erhalten
- eine Übersicht über den aktuellen Stand der Technik der HWRHB der WLW zu gewinnen
- dadurch den Erfahrungsaustausch unter der Kollegenschaft zu vereinfachen

Im Zuge der Inkraftsetzung des Bauwerkskatasters im WLK im Sommer 2011 wurden die vom Fachbereich erhobenen Daten in den WLK importiert.

Die Arbeiten des Fachbereiches am Rückhaltebeckenkataster sind somit abgeschlossen. Die Pflege der Daten obliegt den Dienststellen.



Abbildung 43 Bauwerkskataster: Beispiel RHB Mittergrabenbach mit Rückhalteraum und Geschieberückhaltesperre, Gden Weißkirchen, Maria Buch-Feistritz und Eppenstein, Bezirk Murtal

15.2 Erhebungen der Phase 1

In einem **ersten Erhebungsschritt (Phase 1)** wurden im Jahr 2008 österreichweit folgende Grunddaten je Becken erhoben.

ID (= laufende österreichweite Nummer = Primärschlüssel)
Sektion (Sektionskennzahl)
RHB-Name
Bundesland
Haupt-Bezirk
Haupt-Gemeinde
Gebietsbauleitung (Kennzahl)
WLK-Nummer des Gerinnes: WLW-WB-
Standort (hm des Gerinnes)
Koordinatensystem
Rechtswert (dezimal)
Hochwert (dezimal)
Bau-Fertigstellung (Jahr)
Beckenbuch erstellt
Bauart-Sperre
Aufbau/Art der Dichtung
Typ ((1)Haupt- oder (2)Nebenschluss)
Bypässe Anzahl
Bearbeiter Familienname
Bearbeiter Vorname
Bearbeiter Mobil-Telefon
Rückhaltebeckenverantwortlicher nominiert
Beckenwärter nominiert
Konsensinhaber Art
Nutzinhalt bei eingestautem Becken (m ³)
Stauhöhe bei eingestautem Becken (m)

Tabelle 16 Erhobene Grunddaten je Becken laut Erhebung Phase 1 im Jahr 2008

15.3 Ergebnisse der Auswertung der Phase 1 – Stand 2008

Im Folgenden wird ein Teil der Ergebnisse der ersten Erhebung der Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinerverbauung in Österreich präsentiert.

- Insgesamt wurden **106 Becken** gemeldet.
- Das durchschnittliche Alter der Anlagen im Jahr 2008 betrug 12 Jahre.

Bauart der Sperre (in %)	(%)
Erddämme	46
Homogendämme	21
Erddamm + Dichtkern	11
Erddamm + Plattenbauwerk	10
Erddamm + Winkelstützmauer	4
Schwergewichtsmauer	21
Plattensperren	14
Winkelstützmauern	10
Trogsperrern	2
Pfeilerplattensperren	1
Unbekannt	6

Tabelle 17 Bauart der HWRHB der Wildbach- u. Lawinerverbauung in Österreich laut Erhebung Phase 1 im Jahr 2008

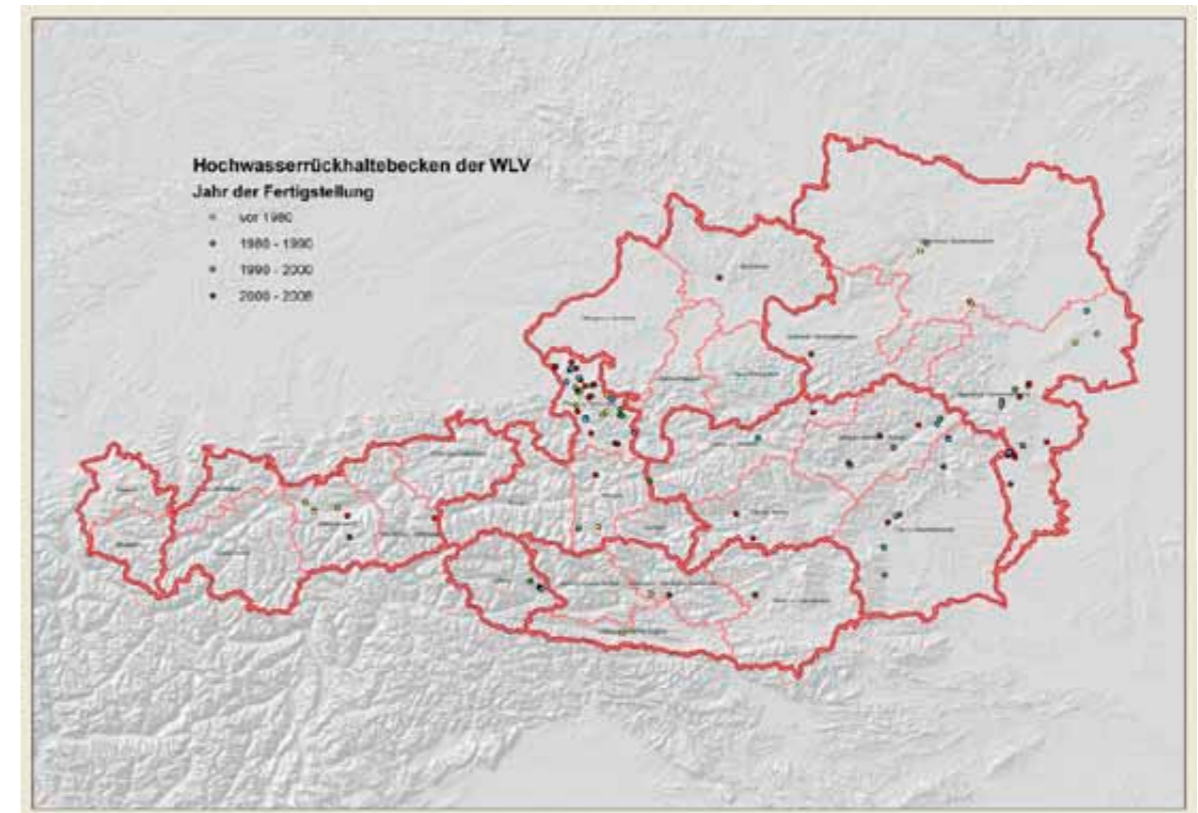


Abbildung 44 Verteilung der HWRHB in Österreich auf Sektionen und Gebietsbauleitungen – klassifiziert nach dem Errichtungsjahrzehnt, laut Erhebung Phase 1 im Jahr 2008

Zusammenfassung HWRHB-Erhebung – Phase 1 – die.wildbach	Stk. bzw. m ³ und m
Anzahl der Becken (Stk.)	106
Gesamtstauvolumen (m³)	4.311.968
Mittleres Volumen je Becken (m ³)	42.000
Anzahl der Becken >100.000m ³ (Stk.)	10
Mittlere Stauhöhe (m) je Becken (m)	8,6
Anzahl der Becken höher 10m (Stk.)	24
Anzahl der Becken höher 15m (Stk.)	11
Anzahl der Becken höher 20m (Stk.)	4

Tabelle 18 Volumen und Höhe der Becken der Wildbach- und Lawinerverbauung in Österreich laut Erhebung Phase 1 im Jahr 2008

15.4 Tabellarische Auflistung der Rückhaltebecken der WLIV

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu[m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/ Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
1	Reingrubergaben Waidhofen/Y. Waidhofen/Y. 1.1	Schwergewichtsmauer Baugrubensicherung links und rechts (Klippenzone) 7 2006	4	ungesteuert 0	0,40 5.000,00
			0,9 77,5		Hauptschluss 1.244.995,00
2	Bründlgraben Krems-Stadt Krems a.d.D. 1.2	Erddamm Betonkern 3 k.A.	k.A.	ungesteuert 0	1,41 16.100,00
			k.A. k.A.		Hauptschluss ATS 2.560.000,00
3	Gobelsburger Lössgräben Krems Langenlois 1.2	Winkelstützmauer 3,7 k.A.	11,6	ungesteuert 0	3,67 23.800,00
			4,4 62,1		Hauptschluss k.A.
4	Götzwiesenbach St.Pölten Altlenzbach 1.2	Erddamm Homogendamm 7,5 k.A.	9,4	manuell 0	1,30 24.000,00
			2,3 75,5		Hauptschluss 839.500,00
5	Lengbachl St.Pölten Altlenzbach 1.2	Erddamm Zonendamm 7 k.A.	17,4	manuell	3,10 27.000,00
			9,5 45,4		Hauptschluss 978.150,00
6	Bindergraben Oberpullendorf Piringsdorf 1.3	Homogendamm 5,3 2007	7,5	ungesteuert 0	1,50 22.000,00
			1,6 78,7		Hauptschluss 433.000,00
7	Willersbach Oberwart Oberschützen 1.3	Erddamm Dichtkern aus Beton 9,35 2005	48,2	ungesteuert 0	6,40 88.000,00
			28 41,9		Hauptschluss 1.100.000,00
8	Willersbach Oberwart Oberschützen 1.3	Erddamm Dichtkern aus Beton 9,8 2008	37	ungesteuert 0	17,10 86.000,00
			18 51,4		Hauptschluss 1.085.000,00

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu[m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/ Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
9	Panzerbach Oberwart Wiesfleck 1.3	Erddamm wasserseitige Dichtungsbahn aus Bentonit 7,2 2006	10,02	ungesteuert 0	3,10 22.600,00
			6,4 36,1		Hauptschluss 391.500,00
10	Fröscheraubach/ Feuerwehrrunse Oberwart Wiesfleck 1.3	Erddamm wasserseitige Dichtungsbahn aus Bentonit 3,7 2007	2,3	ungesteuert 0	0,39 4.600,00
			1,46 36,5		Hauptschluss 281.000,00
11	Höllgraben Neunkirchen Scheiblingkirchen- Thernberg 1.3	Erddamm Dichtkern aus Beton 8 2000	7,4	ungesteuert 0	0,82 11.300,00
			3,5 52,7		Hauptschluss ATS 3.462.000,00
12	Leidingbach Wiener Neustadt Walpersbach 1.3	Homogendamm 6,8 1982	24	ungesteuert 0	13,20 75.000,00
			15 37,5		Hauptschluss ATS 4.140.000,00
13	Stubenbach Oberwart Bernstein 1.3	Erddamm Dichtkern aus Beton 5,4 1985	14,7	ungesteuert 0	3,20 7.800,00
			11,5 21,8		Hauptschluss ATS 2.004.000,00
14	Waldbach Oberwart Kemeten 1.3	Erddamm mit Schmalwand 11,2 2005	23	ungesteuert 0	6,60 220.000,00
			6 73,9		Hauptschluss ATS 28.000.000,00
15	Fröscheraubach/ Wiesenbach Oberwart Wiesfleck 1.3	Erddamm Dichtkern aus Beton 6,4 1991	17	ungesteuert 0	2,90 15.400,00
			12,2 28,2		Hauptschluss ATS 3.177.500,00
16	Fröscheraubach/ Steingrabenbach Oberwart Wiesfleck 1.3	Erddamm Dichtkern aus Beton 5,4 1992	14	ungesteuert 0	2,20 5.900,00
			11,7 16,4		Hauptschluss ATS 2.832.500,00

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu [m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
17	Leidingbachgraben Neunkirchen Warth 1.3	Schwergewichtsmauer 6,8 1992	4,8 3,8 20,8	ungesteuert 0	0,46 1.800,00 Hauptschluss ATS 1.703.000,00
18	Leidingbachgraben/Südl. Quellgraben Neunkirchen Warth 1.3	Winkelstützmauer 5,0 1993	2,2 1 54,5	ungesteuert 0	0,12 1.500,00 Hauptschluss ATS 1.350.000,00
19	Zottelhofgraben Neunkirchen Warth 1.3	Erddamm Dichtkern aus Beton 5,5 1999	4,8 1,5 68,8	ungesteuert 0	0,41 1.800,00 Hauptschluss ATS 2.040.000,00
20	Edlesbach Mattersburg Wiesen 1.3	Erddamm Dichtkern aus Beton 9 1994	8,25 5,5 33,3	ungesteuert 0	1,54 7.300,00 Hauptschluss ATS 2.902.500,00
21	Edlesbach/Fromaubach Mattersburg Wiesen 1.3	Homogendamm 7,8 2001	2,43 2,1 13,6	ungesteuert 0	1,97 2.100,00 Hauptschluss ATS 1.423.500,00
22	Kirchberggraben Neusiedl am See Neusiedl am See 1.3	Schwergewichtsmauer 2,9 1977	6,8 0,6 91,2	ungesteuert 0	0,80 3.300,00 Hauptschluss ATS 1.715.000,00
23	Rosenberggraben Eisenstadt-Umgebung Purbach 1.3	Homogendamm 4,3 1979	3,6 0,48 86,7	ungesteuert 0	0,53 2.500,00 Hauptschluss ATS 60.580.000,00
24	Bernreiserweggraben Bruck an der Leitha Höflein 1.3	Homogendamm 3,0 1992	5,3 0,9 83,0	ungesteuert 0	2,20 7.000,00 Hauptschluss ATS 890.000,00

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu [m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
25	Klingfurtherbach Wiener Neustadt Walpersbach 1.3	Erddamm Dichtkern aus Beton 7 2003	20 4,8 76,0	ungesteuert 0	1,60 10.000,00 Hauptschluss 385.000,00
26	Grabenhanslbach Urfahr-Umgebung Walding 2.4	Erddamm Dichtkern aus Stahlbeton 5 2007	6,2 1,69 72,7	ungesteuert 0	1,00 8.700,00 Hauptschluss 703.000,00
27	Bergassingergraben Sbg.-Umg. Anthering 3.1	Schwergewichtsmauer 8 2000	5 2,65 47,0	ungesteuert 0	0,62 6.000,00 Hauptschluss ATS 2.848.691,66
28	Schwarzaubach Sbg./Ugb. Ebenau 3.1	Plattensperre 15,8 2006	21,1 6,1 71,1	ungesteuert 2	2,90 150.000,00 Hauptschluss k.A.
29	Ellmaubach Sbg./Ugb. Ebenau 3.1	Plattensperre 10,42 2007	11,7 5,3 54,7	Schwimmersteuerung 2	1,50 40.000,00 Hauptschluss k.A.
30	Kehlbach Sbg.-Umg. Elsbethen 3.1	Plattensperre 7 1968	17,9 5,5 69,3	ungesteuert 0	2,83 8.000,00 Hauptschluss ATS 339.944,00
31	Eugenbach Sbg.-Umg. Eugendorf 3.1	Plattensperre 5,5 2005	28,5 20 29,8	ungesteuert 0	16,50 40.000,00 Hauptschluss ATS 6.877.258,76
32	Burgstallgraben Sbg.-Umg. Eugendorf 3.1	Plattensperre 7,9 2005	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 1	0,98 8.000,00 Hauptschluss 196.176,50
33	Eibenseebach Sbg.-Umg. Fuschl 3.1	Schwergewichtsmauer 17,3 1976	14,2 9,5 33,1	ungesteuert 0	3,38 110.000,00 Hauptschluss ATS 2.596.264,40

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu[m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/ Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
34	Matzingergraben Sbg.-Umg. Hallwang 3.1	Plattensperre 8,2 2006	9,6 3 68,8	ungesteuert 1	1,40 22.000,00 Hauptschluss k.A.
35	Schernbach Sbg.-Umg. Hallwang 3.1	Schwergewichtsmauer 22,8 1978	15 13,5 10,0	Schwimmersteuerung 0	5,25 75.000,00 Hauptschluss k.A.
36	Ladenbach Sbg.-Umg. Hintersee 3.1	Schwergewichtsmauer 14,5 1972	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	k.A. 34.000,00 Hauptschluss k.A.
37	Schafbach Sbg.-Umg. Hintersee 3.1	Schwergewichtsmauer 18 1971	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	2,66 65.000,00 Hauptschluss ATS 1.480.989,00
38	Alterbach Sbg.-Umg. Koppl 3.1	Plattensperre 7 1987	38,4 29,2 24,0	ungesteuert 0	7,20 23.000,00 Hauptschluss ATS 5.985.938,00
39	Alterbach Sbg.-Umg. Koppl 3.1	Plattensperre 7,7 1987	32,74 18,9 42,3	ungesteuert 0	4,57 31.900,00 Hauptschluss ATS 4.093.786,60
40	Alterbach Sbg.-Umg. Koppl 3.1	Plattensperre 5,8 1987	22,9 22,8 0,4	ungesteuert 0	3,16 12.400,00 Hauptschluss ATS 3.187.868,72
41	Apfelbach Sbg.-Umg. Oberndorf 3.1	Plattensperre 3 1997	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	4,60 8.700,00 Hauptschluss ATS 2.434.895,24
42	Apfelbach Sbg.-Umg. Oberndorf 3.1	Plattensperre 4,2 1998	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	4,40 10.000,00 Hauptschluss ATS 2.994.376,47

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu[m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/ Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
43	Apfelbach Sbg.-Umg. Oberndorf 3.1	Plattensperre 4,5 1999	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	3,28 10.000,00 Hauptschluss ATS 1.428.403,34
44	Mayrhofergraben Sbg.-Umg. Oberndorf 3.1	Plattensperre 4 2004	0,3 0,261 13,0	manuell 2	0,02 1.200,00 Hauptschluss 257.084,80
45	Kirchstättgraben Sbg.-Umg. Obertrum 3.1	Plattensperre 7,8 1995	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 1	0,76 20.000,00 Hauptschluss 4.167.724,48
46	Mattseeroidergraben Sbg.-Umg. Obertrum 3.1	Schwergewichtsmauer 10,8 2004	14,3 3,4 76,2	ungesteuert 1	1,68 45.000,00 Hauptschluss k.A.
47	Spielberggraben Sbg.-Umg. Obertrum 3.1	Schwergewichtsmauer 8,5 1996	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 1	0,26 6.700,00 Hauptschluss k.A.
48	Hubergraben Sbg.-Umg. Obertrum 3.1	Schwergewichtsmauer 5,9 1995	k.A. k.A. k.A.	automatisch 0	0,21 5.000,00 Hauptschluss ATS 750.617,30
49	Abtenauerbach Sbg.-Umg. St. Gilgen 3.1	Plattensperre mit Erddamm 6 1997	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 1	2,11 26.600,00 Hauptschluss ATS 15.294.126,68
50	Zinkenbach Sbg.-Umg. St. Gilgen 3.1	Schwergewichtsmauer 15,8 1982	109,3 31,3 71,4	ungesteuert 0	29,40 98.000,00 Hauptschluss ATS 1.001.467,48
51	Steingraben Sbg.-Umg. St. Gilgen 3.1	Schwergewichtsmauer 21,5 1984	43,7 11,1 74,6	ungesteuert 0	14,00 105.000,00 Hauptschluss ATS 5.258.478,00

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu[m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
52	Pfarrgraben Sbg.-Umg. Seeham 3.1	Plattensperre mit Erddamm 4,5 2005	17 12 29,4	ungesteuert 0	2,80 7.000,00 Hauptschluss ATS 3.040.897,08
53	Hippingerbach Sbg.-Umg. Seekirchen 3.1	k.A. k.A. 8,3 1995	k.A. 0,51 k.A.	ungesteuert 1	1,81 43.000,00 Hauptschluss ATS 4.104.780,64
54	Leopoldgraben Sbg.-Umg. Strobl 3.1	Schwergewichtsmauer 17,5 1983	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	35.500,00 5,64 Hauptschluss k.A.
55	Brunnbach Sbg.-Umg. Thalgau 3.1	Erddamm mit Abschlussbauwerk 3 1984	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	14,60 115.000,00 Nebenschluss ATS 6.845.918,17
56	Fischbach Sbg.-Umg. Thalgau 3.1	Plattensperre mit Erddamm 9,5 2002	57 27 52,6	sonstige Steuerung 0	11,90 80.000,00 Hauptschluss ATS 15.553.500,25
57	Fischbach Hallein Abtenau 3.1	Plattensperre mit Erddamm 7 1995	17,7 8,7 50,8	ungesteuert 0	3,90 19.600,00 Hauptschluss 26.049.758,41
58	Fischbach Hallein Abtenau 3.1	Plattensperre mit Erddamm 8 1994	13,9 8,9 36,0	manuell 0	2,40 11.000,00 Hauptschluss 230.354,56
59	Lindenthalgraben Hallein Abtenau 3.1	Plattensperre mit Erddamm 6 2004	13 4 69,2	ungesteuert 0	0,88 4.000,00 Hauptschluss 223.493,95

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu[m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
60	Lindenthalgraben Hallein Abtenau 3.1	Plattensperre mit Erddamm 5,5 2004	13 3 76,9	ungesteuert 0	0,87 4.000,00 Hauptschluss 295.788,89
61	Spumbach Hallein Adnet 3.1	Schwergewichtsmauer 9,8 1991	28,8 18 37,5	ungesteuert 0	4,20 33.000,00 Hauptschluss ATS 6.307.979,66
62	Zillreitgraben Hallein Adnet 3.1	Plattensperre mit Erddamm 7,2 1998	22,3 12,2 45,3	ungesteuert 0	3,35 37.000,00 Hauptschluss ATS 2.806.295,53
63	Kertererbach Hallein Kuchl 3.1	Schwergewichtsmauer 16,8 2001	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	5,80 8.000,00 Hauptschluss k.A.
64	Kleinriesbach Hallein Puch 3.1	Plattensperre mit Erddamm 5 2001	2	ungesteuert 0	0,28 7.800,00 Hauptschluss ATS 3.234.215,83
65	Randobach Hallein Rußbach 3.1	Schwergewichtsmauer 16,4 1994	58 65,5 38,8	ungesteuert 0	5,90 36.000,00 Hauptschluss ATS 8.379.970,96
66	Luttersbach St. Johann i.P. Bischofshofen 3.2	Winkelstützmauer 8 2003	k.A. k.A. k.A.	k.A. 0	k.A. 3.100,00 k.A. k.A.
67	Reitalpsbach St. Johann i.P. Hüttschlag 3.2	Winkelstützmauer 11,4 k.A.	k.A. k.A. k.A.	k.A. 0	k.A. 110.000,00 k.A. k.A.
68	Schloßbach St. Johann i.P. Bad Hofgastein 3.2	Winkelstützmauer 9 1985	k.A. k.A. k.A.	k.A. 0	k.A. 53.000,00 k.A. k.A.

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu[m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/ Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
69	Eisbachgraben Liezen Pichl-Preunegg 4.1	Schwergewichtsmauer, luftseitig eingeschüttet Betondichtwand 9 1989	14 6 57,1	ungesteuert 0	1,80 26.000,00 Hauptschluss ATS 6.540.182,66
70	Gamsbach Liezen Gams 4.1	Betonsperre eingeschüttet Betondichtwand 12 2008	7,2 1 86,1	automatisch 0	0,58 22.775,00 Hauptschluss ATS 28.644.610,11
71	Urtlbach Murau St. Peter am Kammersberg 4.3	Plattensperre Dichtschürze 6.5 2007	11 4,6 58,2	Schwimmer- steuerung 0	0,80 4.630,00 Hauptschluss 390.882,06
72	Schwarzenbach Murau St. Lambrecht 4.3	Stahlbetonplatte und Erddamm Spundwand und Dichtwand 11,05 2008	26 7 73,1	Schwimmer- steuerung 0	4,15 73.000,00 Hauptschluss 1.750.178,50
73	Bürgerbach Bruck/Mur Aflenz Kurort 4.4	Auslaufbauwerk in Stahlbeton Homogenerddamm 5.4 2001	14,8 6,7 54,7	ungesteuert 0	3,00 19.400,00 Hauptschluss 238.800,00
74	Schimpelhofbach Bruck/Mur Kapfenberg 4.4	Auslaufbauwerk in Stahlbeton Homogenerddamm 4 1987	13 2,5 80,8	ungesteuert 0	1,50 20.000,00 Hauptschluss 187.500,00
75	Hessenbergbach Leoben St. Peter- Freienstein 4.4	Auslaufbauwerk in Stahlbeton Homogenerddamm 4.75 1991	7,2 2,5 62,3	ungesteuert 0	0,71 8.500,00 Hauptschluss 201.900,00

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu[m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/ Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
76	Sandgrubenbach Leoben Trofaiach 4.4	Pfeilerplattensperre in Stahlbeton Stahlbetonmauer 4.3 2001	3,3 0,66 80,0	ungesteuert 0	0,19 1.100,00 Hauptschluss 130.000,00
77	Rittisbach Mürzzuschlag Mürzzuschlag 4.4	Auslaufbauwerk in Stahlbeton Homogenerddamm 5,3 2004	7 1,34 8,9	ungesteuert 0	0,64 10.000,00 Hauptschluss 483.000,00
78	Steingrabenbach Mürzzuschlag Mürzzuschlag 4.4	Schwergewichtsmauer Schwergewichtsmauer 7.5 1998	11,4 5,56 51,2	ungesteuert 0	0,73 9.200,00 Hauptschluss 487.600,00
79	Zimmersdorfbach Zimmersdorfbach Mürzzuschlag 4.4	Auslaufbauwerk in Stahlbeton Homogenerddamm 5.8 1990	12 3,6 70,0	ungesteuert 0	1,40 11.400,00 Hauptschluss 253.400,00
80	Augraben Graz-Umgebung Gratwein 4.5	Winkelstützmauer Beton 12 1996	6 0,8 86,7	ungesteuert 0	0,39 10.400,00 Hauptschluss 457.838,00
81	Schwaigerbach Graz-Umgebung Eisbach 4.5	Winkelstützmauer Beton 10 2002	9 1,02 88,7	ungesteuert 0	0,73 16.000,00 Hauptschluss 821.270,00
82	Picklbach Graz-Umgebung Gratkorn 4.5	Winkelstützmauer Beton 12 1990	11,4 1,8 84,0	ungesteuert 0	0,90 12.650,00 Hauptschluss 723.821,43
83	Niessnitzbach Weiz Ratten 4.5	Winkelstützmauer und Erddamm kombiniert Beton 12 1995	17 6,81 59,8	ungesteuert 0	2,92 32.000,00 Hauptschluss ATS 12.300.000,00
84	Koglbach Weiz Ratten 4.5	Winkelstützmauer Beton 14 1995	36 14,83 58,8	ungesteuert 0	7,08 36.000,00 Hauptschluss ATS 9.300.000,00

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu[m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/ Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
85	Waisenbach Weiz Birkfeld 4.5	Schwergewichtsmauer Beton 21 2005	83 31 62,7	ungesteuert 2	39,10 383.000,00 Hauptschluss 2.782.196,00
86	Wildbachdorfbach Deutschlandsberg Deutschlandsberg 4.5	Winkelstützmauer und Erddamm kombiniert Beton 10 1990	11 8,5 22,7	ungesteuert 0	1,00 16.740,00 Hauptschluss ATS 8.352.600,00
87	Hunneshbach Voitsberg Ligist 4.5	Winkelstützmauer und Erddamm kombiniert Beton 10 1985	38 18 52,6	ungesteuert 0	5,30 30.000,00 Hauptschluss ATS 13.700.000,00
88	Obermühlbach St. Veit/Glan Frauenstein/St. Veit 5.2	DSV/deep-soil-mixing 9 2008	37 2 95,6	k.A. 0	20,00 9.837,00 k.A. 1.788.547,37
89	Zitterbach Hermagor Hermagor- Pressegger See 5.2	Winkelstützmauer Spundwände 3.63 k.A.	11 2 81,8	ungesteuert 0	1,00 1.501,00 Hauptschluss 632.000,00
90	Runse Dabor Spittal/Drau Radenthein 5.3	Winkelstützmauer und Erddamm kombiniert Beton 6 2005	1,3 0,5 61,5	k.A. 0	0,18 0,00 k.A. 200.000,00
91	Tschierwegerbach Spittal/Drau Millstatt 5.3	Erddamm 3-Zonen- Homogendamm 3.65 k.A.	10,5 3,3 68,6	k.A. 0	1,62 0,00 k.A. 360.000,00
92	Sistranserbach IBK/Ld Sistrans 6.3	Erddamm Spundwand 9.5 2007	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	k.A. 37.000,00 Hauptschluss k.A.

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu[m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/ Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
93	Schöfnerbach IBK/Ld Pfons 6.3	Erddamm Lehmkern 4.1 2007	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	k.A. 30.000,00 Hauptschluss k.A.
94	Höttingerbach IBK/Stadt IBK 6.3	Erddamm 25.5 k.A.	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	k.A. 55.000,00 Hauptschluss k.A.
95	Lehnbach IBK/Ld Inzing 6.3	Erddamm 14 k.A.	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	k.A. 90.000,00 Nebenschluss k.A.
96	Lehnbach IBK/Ld Inzing 6.3	Erddamm 14 k.A.	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	k.A. 70.000,00 Hauptschluss k.A.
97	Mösererbach IBK/Ld Pettnau 6.3	Erddamm 10 k.A.	k.A. k.A. k.A.	ungesteuert 0	k.A. 25.000,00 Nebenschluss k.A.
98	Schönachbach Schwaz Gerlos 6.4	Erddamm Spundwand 9.42 2008	95 32,32 66,0	ungesteuert 0	28,14 290.000,00 Hauptschluss 1.008.000,00
99	Wörglerbach 6.5	k.A. k.A. 24,3 2003	80 35 56,3	k.A. k.A.	20,00 178.500,00 k.A. 3.175.000,00
100	Pitschedboden Lienz Ainet 6.6	Schwergewichtsmauer, Bogensperre Betonplomben, Spritzbeton 7 1986	3,4 1,5 55,9	manuell 0	3,50 350.000,00 Hauptschluss 275.800,00
101	Stieralm Lienz Gaimberg 6.6	Trogsperrre mit Flügelmauern für Dammanschluss bzw. Grünbruchsicherheit Erddamm 6 1999	3,4 0,3 91,2	manuell 0	0,23 11.000,00 Hauptschluss 286.400,00

Ifd. Nr.	Name Gemeinde Bezirk Gebietsbauleitung	Art d. Abschlussbauwerkes Dichtung Stauhöhe [m] Jahr d. Fertigstellung	Q zu [m³/s] Q ab [m³/s] Ret.grad [%]	Grundablass	EZG-Größe [km²] Nutzinhalt [m³] Typ (Haupt-/ Nebenschluss) Kosten [€]
				Art d. Steuerung Anzahl Bypässe	
102	Biedneralm Lienz Gaimberg 6.6	Trogsperr mit Flügelmauern für Dammanschluss bzw. Grünbruchsicherheit Erddamm 9 2006	0,7 0,3 57,1	manuell 0	0,27 12.000,00 Hauptschluss 682.600,00
103	Unterhuberalm Lienz Gaimberg 6.6	Schergewicht mit Sohlrampe uw Erddamm 8,5 2000	5,4 0,2 96,3	manuell 0	0,39 14.000,00 Hauptschluss 319.800,00
104	Mittergrabenbach Judenburg Maria Buch Feistritz 4.3	Stahlbetonplatte und Erddamm Dichtschürze in Stahlbeton 10,8 2009	14 8,2 41,4	ungesteuert 1	1,63 44.000,00 Hauptschluss 898.956,39
105	Linker Marktbach Graz-Umgebung Semriach 4.5	Betonsperre 7,3 2010	5 2 60,0	ungesteuert 1	0,20 7.600,00 Hauptschluss 600.000,00
106	Pletschgraben Bruck/Mur Turnau 4.4	Betonsperre Betonkern 10,8 2010	12 4 66,7	ungesteuert 2	1,10 18.600,00 Hauptschluss 2.800.000,00

16 LITERATURHINWEISE

- [1.] Angerer, Johann, Hofmann, Robert, Mölk, Michael, Pittracher, Manfred, Sausgruber, Thomas, Stepanek, Leopold: WLW-Leitfaden für den Planungsablauf von Hochwasser-Retentionsanlagen: Ingenieurgeologie-Geotechnik. Wildbach- und Lawinenverbau, 74. Jahrgang, August 2010, Heft 165, Villach. S. 24–43.
- [2.] Anwenderhandbuch Band 1, Hochwasseranalyse, IHW, Karlsruhe, 1988
- [3.] Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten, DVWK, Regeln zur Wasserwirtschaft, Teil I: Analyse, 112/1982 u. Teil II: Synthese, 113/1984
- [4.] Baukonstruktionen – Band 3 – Gründungen, Anton Pech, Erik Würger, Springer, 2005
- [5.] Bemessung von Rampen zur Sohlstabilisierung – Formeln zur Rampenbemessung, IWB, 2010
- [6.] Berechnungsverfahren für Staudämme, ATV-DVWK-Merkblatt M 502, 2002
- [7.] Blockrampen. Anforderungen und Bauweisen. Workshop der VAW vom 5. Oktober 2006, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie -VAW- der ETH Zürich, Nr. 201,2007
- [8.] Dammbau in Theorie und Praxis, Werner Striegler, Verlag für Bauwesen; Berlin, 1998
- [9.] Deichquerschnitte (Hochwasserschutzdämme), Empfehlungen für die Ausbildung, BMLFUW, Abt. Schutzwasserwirtschaft, Wien, 2007
- [10.] Dichtungssysteme in Deichen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), 2005
- [11.] Dichtungselemente im Wasserbau, DVWK-Merkblätter 215, Paul Parey, 1990
- [12.] Ermittlung von Hochwasser-Bemessungsganglinien in beobachteten und unbeobachteten Einzugsgebieten, Bernhard Sackl, Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, Nr. 13, TU Graz, 1994
- [13.] Flußdeiche, DVWK-Merkblätter 210, DVWK, Paul Parey, 1986
- [14.] Grundablässe von Hochwasserrückhaltebecken – Arbeitsbehelf, Zwischenbericht November 2009, PERZ, LEITNER, HÖFER, 2009
- [15.] Grundlagen der Hydrologie, Siegfried Dyck; Gerd Peschke, Verlag für Bauwesen; Berlin, 1995
- [16.] Handbuch zur Erstellung eines Beckenbuches für ungesteuerte Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung, BMLFUW, 2007
- [17.] Handbuch zur Erstellung eines Beckenbuches für gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung, BMLFUW, 2007
- [18.] Hochwasserrückhalteanlagen, Planung, Bau und Betrieb, Steiermark-Information Nr. 16, Amt d. Stmk. Landesregierung, Landesbaudirektion, FAbt. IIIa, Graz, 1992
- [19.] Hochwasserrückhalteanlagen in der Steiermark, Band I und II, Amt der Steiermärkischen Landesregierung, Fachabteilung IIIa-Wasserwirtschaft, Steiermärkische Landesdruckerei, 1992
- [20.] Hochwasserrückhaltebecken – Arbeitsbehelf Grundablässe – Gestaltung und Bemessung von Grundablassbauteilen, BMLFUW 2009
- [21.] Hochwasserrückhaltebecken der Bundeswasserbauverwaltung Steiermark, Rudolf Hornich; Wildbach- und Lawinenverbau, Heft 144, 65. Jahrgang, April 2001
- [22.] Hochwasserretention / Flood retention, Wildbach- und Lawinenverbau, Heft 144, Zeitschrift für Wildbach- Lawinen-, Erosions- und Steinschlagschutz, Verein der Diplomingenieure der Wildbach- und Lawinenverbauung Österreichs, 2001

- [23.] Hochwasserrückhaltebecken – Entwurf/Bemessung/Bau/Betrieb u. Ökologie, DVWK-Merkblätter 202, Paul Parey, 1991
- [24.] Hochwasserrückhaltebecken, Daniel Vischer, Willi H. Hager, Verlag der Fachvereine Zürich, 1992
- [25.] Hochwasserschutzbauwerke, Planung, Überwachung, Instandhaltung und Sanierung, div. Autoren, Dokumentation einer ÖWAV-Veranstaltung vom 14./15.03.2007, Wien
- [26.] Hydraulik im Wasserbau - 10. Auflage, Robert Rössert, Oldenbourg, 1999
- [27.] Hydrologie und Wasserwirtschaft – eine Einführung für Ingenieure, Ulrich Maniak, Springer, 2010
- [28.] Hydrologische und hydraulische Bemessung von ungesteuerten Hochwasserrückhaltebecken in unbeobachteten Einzugsgebieten – Beispiel Schwaigerbach/Gemeinde Eisbach, Martin Streit, in Wildbach- und Lawinenverbau, Heft 144, 2001
- [29.] Leitfaden für Beschneigungsanlagen, Amt d. Sbg. Landesregierung, dzt. in Ausarbeitung
- [30.] Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren – 2003, TU Wien, BMLFUW
- [31.] Richtlinie Dichte Schlitzwände, Österr. Vereinigung für Beton u. Bautechnik, 2002
- [32.] Richtlinie Schmalwände, Österr. Vereinigung für Beton u. Bautechnik, 2002
- [33.] Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen, BMLF/Österr. Staubeckenkommission, 1996
- [34.] Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren: Grundlagen, Entwurf und Bemessung, Beispiele, Konrad Bergmeister, Jürgen Suda, Johannes Hübl, Florian Rudolf-Miklau, Ernst & Sohn, 2009
- [35.] Sicherheit von kleinen Stau- und Sperrenanlagen, Dokumentation eines Kurses des ÖWAV am 07./08.05.2008, Mittersill
- [36.] Sicherheitsbericht Talsperren – Leitfaden, DVWK-Merkblätter 231, Wirtschafts- u. Verl.-Ges. Gas u. Wasser, 1995
- [37.] Sicherung von Dämmen und Deichen, Universität Siegen/Inst. für Geotechnik, Universitätsverlag Siegen 2003
- [38.] Statik im Erdbau, Henner Türke, Ernst & Sohn, 1999
- [39.] Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen, DIN- 19700-10, 2004
- [40.] Stauanlagen – Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken, DIN- 19700-12, 2004
- [41.] Steuerung von Hochwasserrückhaltebecken - – Erfahrungen in der Wildbach- und Lawinenverbauung Christoph Skolaut, Diplomarbeit, 1998
- [42.] Studienblätter Hydrologie - – Wintersemester 2003/2004, H. P. Nachtnebel, IWHW, 2003
- [43.] Technische Richtlinie der Wildbach- und Lawinenverbauung, BMLFUW, 2011
- [44.] Überwachung kleiner Staudämme, NÖ Leitfaden, Amt der Niederösterreichischen Landesregierung, Gruppe Wasser – Abteilung Wasserwirtschaft, 2001
- [45.] Wasserbau. Aktuelle Grundlagen – Neue Entwicklungen, Theodor Strobl, Frank Zunic, Springer, 2006
- [46.] Wasserbau 1 - DIN-Taschenbuch 179, Beuth, 1998
- [47.] Wasserbaupraxis, Eberhard Lattermann, Bauwerk, 2010
- [48.] Zur Passierbarkeit von Durchlässen für Fische. In LÖBF-Mitteilungen. Heft 3/04; Seite 37–43;

17 SCHLUSSBEMERKUNG UND DANKSAGUNG

Für die fachliche Unterstützung bei der Erstellung dieses Leitfadens wird folgenden Personen besonders gedankt:

- Dr. Johann Angerer, Geologische Stelle der Wildbach- und Lawinenverbauung
- DI Anton Henle, Alpinfra - Consulting + Engineering GmbH
- DI Peter Kersch, TB für Kulturtechnik und Wasserwirtschaft
- Ing. Mag. Manfred Scheickl, Alpinfra - Consulting + Engineering GmbH
- Mag. Günther Weixelberger, Ingenieurbüro für Geologie Weixelberger



**MINISTERIUM
FÜR EIN
LEBENSWERTES
ÖSTERREICH**

bmlfuw.gv.at

FÜR EIN LEBENSWERTES ÖSTERREICH

UNSER ZIEL ist ein lebenswertes Österreich in einem starken Europa: mit reiner Luft, sauberem Wasser, einer vielfältigen Natur sowie sicheren, qualitativ hochwertigen und leistbaren Lebensmitteln. Dafür schaffen wir die bestmöglichen Voraussetzungen.

WIR ARBEITEN für sichere Lebensgrundlagen, eine nachhaltige Lebensart und verlässlichen Lebensschutz.



**MINISTERIUM
FÜR EIN
LEBENSWEERTES
ÖSTERREICH**