

Dissertation

Sicherheit von Staudämmen - Probabilistische und deterministische Sicherheitskonzepte für Dammbauwerke

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaften

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. Michael Berger, BSc

Matrikelnummer: 0825202

A-3843 Dobersberg, Burgrechtstraße 36

1. Gutachter

Univ.-Prof.i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter
Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie - Forschungsbereich Wasserbau
Technische Universität Wien

2. Gutachter

Univ.-Prof.i.R. Dr.-Ing. Jürgen Köngeter
Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen

3. Gutachter

Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr. Florian Rudolf-Miklau
Departement für Bautechnik und Naturgefahren - Institut für Alpine Naturgefahren
Universität für Bodenkultur Wien

Dobersberg, Mai 2018

(Michael Berger)

Meiner Mutter in besonderer Dankbarkeit gewidmet

Vorwort

Die vorliegende Arbeit setzt sozusagen den Schlussstein in meiner universitären Ausbildung und entstand während meiner Tätigkeit als Universitätsassistent am Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Forschungsbereich für Wasserbau, an der Technischen Universität Wien.

Mein besonderer Dank gilt an erster Stelle meinem Doktorvater, Herrn Professor Dr. Peter Tschernutter für die Betreuung meines Promotionsvorhabens. Er zeichnet sich nicht nur maßgeblich für das Gelingen dieser Dissertation verantwortlich, vielmehr verdanke ich Professor Tschernutter eine hervorragende Ausbildung auf den Gebieten des konstruktiven Wasserbaus und des Dammbaus. Nochmals besten Dank.

Ein aufrichtiges Dankeschön gebührt jedenfalls den Herren Professor Dr. Jürgen Köngeter und Privatdozent Dr. Florian Rudolf-Miklau, welche großzügigerweise die Begutachtung dieser Doktorarbeit übernommen haben.

Ich möchte es nicht verabsäumen, mich an dieser Stelle bei den Kollegen des Forschungsbereiches für Wasserbau zu bedanken. Der fachlich Austausch sowie der familiäre Umgang miteinander bleibt mir in sehr positiver Erinnerung.

Den Projektpartnern vom Amt der Burgenländischen Landesregierung sowie der Energie- und Wirtschaftsbetriebe St. Anton GmbH gebührt ebenfalls ein herzliches Dankeschön für die Unterstützung.

Des Weiteren möchte ich ein besonderes Dankeschön an meine ehemaligen Diplomanden, Herrn Dipl.-Ing. René Dünkner, Herrn Dipl.-Ing. Markus Tröthann und Herrn Dipl.-Ing. Bernhard Glansegg richten.

Der größte Dank aber gilt mit Sicherheit meinen Freunden, meiner Familie sowie meiner Partnerin Verena. Ihre Unterstützung bildet sprichwörtlich das Fundament dieser Arbeit.

Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der grundlegenden Thematik der Sicherheit von Stauanlagen sowie mit den Möglichkeiten und Verfahren zur Risikoanalyse von Staudämmen. Der einleitende Teil der Arbeit gibt eine Übersicht betreffend der möglichen Versagensursachen von Dämmen. Der Begriff der Stauanlagensicherheit, sowie seine Auffassung in Österreich wird vor dem Hintergrund von internationalen normativen Ansätzen zur Talsperrensicherheit diskutiert. Im weiteren Verlauf werden die theoretischen Grundlagen eines Konzeptes zur Risikoanalyse von Staudämmen erörtert. Es folgen Betrachtungen zur Ermittlung von Ausfallwahrscheinlichkeiten von Entlastungsanlagen sowie zur Ermittlung der Überströmwahrscheinlichkeit von Stauanlagen. Desweiteren werden Ansätze zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion vorgestellt. Die theoretische Abhandlung wird mit den Ausführungen zur Ermittlung von Abflussganglinien für den Versagensfall der Anlage sowie den Grundlagen der Flutwellenanalyse fortgeführt. Abschließend werden Verfahren zur Ermittlung des Schadenspotentials sowie deren Anwendung für die gegenständliche Arbeit diskutiert.

Die Anwendung des vorgestellten Konzeptes zur quantitativen Risikoanalyse wird anhand von zwei ausgewählten Fallbeispielen vorgestellt. Weiters werden die Unterschiede zwischen permanent und nicht-permanent eingestauten Anlagen aufgezeigt. Besonderes Augenmerk richtet sich in den Betrachtungen auf das Versagen der Dämme zufolge Böschungsbruch und innerer Erosion. Zur Ermittlung des Schadenspotentials werden Flutwellenanalyse für den Versagensfall durchgeführt und in weiterer Folge die möglichen Opfer quantifiziert. Abschließend werden die gewonnenen Ergebnisse anhand von internationalen Ansätzen zur Risikobewertung evaluiert.

Abstract

The following thesis is dealing with the fundamental topic of dam safety and methods of risk assessment for embankment dams. At the beginning of the work, an overview of possible failure mechanisms of embankment dams is presented. The general term of dam safety, as well as the Austrian safety concept for dams is discussed against the backdrop of international normative principals. During the further procedure, the theoretical basics of the concept of dam risk assessment are presented. Starting with the estimation of the probability of failure of spillways and bottom outlets, approaches for calculating the probability of failure due to overtopping are discussed. Furthermore, concepts for estimating the probability of internal erosion are presented. The theoretical part of this thesis will conclude with remarks about the determination of failure hydrographs, the basics of flood wave analysis and the study of consequences in case of a dam failure.

The application of the presented framework of a quantitative risk assessment will be demonstrated on the basis of two case studies. Furthermore, the differences between permanently and non-permanently impounded reservoirs will be presented and discussed. A special focus is set on the failure mechanism of slope failure and failure due to internal erosion. For estimating the consequences, a substantial flood wave analysis is conducted, which builds the basis for the concluding estimation of the potential loss of life. Finally, the gained results will be evaluated by reference to international standards of dam risk assessment.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Österreichische Stauanlagen und deren Bewirtschaftung	1
1.2	Stauanlagensicherheit in der Risikogesellschaft	2
1.3	Ziel der vorliegenden Arbeit	4
2	Versagensursachen und Schadensfälle von Staudämmen	6
2.1	Versagensmechanismen bei Staudämmen	6
2.1.1	Geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit	6
2.1.2	Versagen durch Überströmen	7
2.1.3	Versagen durch Suffosion bzw. innere Erosion	8
2.1.3.1	Suffosion	9
2.1.3.2	Erosion	10
2.1.4	Versagen durch seismische Einwirkungen	14
2.1.5	Versagen durch weitere Einwirkungen	15
2.1.6	Zusammenfassung der Versagensursachen	15
2.2	Schadens- und Versagensfälle von Staudämmen	16
3	Stauanlagensicherheit in Österreich	20
3.1	Wasserrechtsgesetz 1959	20
3.2	Talsperrenklassifizierung und Gefährdungspotential	21
3.3	Die Überwachung von österreichischen Stauanlagen	24
4	Risikoanalyse für Stauanlagen	27
4.1	Der Risikobegriff und seine Auffassung	27
4.2	Begriffserklärung	28
4.3	Internationale normative Ansätze	34

5	Theoretische Grundlagen des Risikomodells	42
5.1	Sicherheitskonzepte	42
5.1.1	Deterministisches Sicherheitskonzept	42
5.1.2	Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept	43
5.1.3	Probabilistisches Sicherheitskonzept	45
5.2	Verteilungsfunktionen	48
5.2.1	Normalverteilung	49
5.2.2	Logarithmische Normalverteilung	50
5.2.3	Gammaverteilung	52
5.3	Ausfall von Entlastungseinrichtungen	53
5.4	Fehlerbaumanalyse	55
5.4.1	Ablauf des Verfahrens	55
5.4.2	Qualitative Analyse	59
5.4.3	Quantitative Analyse	60
5.5	Gesetz von Darcy	63
5.6	Versagen durch Überströmen	66
5.7	Versagen der Dammböschung	71
5.7.1	Allgemeines	71
5.7.2	Mohr-Coulombsches Versagenskriterium	71
5.7.3	Verfahren mit kreisförmigen Gleitlinien nach <i>Bishop</i>	72
5.7.4	Verfahren mit beliebigen Gleitflächen nach <i>Janbu</i>	74
5.8	Versagen durch Suffosion bzw. innere Erosion	75
5.8.1	Geometrische Suffosionskriterien	76
5.8.1.1	Kriterium nach Ziems	76
5.8.1.2	Kriterium nach Kenney und Lau	77
5.8.1.3	Weitere geometrische Suffosionskriterien	78
5.8.2	Hydraulische Suffosionskriterien	79
5.8.2.1	Kriterium nach Busch et al.	79
5.8.2.2	Kriterium nach Istomina	80
5.8.2.3	Weitere hydraulische Suffosionskriterien	81
5.8.3	Geometrische Erosionskriterien	81
5.8.3.1	Kriterium nach Terzaghi und Peck	81
5.8.3.2	Kriterium nach Sherard und Dunnigan	81

5.8.3.3	Kriterium nach Fell et al.	83
5.8.3.4	Kriterium nach Kenney und Lau	86
5.8.3.5	Kriterium nach Lafleur et al.	87
5.8.3.6	Weitere geometrische Erosionskriterien	88
5.8.4	Hydraulische Kontakterosionskriterien	88
5.8.4.1	Kriterium nach Zweck und Davidenkoff	89
5.8.5	Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion	90
5.9	Erdbebenberechnung von Talsperren	100
5.9.1	Allgemeines	100
5.9.2	Berechnungsgrundlagen für die Erdbebenberechnung von Dämmen	102
5.9.3	Pseudostatische Berechnung	103
5.9.4	Dynamische Näherungsberechnungen	105
5.9.5	Methode mit Antwortspektren	105
5.9.6	Methoden im Zeitbereich	106
5.9.7	Methoden im Frequenzbereich	106
5.10	Ansätze zur Breschenentwicklung bei Staudämmen	107
5.10.1	Empirisch parametrisierte Ansätze	107
5.10.1.1	Verfahren nach Rüdisser	107
5.10.2	Physikalisch-Analytische Ansätze	108
5.10.2.1	Verfahren nach Broich	110
5.11	Flutwellenberechnung - Ermittlung der Überflutungsflächen	120
5.11.1	Verfahren zur Durchführung von Flutwellenanalysen	120
5.12	Verfahren zur Ermittlung des Schadenspotentials	123
5.12.1	Verfahren zur Ermittlung der Opferzahlen	124
5.12.2	Methode nach Graham	125
5.12.3	Methode nach Jonkman	133
5.12.4	Weitere Methoden	140
5.13	Risikomodell	140
6	Case Study 1 - Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	144
6.1	Anlagenbeschreibung	144
6.1.1	Topographie, geologische Verhältnisse und Grundwasserverhältnisse	144
6.1.2	Hydrologische Bemessung und Retentionsbemessung	146
6.1.3	Absperrbauwerk und Speicherraum	147

6.1.4	Durchlassbauwerk	150
6.1.5	Hochwasserentlastung	151
6.1.6	Untersuchungsgebiet der Flutwellenanalyse	152
6.2	Geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit	153
6.2.1	Modellbeschreibung des geotechnischen und strömungsmechanischen Rechenmodells	154
6.2.2	Lastfallklasse 1 - HQ₁₀₀	157
6.2.3	Lastfallklasse 1 - HQ₃₀	165
6.2.4	Lastfallklasse 1 - HQ₁₀	167
6.2.5	Lastfallklasse 1 - HQ₅	168
6.2.6	Lastfallklasse 1 - HQ₁	169
6.2.7	Lastfallklasse 2 - HQ₅₀₀₀	170
6.2.8	Stationärer Lastfall	171
6.2.9	Lastfallklasse 2 - HQ₁₀₀ + OBE	174
6.2.10	Lastfallklasse 3 - MCE	178
6.2.11	Zusammenfassung der Ergebnisse	183
6.3	Flutwellenanalyse für den Versagensfall der Anlage	185
6.3.1	Versagensszenarien	185
6.3.2	Ergebnisse der Flutwellenanalyse	188
6.3.3	Zusammenfassung der Flutwellenanalyse	197
6.4	Ermittlung des Schadenspotentials	198
6.4.1	Methode nach Graham	199
6.4.1.1	Opferzahlen Winter	204
6.4.1.2	Opferzahlen Sommer	205
6.4.1.3	Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung - Methode nach Graham	207
6.4.2	Verfahren nach Jonkman	207
6.4.2.1	Opferzahlen Winter	209
6.4.2.2	Opferzahlen Sommer	210
6.4.2.3	Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung - Methode nach Jonkman	211
6.4.3	Schlussfolgerung aus der Opferzahlenermittlung	211
6.5	Evaluierung des Risikos	213

7	Case Study 2 - Stauanlage Kartell	216
7.1	Anlagenbeschreibung	216
7.1.1	Topographie und geologische Verhältnisse	216
7.1.2	Hydrologische Bemessung der Anlage	217
7.1.3	Absperrbauwerk und Speicherraum	218
7.1.4	Grundablass	223
7.1.5	Hochwasserentlastung	224
7.1.6	Beobachtungseinrichtungen	226
7.1.7	Untersuchungsgebiet der Flutwellenanalyse	226
7.2	Geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit	227
7.2.1	Modellbeschreibung des geotechnischen und strömungsmechanischen Rechenmodells	228
7.2.2	Lastfallklasse 1 - Vollstau - Stauziel 2020,00 müA	231
7.2.3	Lastfallklasse 2 - Vollstau - Stauziel 2020,00 müA und OBE	235
7.2.4	Lastfallklasse 3 - Vollstau - Stauziel 2020,00 müA und MCE	237
7.2.5	Lastfallklasse 2 - Überstau - Stauhöhe 2021,50 müA	240
7.2.6	Lastfall Teilstau - Stauhöhe 2010,00 müA	242
7.2.7	Lastfall Teilstau - Stauhöhe 2000,00 müA	243
7.2.8	Lastfall Teilstau - Stauhöhe 1990,00 müA	245
7.2.9	Lastfall Teilstau - Stauhöhe 1980,00 müA	247
7.2.10	Speichernotabsenkung	248
7.2.11	Zusammenfassung der Ergebnisse	253
7.3	Versagen durch innere Erosion bzw. Suffosion	254
7.3.1	Bodenklassifizierung und Bodenkennwerte	254
7.3.2	Zusammenfassung der Ergebnisse aus den empirischen Erosions- bzw. Suffosionskriterien	254
7.3.3	Versagenwahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion	255
7.3.3.1	Verfahren nach USBR und USACE	256
7.3.3.2	Verfahren nach Foster et al.	262
7.3.3.3	Zusammenfassung der Ergebnisse	265
7.4	Flutwellenanalyse für den Versagensfall der Anlage	266
7.4.1	Versagensszenarien	266
7.4.2	Ergebnisse der Flutwellenanalyse	269

7.4.3	Zusammenfassung der Flutwellenanalyse	276
7.5	Ermittlung des Schadenspotentials	277
7.5.1	Methode nach Graham	277
7.5.1.1	Opferzahlen Winter-Februar	282
7.5.1.2	Opferzahlen Sommer-August	284
7.5.1.3	Opferzahlen Sommer-Mai	286
7.5.1.4	Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung - Methode nach Graham	288
7.5.2	Methode nach Jonkman	288
7.5.2.1	Opferzahlen Winter-Februar	291
7.5.2.2	Opferzahlen Sommer-August	293
7.5.2.3	Opferzahlen Sommer-Mai	294
7.5.2.4	Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung - Methode nach Jonkman	296
7.5.3	Schlussfolgerung aus der Opferzahlenermittlung	296
7.6	Evaluierung des Risikos	297
8	Zusammenfassung und Ausblick	300
	Literaturverzeichnis	304
	Abbildungsverzeichnis	319
	Tabellenverzeichnis	329
A	Anhang	335
A.1	Erdbebenkennwerte und Erdbebenkarten	335
A.2	Anhang zur Case Study Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen .	340
A.2.1	Kornverteilungslinien und Planunterlagen	340
A.2.2	Geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit	343
A.3	Anhang zur Case Study Stauanlage Kartell	350
A.3.1	Kornverteilungslinien und Planunterlagen	350
A.3.2	Geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit	355
A.3.3	Auswertung der geometrischen Suffosionskriterien	356
A.3.3.1	Kriterium nach Ziems	356

A.3.3.2	Kriterium nach Kenney und Lau	358
A.3.4	Auswertung der hydraulischen Suffosionskriterien	359
A.3.4.1	Kriterium nach Busch et al.	360
A.3.4.2	Kriterium nach Istomina	361
A.3.5	Auswertung der geometrischen Erosionskriterien	364
A.3.5.1	Kriterium nach Terzaghi und Peck	364
A.3.5.2	Kriterium nach Sherard und Dunnigan	365
A.3.5.3	Kriterium nach Fell et al.	367
A.3.5.4	Kriterium nach Kenney und Lau	368
A.3.5.5	Kriterium nach Lafleur et al.	369
A.3.6	Auswertung der hydraulischen Kontakterosionskriterien	370
A.3.6.1	Kriterium nach Zweck und Davidenkoff	370

1 Einleitung

1.1 Österreichische Stauanlagen und deren Bewirtschaftung

Stauseen und deren Sperrbauwerke gehören zum gewohnten Landschaftsbild in den alpinen Regionen Österreichs. Ein Großteil dieser Stauanlagen wurde in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts errichtet und dient vornehmlich dem Zwecke der Energiegewinnung aus Wasserkraft. Die Mannigfaltigkeit der Nutzungsarten reicht von der Stromproduktion, der Wasserversorgung und Bewässerung sowie der Beschneigung über die Retention von Niederschlags- und Schmelzwasser bis hin zur touristischen Freizeitnutzung. Als Absperrbauwerke kommen einerseits Staudämme sowie andererseits Staumauern in Frage. Ein Großteil dieser Stauanlagen sind permanent eingestaute Anlagen und verfügen über die klassischen Betriebseinrichtungen wie eine Hochwasserentlastung, einen Grundablass sowie einen Betriebsauslass mit den entsprechenden Entnahmebauwerken.

Die Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken stellt eine aktive Schutzmaßnahme von Siedlungsräumen vor katastrophalen Abflussereignissen von Flüssen und Wildbächen dar. Im Gegensatz zu permanent eingestauten Speicherseen sind Hochwasserrückhaltebecken in der Regel nur gelegentlich und kurzfristig eingestaut. Als Absperrbauwerke kommen ebenfalls Staudämme sowie Staumauern zur Anwendung. Als typische Betriebseinrichtungen können auch hier wieder die Hochwasserentlastung sowie der Betriebs- bzw. Grundablass genannt werden [18].

In den vergangenen Jahrzehnten wurden in den alpinen Gegenden Österreichs vermehrt Stauanlagen als Wasserspeicher für Beschneigungsanlagen errichtet. Diese Anlagen zeichnen sich ebenfalls durch die klassischen Betriebseinrichtungen - Hochwasserentlastung, Grundablass und Betriebsauslass aus [154].

Abhängig vom Füll- bzw. Entleerszyklus können Stauanlagen von Speicherkraftwerken in Jahres-, Monats-, Wochen- bzw. Tagesspeicher eingeteilt werden. Charakterisieren sich

die alpinen Speicherseen hinsichtlich ihrer Bewirtschaftung zumeist als Jahresspeicher, so fungieren etwa Ausgleichsbecken von Pumpspeichieranlagen als Tages- bzw. Wochenspeicher. In ähnlicher Art und Weise kennzeichnen sich Beschneidungsspeicher. Diese dienen vornehmlich der Bevorratung von Wasser für die niederschlagsarmen Wintermonate und sind in den Sommermonaten meist bis zum Stauziel eingestaut. Ein komplett konträres Bild hinsichtlich der Stauhaltung zeigt sich hingegen bei Hochwasserrückhaltebecken. Diese Anlagen werden nur im Hochwasserfall eingestaut und sind über die restliche Zeit, abgesehen von Becken mit Grundsee, nicht gefüllt.

Unterscheiden sich die zuvor beschriebenen Stauanlagen hinsichtlich ihrer Einstaudauer, so haben sie jedoch eines gemein: Mit der Errichtung und dem darauffolgenden Betrieb einer solchen Anlage kann immer ein Gefährdungspotential für das unterhalb liegende Abflussgebiet entstehen. Es kann festgehalten werden, dass mit jedweder technischen Anlage stets eine, wenn auch noch so geringe, Eintrittswahrscheinlichkeit für ein Teil- oder Totalversagen der Anlage verbunden ist. Dieser minimalen Versagenswahrscheinlichkeit kann aber zumeist ein beträchtlicher Schaden gegenüber stehen. Im Falle einer Störung einer Stauanlage können Siedlungsräume, Energie- und Industrieanlagen sowie Verkehrswege massiv und in einem historischen Ausmaß betroffen sein.

Die möglichen Ursachen und Gründe, welche zu einem Versagen einer Stauanlage führen, sind mannigfaltig. Einerseits können Naturereignisse, wie etwa extreme Hochwasserereignisse oder Erdbeben, die trotz der sehr hohen Anforderungen betreffend der Bemessung der Stauanlage nur bedingt erfasst werden. Andererseits folgt aus der Komplexität eines Ingenieurbauwerkes und der damit verbundenen begrenzten Kenntnis über die physikalischen Vorgänge und Zusammenhänge ein gewisser Unsicherheitsfaktor, welcher die Standsicherheit einer Sperrenanlage negativ beeinflussen kann.

1.2 Stauanlagensicherheit in der Risikogesellschaft

Um nun den hohen Erwartungen betreffend der Anlagensicherheit zu entsprechen, drängt sich dem Ingenieur zunehmend die Frage nach der Wahrscheinlichkeit für ein Versagen von Stauanlagen mit den dazugehörigen Versagensindikatoren, Versagensabläufen und den daraus resultierenden Folgen für die Bevölkerung auf. Kann die absolute Sicherheit einer Stauanlage niemals gewährleistet werden, so kann jedoch die Eintrittswahrscheinlichkeit

durch eine optimale Implementierung von Maßnahmen zur Steigerung der Anlagensicherheit stark reduziert werden.

Gelten große technische Anlagen in der Öffentlichkeit weitläufig als sicher, so muss ihr Versagen jedoch als möglich angesehen werden. In einer traditionellen Sichtweise endet an dieser Stelle aber bereits die Behandlung der Problemstellung. Besondere Überlegungen zur Quantifizierung von Versagenswahrscheinlichkeiten und zu den etwaigen Folgen für die Bevölkerung sowie Maßnahmen zur Reduzierung dieser, sind selten Bestandteil von weiteren Untersuchungen.

Durch das Versagen mehrerer Stauanlagen in den 1960er und 1970er Jahren im Ausland, wurden die Folgen eines Stauanlagenversagens und einer damit einhergehenden Flutwelle auf dramatische Art und Weise aufgezeigt. Da das Versagen einer technischen Anlage immer eine gewisse Signalwirkung aufweist [136], so haben auch diese Vorfälle sowohl bei Experten, als auch auch bei der Bevölkerung zu einer stärkeren Bewusstseinsbildung im Themenbereich der Talsperrensicherheit beigetragen. Eine weitere Konsequenz aus diesen Ereignissen, ist auch die gesteigerte Sensibilität der Öffentlichkeit gegenüber Risiken in technischen Entwicklungen [74]. Aus diesen Tatsachen lässt sich somit ein gesteigertes Verlangen nach einer Erhöhung der Sicherheit und Zuverlässigkeit von kritischen Infrastrukturbauwerken, wie sie etwa Stauanlagen darstellen, ableiten. Es resultiert somit ein außergewöhnlich hoher Anspruch der Bevölkerung an die Sicherheit von Stauanlagen [67].

Eine Einschätzung von Versagenswahrscheinlichkeiten für sehr selten auftretende Ereignisse ist jedoch mit einer heuristischen Herangehensweise nur sehr schwer zu bewerkstelligen. Es zeigen sich sehr starke Abweichungen zwischen den realen und den geschätzten Größenordnungen der Wahrscheinlichkeiten [165]. Eine realistische Abschätzung dieser Wahrscheinlichkeiten kann sich folglich nur auf eine fundierte Analyse stützen. Ausgehend von der prinzipiellen Wahrnehmung einer Gefährdungssituation erfolgt eine Ableitung von möglichen Maßnahmen zur Erhöhung der Sicherheit der jeweiligen Anlage.

Um nun diese Gefährdungen in einem fokussierten und gleichzeitig weitestgehend anerkannten Rahmen untersuchen zu können, benötigt es eine probate Herangehensweise, welche sowohl eine Bewertung der Gefährdungen als auch deren Folgen ermöglicht. In diesem Kontext bietet sich eine integrierte Betrachtung der Planung, Errichtung und des Betriebes einer technischen Anlage im Rahmen eines Risikomanagements an. Die Risikoanalyse stellt hier ein Werkzeug für die Evaluierung und den Umgang mit Risiken,

welche direkt und indirekt mit der Anlage verbunden sind, dar. Auf Basis der Ergebnisse einer Risikoanalyse können Entscheidungen hinsichtlich jener Maßnahmen getroffen werden, welche die Anlagensicherheit noch weiter erhöhen.

An dieser Stelle wird der Wandel von einer Sicherheitsbetrachtung hin zu einer Risikobetrachtung vollzogen. Ein Wandel, welcher sich nicht nur in den unterschiedlichsten technischen Disziplinen wiederfindet; an dieser Stelle seien etwa die Raumfahrttechnik [113] sowie die Kernenergietechnik [156] genannt; sondern der sich beispielsweise auch über die Finanzwirtschaft [19] oder das Gesundheitswesen [44] erstreckt. Im Bereich des konstruktiven Wasserbaues und im Speziellen im Bereich der Talsperrentechnik wurde die Sicherheitsanalyse auf Basis einer Risikobetrachtung in den 1970er Jahren eingeführt und gehört mittlerweile in zahlreichen Ländern zum normativen Standard. Diese international verschiedenen Ansätze für die Risikoanalyse von Stauanlagen verstehen sich als wichtige Grundlage für die hier vorliegende Arbeit.

1.3 Ziel der vorliegenden Arbeit

Aufgrund neuer Berechnungsmethoden, verbesserten Materialien und Verfahren in der Bauausführung sowie einer genauen Überwachungen der Anlagen hat sich die Sicherheit von Stauanlagen stetig erhöht. Trotzdem können Stauanlagen eine potentielle Gefährdung für den Menschen darstellen und zählen somit zu den kritischen Infrastrukturbauwerken. Ein absolutes Maß an Sicherheit kann aber trotzdem niemals erreicht werden. Um nun eine Aussage über die Sicherheit von Stauanlagen abzugeben, können risikobasierte Analysen der Anlagensicherheit dienen. In der Bemessung von Ingenieurbauwerken konnte in den vergangenen Jahren ein Trend, ausgehend von einem klassischen deterministischen Sicherheitskonzept, über ein semiprobabilistisches Konzept hin zu einem probabilistischen Sicherheitskonzept beobachtet werden.

In Österreich zählen große Stauanlagen zu den am besten überwachten Ingenieurbauwerken und verfügen über ein außerordentlich hohes Maß an Sicherheit. So existieren auch eine Reihe an normativen Richtlinien, welche sich mit der Thematik der Stauanlagensicherheit auseinandersetzen. Eine in sich geschlossene Betrachtung des Risikos, welches von einer Stauanlage ausgeht, ist aber bis dato nicht in die Sicherheitsbetrachtung implementiert.

Aus diesem Grund erscheint es sinnvoll, einen nach internationalen Vorbild gestalteten Ansatz zur probabilistischen Risikoanalyse für österreichische Stauanlagen zu erarbeiten. Eine probabilistische Modellierung des Risikos für einen Versagensfall erlaubt nicht nur die bloße Quantifizierung des Risikos. Vielmehr können anhand der Ergebnisse aus der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit kritische Belastungszustände ausgemacht und anhand der Ermittlung des Schadenspotentials im Versagensfall die möglichen Auswirkungen abgeschätzt werden.

Vordergründiges Ziel dieser Arbeit ist es, die Möglichkeiten einer probabilistischen Risikoanalyse für Staudämmen aufzuzeigen. Anhand von Fallbeispielen sollen die Besonderheiten in der Betrachtung von permanent und nicht permanent eingestauten Stauanlagen ausgemacht werden. Die Ergebnisse aus der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit sowie des Schadenspotentials sollen anhand von internationalen normativen Richtlinien beurteilt werden. Die Arbeit grenzt sich insofern ein, als dass lediglich eine Betrachtung von Staudämmen vorgenommen wird.

An dieser Stelle sei nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen, dass sich die vorgestellte probabilistische Risikoanalyse als Ergänzung im Gesamtprozess der Sicherheitsbeurteilung von Stauanlagen versteht. Von einer ausschließlichen Beurteilung der Sicherheit einer Stauanlage aufgrund einer probabilistischen Modellierung des Risikos wird deutlich Abstand genommen. Vielmehr soll eine Basis für die Vergleichbarkeit von Ergebnissen zur Risikoermittlung geschaffen werden.

2 Versagensursachen und Schadensfälle von Staudämmen

Stauanlagen können durch unterschiedlichste Einwirkungen in ihrer Funktionsfähigkeit und in weiterer Folge in ihrer Anlagensicherheit gestört werden. Am Beginn einer kritischen Einwirkung kann immer ein Schadensereignis der Anlage stehen. Nicht zuletzt kann am Ende dieser Einwirkung auch ein Bruchereignis des Absperrbauwerkes vorkommen. Das folgende Kapitel widmet sich zu Beginn den möglichen Versagensursachen von Erd- bzw. Steinschüttdämmen. Es folgt eine statistische Auswertung von Schadens- und Bruchereignissen von Schüttdämmen.

2.1 Versagensmechanismen bei Staudämmen

Die *International Commission on Large Dams (ICOLD)* definiert etwa den Vorgang des Stauanlagenversagens als eine Bewegung eines Abschnittes oder des Fundamentes des Sperrbauwerkes, infolgedessen es nicht mehr möglich ist, weiterhin Wasser aufzustauen [73]. Das Versagen von Schüttdämmen ist, im Gegensatz zu Absperrbauwerken aus Beton, welche im Überlastungsfall zumeist plötzlich brechen, gekennzeichnet durch langsame und progressive Versagensmechanismen. Die möglichen Ursachen für das Versagen eines Dammes sind vielfältiger Natur (vgl. Abbildung 2.10). Im Allgemeinen können folgende Versagensursachen ausgemacht werden:

2.1.1 Geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit

Die geotechnische Betrachtung von Dammbauwerken, unter den klassischen Gesichtspunkten einer deterministischen Bemessung, resultiert in dem Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit unter zuvor definierten Einwirkungen. Extreme Belastungen

auf das Bauwerk können aber in weiterer Folge zu einem Verlust der Standsicherheit führen. Geotechnisches Versagen tritt genau dann ein, wenn die Summe der treibenden Kräfte, wie sie etwa Eigengewicht, Wasserdruck, Eisdruck, Verkehrslasten, dynamische Einwirkungen darstellen, die Summe der rückhaltenden Kräfte überschreitet. Es herrscht fortan kein statisches Gleichgewicht der Kräfte mehr vor und das Dammbauwerk verliert seine Standsicherheit. Es kann dabei zum Abgleiten des gesamten Schüttkörpers an seiner Aufstandsfläche sowie zur Ausbildung von Gleitkreisen mit anschließendem Böschungsversagen an der Wasser- bzw. Luftseite kommen. Die Fähigkeit der Lastabtragung durch den Dammkörper selbst kann nicht mehr unter Aufrechterhaltung der strukturellen Gesamtheit des Bauwerks erfolgen. Ist die Dammkrone Teil des Gleitkörpers, so kann dies ein Initialereignis für das anschließende Überströmen des Dammes sein.

Eine Lage und Formänderung des Dammes in vertikaler Richtung infolge von Setzungen des Schüttkörpers selbst oder des Untergrundes können zu einer Reduktion der Standsicherheit führen. Heterogene Setzungen des Dammbauwerkes führen zu einer Umlagerung der inneren Spannungen, wodurch Risse im Dammkörper oder in angeschlossenen Massivbauten, wie etwa Durchlässen oder Anlagen zur Hochwasserentlastung, entstehen können. Diese Risse können in weiterer Folge den Vorgang der inneren Erosion begünstigen. Desweiteren können auch die Wurzeln eines Dammbewuchses eine destabilisierende Wirkung auf den Dammkörper ausüben.

Die normativen Regelungen für den Entwurf, die Bemessung und Berechnung in der Geotechnik finden sich in den europäischen Normen *EN 1997-1* [48] bzw. *EN 1997-2* [49] sowie in den jeweiligen nationalen Anhängen. In der *Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen* des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (*BMLFUW*) finden sich weiters Vorgaben für die geotechnische Nachweisführung sowohl von Staudämmen für Talsperren und Retentionsbecken als auch von Hochwasserschutzdämmen und Rückstaudämmen von Flusskraftwerken [14].

2.1.2 Versagen durch Überströmen

Österreichische Stauanlagen werden hinsichtlich der Belastungen aus hydrologischen Ereignissen für zwei unterschiedliche Lastfälle bemessen. Das Bemessungshochwasser (*BHQ*), als eine maßgebliche Größe in der Bemessung von Hochwasserentlastungsanlagen, gibt den Hochwasserscheitelabfluss für ein Wiederkehrintervall von 5000 Jahren (*HQ₅₀₀₀*)

an. Die jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit beträgt somit $p(BHQ) = 2 \cdot 10^{-4}$. Für den Lastfall des Bemessungshochwassers muss die vollständige Stand- sowie Betriebssicherheit der Anlage gewährleistet werden. Es dürfen weder Schäden an der Sperre selbst, noch an den Betriebseinrichtungen auftreten.

Der Lastfall des Sicherheitshochwassers (*SHQ*) beschreibt jene Belastung, welche die Stauanlage unter Extrembedingungen standhalten muss. Aus hydrologischer Sicht entspricht es dem vermutlich größten Hochwasser („Probable Maximum Flood - PMF“). Die Überschreitungswahrscheinlichkeit sowie der rechnerische Wert für *SHQ* sind zumeist aus einem detaillierten hydrologischen Verfahren zu ermitteln. Für den *SHQ*-Lastfall können begrenzt Schäden am Absperrbauwerk in Kauf genommen werden. Die gesamte Standsicherheit der Sperre und der Betriebseinrichtungen muss aber zu jedem Zeitpunkt gegeben sein [17].

Extreme hydrologische Ereignisse stellen außergewöhnliche Belastungsereignisse für eine Stauanlage dar. Überschreitet nun der Zufluss jenen Maximalwert, für welchen die Hochwasserentlastungsanlage bemessen wurde, so kann es zu einem Überströmen der Dammkrone kommen. Ferner kann auch eine unterdimensionierte Entlastungsanlage oder ein Ausfall derselben Auslöser für ein Überströmen sein. Nicht zuletzt können Impulswellen im Reservoir, induziert durch eine Massenbewegung in den Stauraum sowie das Versagen einer oberliegenden Stauanlage Auslöser für ein Überströmen des Dammes sein.

Wird nun ein Schüttdamm über längere Zeit mit einer kritischen Wassermenge überströmt, so kann dies zu einem Erosionsbruch führen. Dieser progressive Dammerosionsbruch wird durch eine Reihe von hydraulischen, geotechnischen und strukturmechanischen Randbedingungen beeinflusst. Einen signifikanten Einfluss auf das Bruchverhalten eines Dammes haben die Materialeigenschaften des Schüttmaterials, der Dammaufbau (Lage der Dichtung, Böschungsneigung, ...), das Speichervolumen, die unterwasserseitige Topographie sowie die hydraulischen Randbedingungen wie etwa die hydraulische Rauigkeit der Dammböschung oder ein eventuell vorhandener Unterwasserpegel [168].

2.1.3 Versagen durch Suffosion bzw. innere Erosion

Neben der äußeren Erosion, welche zumeist durch das Überströmen eines Dammes initiiert wird, stellt der Vorgang der inneren Erosion ein mögliches Gefährdungspotential

für die Sicherheit des Absperrbauwerkes dar. Jene Erosionsprozesse im unmittelbaren Bereich der wasserseitigen Dammböschung sowie an der Dammkrone sind hinsichtlich der Standsicherheit des Dammes als besonders kritisch anzusehen. Weitere potentielle Erosionszonen sind der Übergangsbereich zwischen der Damm- und Untergrundabdichtung, der Unterströmungsbereich der Untergrundabdichtung, der Eintrittsbereich in die luftseitige Flächendrainage bzw. in die Fußdrainage sowie die Kontaktfläche des Dichtkerns zur Filterschicht.

Es kann im Wesentlichen zwischen folgenden physikalische Suffosions bzw. Erosionsformen unterschieden werden [111]:

2.1.3.1 Suffosion

Unter Suffosion wird der Vorgang des Austragens von feinkörnigen Material aus ungleichförmigen und nicht-bindigen Erdstoffen zufolge einer Sickerströmung verstanden. Die Tragstruktur des zurückbleibenden Korngerüsts bleibt dabei unverändert. In jedem Fall ändern sich aber die Korngrößenverteilung und unter Umständen auch die Scherfestigkeitsparameter. Durch die Erhöhung des Porenvolumens steigt auch die Durchlässigkeit des Erdmaterials. Erosionserscheinungen aber auch ein Erosionsbruch des Schüttkörpers werden durch den Vorgang der Suffosion begünstigt. Der Vorgang der Suffosion kann nach *Ziems* [25] in innere, äußere und Kontaktsuffosion eingeteilt werden.

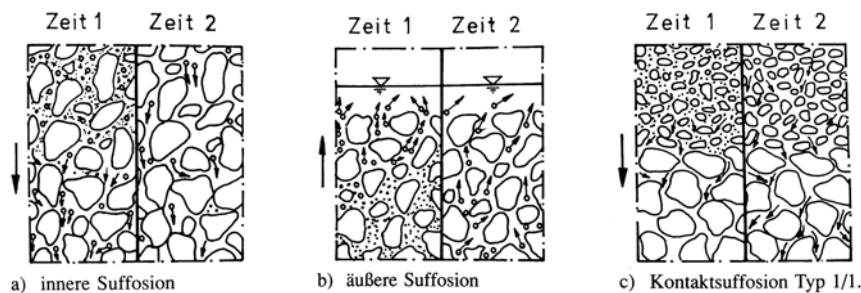


Abbildung 2.1: Einteilung der Suffosion - a) innere Suffosion, b) äußere Suffosion, c) Kontaktsuffosion [26]

- Dabei beschreibt die innere Suffosion einen suffosiven Vorgang, bei dem Feinteile im Inneren des Bodens umgelagert werden. Aufgrund der kurzen Transportwege

dauert dieser Vorgang oft nicht lange an, kann aber durch äußere Suffosion oder Kontaktsuffosion aufrecht erhalten werden (siehe Abbildung 2.1 a).

- Bei der äußeren Suffosion, ersichtlich in Abbildung 2.1 b, findet ein Austrag von Feinteilen in Richtung der freien Wasseroberfläche statt. Diese kann die innere Suffosion sowohl einleiten als auch beschleunigen.
- Bei der Kontaktsuffosion (siehe Abbildung 2.1 c) werden die Feinteile eines Basiserdstoffes an der Schichtgrenze zu einem gröberen Erdstoff (Filter) ausgetragen. In Abhängigkeit von der Strömungsrichtung des Wassers sowie der Lage des Basiserdstoff-Filter-Systems können unterschiedliche Typen der Kontaktsuffosion unterschieden werden (siehe Abbildung 2.2). Bei der Kontaktsuffosion vom Typ 1/... wird der Suffosionsvorgang durch das Eigengewicht der feinen Bodenteilchen begünstigt. Bei den Typen 2/... wirkt das Eigengewicht dieser Teilchen der Suffosion entgegen. Die Typen 3/... zeichnen sich durch eine Reibungskomponente der Gewichtskraft aus, welche zuerst überwunden werden muss, bevor Kontaktsuffosion auftritt.

	fein	grob	fein	grob
	grob	fein	fein	grob
↓	Typ 1/1			Typ 1/3
↑		Typ 2/2		Typ 2/3
→	Typ 3/1	Typ 3/2		Typ 3/3

Abbildung 2.2: Grundtypen der Kontaktsuffosion bzw. Kontakterosion

2.1.3.2 Erosion

Im Gegensatz zur Suffosion, versteht sich die Erosion als die Umlagerung bzw. den Transport praktisch aller Kornfraktionen eines Erdstoffes. Dieser Vorgang geht entweder an der freien Oberfläche oder in größeren, vorhanden oder entstehenden, röhrenförmigen Hohlräumen vonstatten [26]. Folgende Typen der Erosion lassen sich dabei unterscheiden:

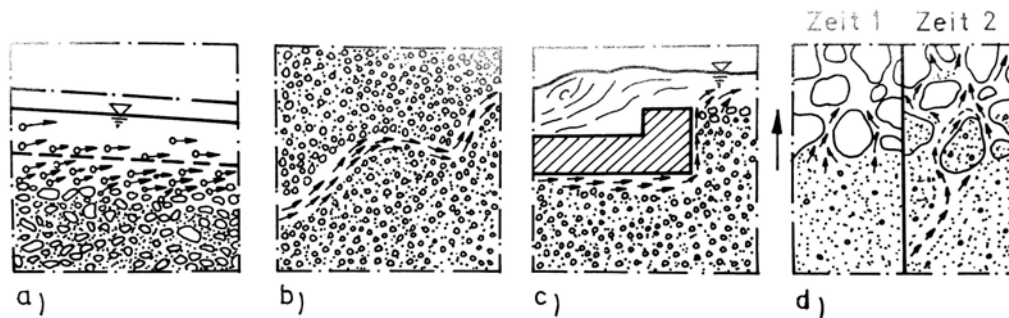


Abbildung 2.3: Schematische Darstellung der Erosion bei nichtbindigen Erdstoffen [26] - a) äußere Erosion, b) innere Erosion, c) Fugenerosion, d) Kontakterosion

- Der Vorgang der äußeren Erosion findet an der Schichtgrenze zwischen Erdstoff und Wasser statt. Es besteht eine direkte Abhängigkeit von Fließgeschwindigkeit und Schleppspannung der Strömung. Äußere Erosion kann nicht nur bei Fließgewässern, im Sinne einer Ufer- oder Sohlerosion, sondern etwa auch beim Überströmen eines Schüttdammes beobachtet werden (Abbildung 2.3 a).
- Innere Erosion (*Piping*) tritt in röhrenförmigen Hohlräumen innerhalb des Erdkörpers in Erscheinung. Die initiale Entstehung dieses Hohlraumes kann sowohl durch ein Auswaschen von Feinteilen oder rückschreitende Erosion als auch durch tierische oder pflanzliche Hohlräume begründet sein. Durch hohe Schleppspannungen an der Wandung der Strömungsröhren kann es zu einer fortschreitenden Erosion mit gleichzeitiger Aufweitung der Röhren kommen. Dieser Vorgang kann schließlich zu einem Erosionsbruch des gesamten Schüttkörpers führen (siehe Abbildung 2.3 b).
- Die Fugenerosion beschreibt den erosiven Vorgang entlang vorhandener Fugen zwischen dem Dammkörper und den angrenzenden massiven Bauteilen (Abbildung 2.3 c).
- Bei der Kontakterosion wird an der Grenzfläche zweier unterschiedlicher Erdstoffe der jeweils feinere Basiserdstoff erodiert. Eine flächenhafte Kontakterosion kann zu Setzungen des Erdkörpers führen. Eine Kontakterosion ist in jedem Fall durch entsprechend abgestufte Filterschichten zu verhindern. Eine Einteilung der Kontakterosion kann analog zu jener der Kontaktsuffosion (siehe Abbildung 2.2) vorgenommen werden. Zur Bestimmung der geometrischen Sicherheit gegenüber

Kontakterosion darf auf die Erosionskriterien in Kapitel 5.8.3 verwiesen werden.

- Im Zuge der Risserosion entstehen ausgeprägte Fließwege im Schüttkörper. Eine Oberflächenerosion an den Wandungen dieser Fließkanäle ist die Folge dieses Erosionsprozesses. Die Porenströmung durch den gesamten Erdkörper tritt in den Hintergrund.

Die *ICOLD* greift das Thema der inneren Erosion bei Dämmen in umfangreicher Weise im *Bulletin 164 - Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundations* auf [79].

Die folgenden Abbildungen 2.4 bis 2.9 zeigen schematisch den Ablauf von unterschiedlichen Erosions- bzw. Suffosionsvorgängen (Kategorien) mit einem möglichen Versagen des Dammes.

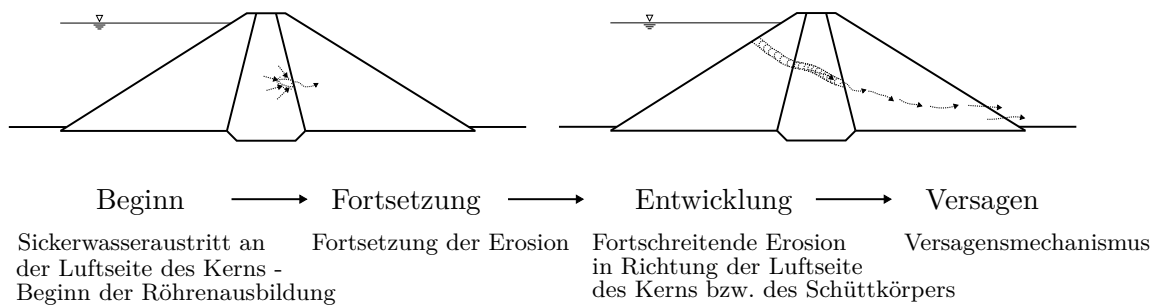


Abbildung 2.4: Kontakterosion (rückschreitend) am Übergang von Dichtkern zu Filterzone mit Ausbildung einer Strömungsröhre - adaptiert nach [53]

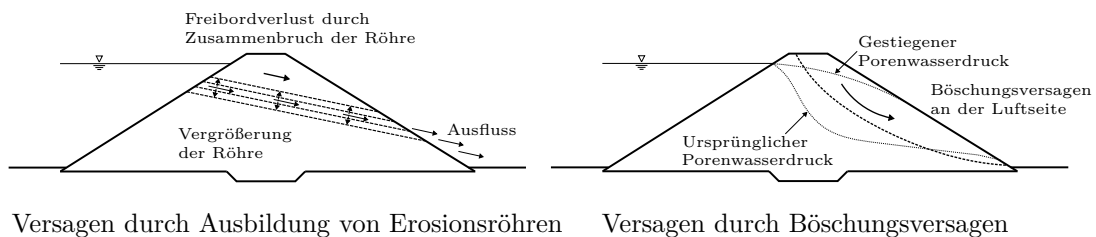


Abbildung 2.5: Innere Erosion (Piping) bei einem Homogendamm bzw. Böschungsbruch zufolge einer gestiegenen Durchlässigkeit innerhalb des Schüttkörpers - adaptiert nach [53]

2 Versagensursachen und Schadensfälle von Staudämmen

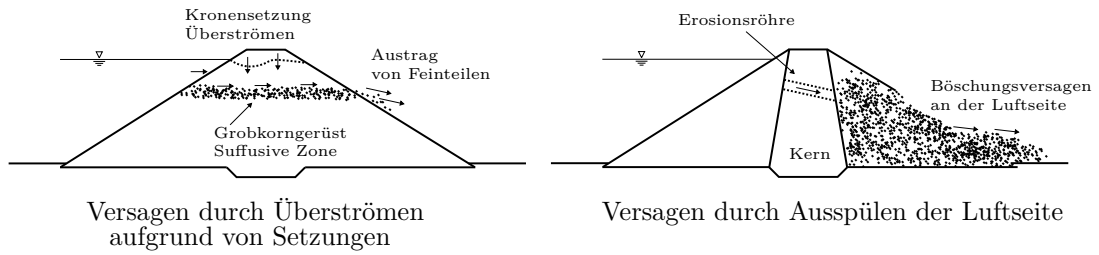


Abbildung 2.6: Suffosion bei einem Homogendamm bzw. Erosionsröhre im Dichtkern und Versagen durch Ausspülen des luftseitigen Dammkörpers - adaptiert nach [53]

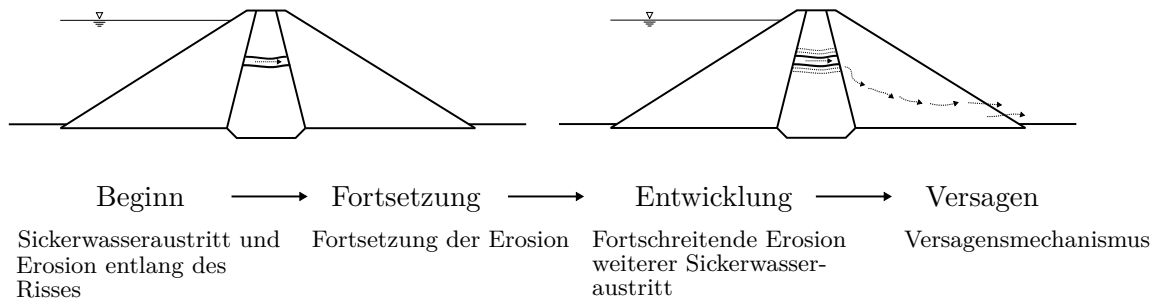


Abbildung 2.7: Risserosion im Dichtkern mit anschließender Bildung einer Erosionsröhre - adaptiert nach [53]

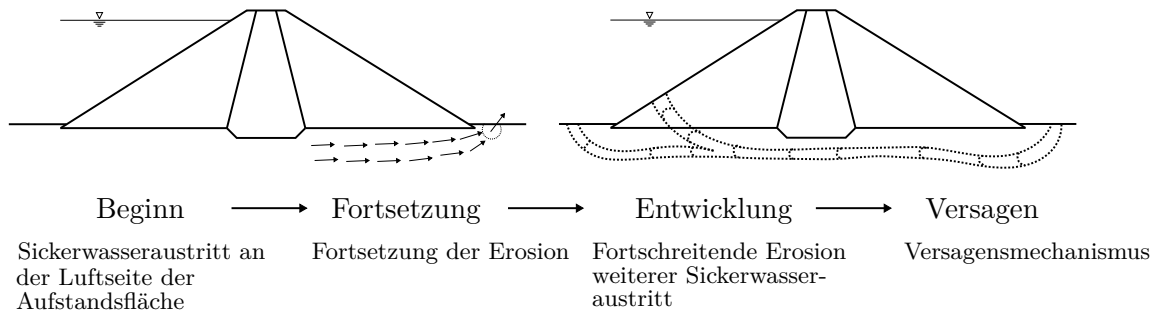


Abbildung 2.8: Innere Erosion (Piping) im Untergrund - adaptiert nach [53]

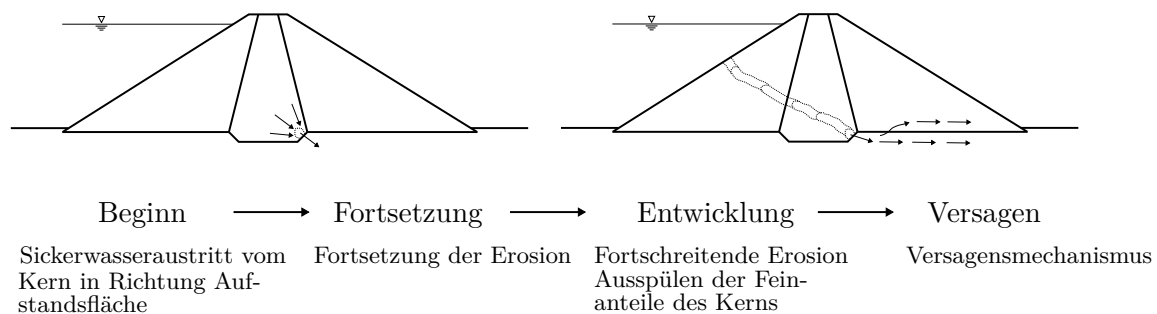


Abbildung 2.9: Kontakterosion am Übergang von Dichtkern zu Untergrund (Aufstandsfläche) - Austragen von Feinteilen des Kerns und Bildung einer Erosionsröhre - adaptiert nach [53]

2.1.4 Versagen durch seismische Einwirkungen

Tektonische Beben entstehen durch Bruchvorgänge in der Erdkruste aufgrund eines überhöhten Spannungszustandes. Diese Spannung wird oftmals über einen langen Zeitraum aufgebaut, jedoch zumeist plötzlich und entlang bekannter Bruchflächen entlastet. Das Resultat dieser Bruchvorgänge reicht von Erschütterungen an der Erdoberfläche bis hin zu bleibenden Relativverschiebungen, welche bis zur Erdoberfläche reichen können. In seismisch gefährdeten Gebieten herrscht demzufolge auch für Talsperren ein erhöhtes Gefahrenpotential vor, wengleich extreme Erdbebenereignisse, bezogen auf den jeweiligen Standort der Stauanlage nur sehr selten auftreten.

Als direkte Auswirkungen auf eine Stauanlage zufolge einer Erdbebeneinwirkung wären Verschiebungen entlang einer Scherfuge an der ober- oder unterwasserseitigen Böschung, das Abgleiten des gesamten Schüttkörpers entlang einer tiefer liegenden Scherfuge sowie eine Bodenverflüssigung (Liquifikation) mit daraus resultierenden Setzungen des Dammes zu nennen. Indirekte Auswirkungen können Hangrutschungen in den Stauraum mit einer anschließenden Flutwelle, die Bildung von Rissen am Absperrbauwerk oder an den Betriebseinrichtungen sowie die Entstehung einer schwingungsinduzierten Flutwelle sein.

Wengleich Österreich ein Land mit einer geringen bis mittleren Seismizität darstellt, so ist der Lastfall eines Erdbebens bei der Bemessung und Sicherheitsbetrachtung von Stauanlagen grundsätzlich zu berücksichtigen. In der *Richtlinie zur Erdbebenberechnung*

von Talsperren des BMLFUW findet sich die Nachweisführung der Erdbbensicherheit von österreichischen Stauanlagen [15].

2.1.5 Versagen durch weitere Einwirkungen

Neben den bereits aufgezeigten Einwirkungen, welche zu einem Versagen einer Stauanlage führen können, können noch eine Reihe an externen Einwirkungen die Standsicherheit der Anlage in negativer Art und Weise beeinflussen. An dieser Stelle sind etwa Gefährdungen durch Lawinen- und Murenabgänge, Sabotageakte, Terrorismus oder kriegerische Einwirkungen aber auch der Anprall von Treibgut oder Schiffen zu nennen.

2.1.6 Zusammenfassung der Versagensursachen

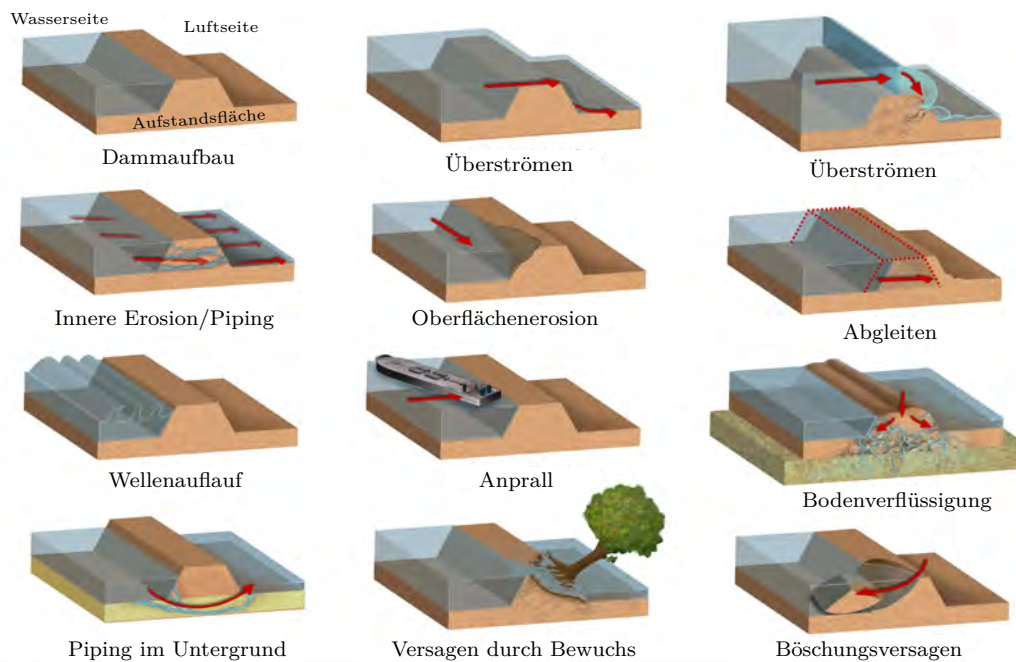


Abbildung 2.10: Versagensursachen von Schüttdämmen - adaptiert nach [118]

Vorhergehend wurden eine Reihe an Versagensursachen von Staudämmen aufgezählt. Ausgehend von einem Initialereignis, folgen zeitlich geordnete Folgeereignisse, welche bis hin

zu einem Endereignis in einem logischen Zusammenhang stehen. Durch die Verknüpfung der einzelnen Ereignisse lassen sich in weiterer Folge komplexe Versagensabläufe definieren. Eine strukturierte Beschreibung und Analyse der möglichen Versagensmechanismen bildet schließlich die Grundlage für die Betrachtung von Versagenswahrscheinlichkeiten, welche wiederum die Basis für die Risikoanalyse der jeweiligen Stauanlage darstellen. Eine Übersicht über die Versagensursachen von Schüttdämmen findet sich in Abbildung 2.10.

2.2 Schadens- und Versagensfälle von Staudämmen

Sowohl gewöhnliche als auch außergewöhnliche Einwirkungen auf eine Stauanlage können kritische Zustände herbeiführen, welche die Anlagensicherheit in einer maßgeblichen Art und Weise verringern. In weiterer Folge kann es dann zu einem Schadensereignis an der Anlage kommen. Die möglichen Schadensbilder sind in erster Linie abhängig vom Anlagentyp sowie von Art und Dauer der Einwirkung. Wird die Integrität der Stauanlage in einem außergewöhnlichen Maß gestört, so kann sich aus einem Schadensereignis ein Versagensereignis entwickeln.

Charakteristische Gefahren für Schüttdämme sind etwa Schäden an Dichtungselementen, Setzungen des Dammes oder des Fundamentes, Vorgänge der inneren Erosion, die Instabilität der Dammböschungen etc. Für Sperrenbauwerke aus Beton oder Mauerwerk ergeben sich markante Gefahren etwa aus der Verschiebung der Widerlager, dem Abgleiten der gesamten Sperre auf deren Aufstandsfläche oder aus dem Verschieben von ganzen Blöcken induziert durch Sperrrisse. Unabhängig vom Typ des Absperrbauwerkes können beispielsweise das Überströmen der Krone, überdurchschnittlich hohe Sickerwassermengen, eine Funktionsstörung der Betriebseinrichtungen (Grundablass und Hochwasserentlastung) oder Kolkerscheinungen an der luftseitigen Sperrenseite zu einem Schaden an der Stauanlage führen.

- **Hauptursachen** für ein Schadens- oder Versagensereignis stellen zumeist natürliche Ereignisse wie etwa ein Hochwasser, ein Erdbeben, ein Lawinen oder Murenabgang sowie eine geologische Massenbewegungen dar. Als bedingte Ereignisse können zum Beispiel ein impulsartiger Anprall einer Last, eine Explosion, der Absturz eines Flugzeuges sowie Sabotage und Terrorismus genannt werden.

- Mögliche **Anlagen- bzw. projektbezogene Ursachen** können Fehler in der Dimensionierung der Sperre oder Betriebseinrichtungen, eine fehlerhafte Bauausführung sowie mangelhaftes Baumaterial sein. Weiters können an dieser Stelle auch ein Ausfall der Betriebseinrichtungen durch einen Stromausfall oder durch ein mechanisches Gebrechen sowie Fehler aufgrund von Alterung oder mangelhafter Wartung der Stauanlage angeführt werden.

In der Vergangenheit ist es zu unterschiedlichen Schadens- bzw. Versagensfällen von Stauanlagen gekommen, welche sich aber trotz der Einzigartigkeit einer jeden Anlage, aufgrund von Schadens- bzw. Bruchursache statistisch zusammenfassen lassen. Als Datengrundlage für die folgenden Auswertungen dienen vorrangig die Arbeiten von *Vogel* [166], *Nowotny* [117], *Lammerer* [104], *Foster et al.* [63] und dem *Bulletin 99 - Dam Failures - Statistical Analysis* der *ICOLD* [77].

Aus der Betrachtung der prozentualen Verteilung der Schadensursachen bei Erd- und Steinschüttdämmen geht nach *Lammerer* deutlich hervor, dass mehr als die Hälfte aller Schadensereignisse auf innere Erosion (28 %) oder Überströmen (24 %) zurückzuführen sind. Bei rund 13 % der untersuchten Schadensfälle kam es zu einer Rutschung des Dammkörpers. Die genaue Verteilung der Schadensursachen ist in Abbildung 2.11 ersichtlich. Als Basis der Auswertung dient eine Gesamtheit von 410 untersuchten Schadensereignissen.

Abbildung 2.12 zeigt die prozentuale Verteilung der Versagensursachen bei Schüttdämmen. Das Versagen durch Überströmen des Dammes stellt mit rund 42 % die Hauptursache der untersuchten Bruchereignisse dar. Für 23 % der Damnbrüche zeichnen sich innere Erosionserscheinungen verantwortlich. Als Datenbasis dient eine Gesamtheit von 204 Versagensfällen von Schüttdämmen.

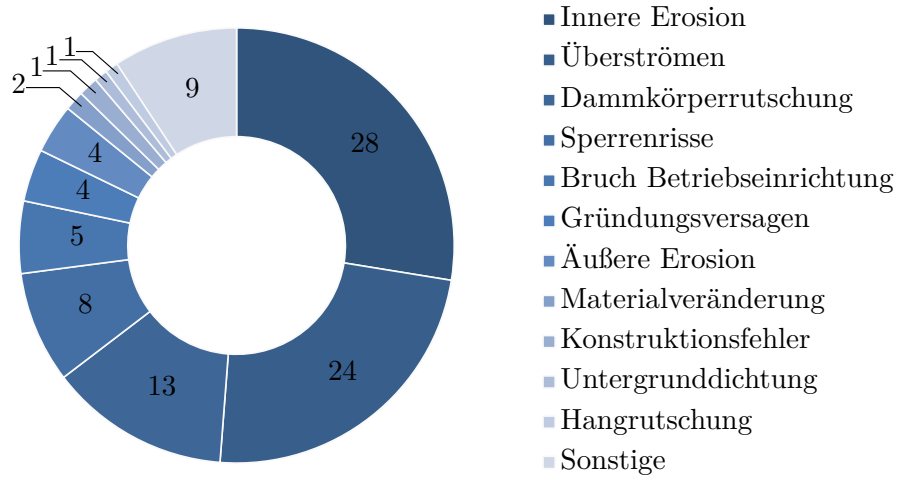


Abbildung 2.11: Prozentuale Verteilung der Schadensursachen bei Erd- und Steinschüttdämmen - vgl. [104]

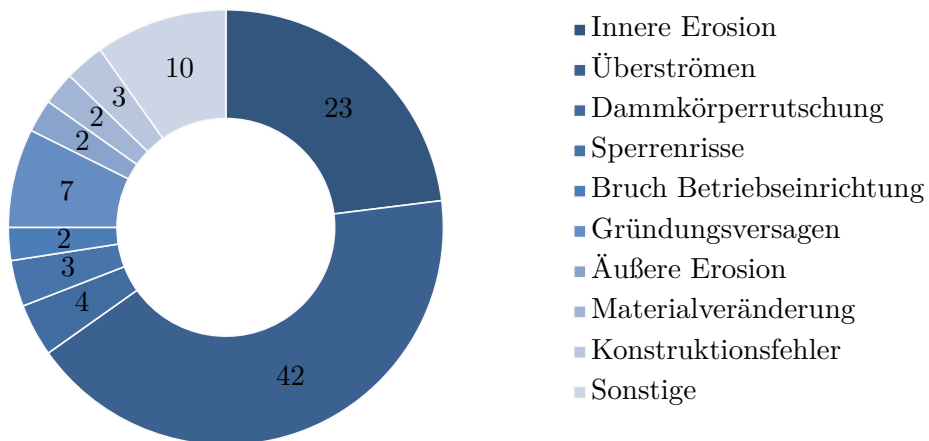


Abbildung 2.12: Prozentuale Verteilung der Versagensursachen bei Erd- und Steinschüttdämmen - vgl. [104]

Im Allgemeinen zeigt sich also bei den Versagensursachen bei Erd- bzw. Steinschüttdämmen ein sehr ähnliches Bild, verglichen mit den Schadensursachen. Als Hauptursachen sowohl für einen Schaden an Schüttdämmen als auch für ein Dammversagen können jedenfalls innere Erosion und Überströmen ausgemacht werden. In Bezug auf ein Versagen

2 Versagensursachen und Schadensfälle von Staudämmen

durch innere Erosionserscheinungen können eine fehlende Bauwerksüberwachung sowie mangelnde Kontrollen und Revisionen des Dammes verantwortlich gemacht werden. Ein Überströmversagen kann oftmals auf eine falsch dimensionierte Hochwasserentlastungsanlage zurückgeführt werden.

3 Stauanlagensicherheit in Österreich

Im folgenden Kapitel werden die rechtlichen Rahmenbedingungen für die Errichtung und den Betrieb von Stauanlagen in Österreich vorgestellt.

3.1 Wasserrechtsgesetz 1959

Das *Wasserrechtsgesetz 1959 (WRG)* [172] hat den Charakter eines Bundesgesetzes und enthält die Regelungen des österreichischen Wasserrechts. Es beinhaltet somit die rechtlichen Grundlagen für eine Vielzahl an Maßnahmen sowie die dafür erforderlichen rechtlichen Instrumente betreffend dem Schutz, der Reinhaltung und der Benutzung von Gewässern sowie dem Schutz vor Gefahren des Wassers.

Es finden sich im *WRG 1959* eingangs Erklärungen bezüglich der rechtlichen Eigenschaften von Gewässern. In Abschnitt 2 wird die Benutzung der Gewässer geregelt. Hier finden sich auch erstmals Regelungen betreffend Stauanlagen und deren Sicherheit. So wird in § 12a (1) *WRG 1959* darauf hingewiesen, dass bei der Bestimmung des Standes der Technik jene vergleichbaren Verfahren, Einrichtungen oder Betriebsweisen heranzuziehen sind, welche am wirksamsten zur Erreichung eines allgemein hohen Schutzniveaus für die Umwelt sind. In § 18 *WRG 1959* wird die Nutzung der Wasserkraft durch das Land und in § 21 *WRG 1959* die Dauer der Bewilligung sowie der Zweck der Wasserbenutzung geregelt.

Betreffend der Stauanlagensicherheit sind desweiteren § 23a (1) *WRG 1959*, § 24 *WRG 1959* sowie § 25 *WRG 1959* von Bedeutung. Ersterer enthält Regelungen zur Bestellung eines Talsperrenverantwortlichen „für Talsperren und Speicher, Flusskraftwerke ausgenommen, deren Höhe über Gründungssohle 15 m übersteigt oder durch die eine zusätzliche Wassermenge von mehr als 500.000 m³ zurückgehalten wird,...“ [172]. Letzterer regelt die Schadenshaftung für Schäden, welche aus dem rechtmäßigen Bestand und Betrieb einer

Wasserbenutzungsanlage hervorgehen. Regelungen zum Thema Schutz- und Regulierungswasserbau sowie zur Vorsorge gegen Überschwemmungen finden sich im Abschnitt 4 in den Paragraphen § 41 WRG 1959 bis § 44 WRG 1959.

Die jeweiligen Regelungen betreffend der Zuständigkeiten finden sich in § 98 WRG 1959 bis § 101 WRG 1959. Besonders hinzuweisen ist an dieser Stelle auf § 100 (3) WRG 1959, in welchem die Zuständigkeit der Staubeckenkommission zur „...fachliche Begutachtung der auf Staubeckenanlagen und Talsperren sich beziehenden technischen Fragen im Zug oder außerhalb eines wasserrechtlichen Verfahrens...“ erläutert wird.

Abschnitt 12 des WRG 1959 regelt die Aufsicht über Gewässer und Wasseranlagen. Von besonderer Bedeutung bezüglich der Sicherheit von Stauanlagen sind an dieser Stelle die Paragraphen § 131 WRG 1959 bis § 134 WRG 1959. So regelt etwa § 131 WRG 1959 die Überprüfung von eben solchen Stauanlagen, deren Höhe über Gründungssohle 15 m übersteigt oder durch die eine zusätzliche Wassermenge von mehr als 500.000 m³ zurückgehalten wird, in einem Zeitabstand von nicht mehr als fünf Jahren. Allfällige weitere Überprüfungen können auch nach der Prüfung der Berichte des Talsperrenverantwortlichen durchgeführt werden. Desweiteren kann die Wasserrechtsbehörde, soweit dies den Interessen der allgemeinen Sicherheit dienlich erscheint, die Einsetzung eines Talsperrenverantwortlichen sowie eine regelmäßige Überprüfung für eine jede Stauanlagen, welche nicht durch § 131 WRG 1959 erfasst wird, durch die Staubeckenkommission vorschreiben.

3.2 Talsperrenklassifizierung und Gefährdungspotential

Gemäß § 131 WRG 1959 ist der Bundesminister für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt- und Wasserwirtschaft berechtigt, alle Talsperren und Speicher, deren Höhe über Gründungssohle 15 m übersteigt oder durch die eine zusätzliche Wassermenge von mehr als 500.000 m³ zurückgehalten wird, unter Befassung der Staubeckenkommission auf ihre Stand- und Betriebssicherheit hin zu überprüfen. Eben solche Anlagen werden fortan als große Stauanlagen bezeichnet. Folglich werden Talsperren und Speicher mit einer Höhe von weniger als 15 m und einem Speichervolumen von unter 500.000 m³ als kleine Stauanlagen bezeichnet.

Diese Klassifizierung orientiert sich an jener der ICOLD, nach welcher sowohl Stauanlagen

mit einer Höhe von mehr als 15 m als auch Stauanlagen mit einer Höhe zwischen 10 und 15 m und einer Kronenlänge von mehr als 500 m, einem Speichervolumen von mehr als 1.000.000 m³, einem maximalen Hochwasserabfluss von mehr als 2.000 m³/s oder mit einem ungewöhnlichen Design und schwierigen Gründungsverhältnissen als große Stauanlagen angesehen werden [72].

Aufgrund der gestiegenen Anzahl und der zunehmenden Größen von kleinen Stauanlagen und vor dem Hintergrund, dass genau diese Anlagen auch ein Gefährdungspotential für Mensch und Umwelt darstellen können, wird durch die Staubeckenkommission eine Ermittlung des Gefährdungspotentials gefordert. Maßgebend für das Gefährdungspotential sind unter anderem folgende Merkmale [16]:

- Stauhöhe und Stauinhalt, im Zusammenhang mit den geologischen und topographischen Verhältnissen.
- Neigung des Geländes im Abflussbereich.
- Nähe zu Wohnobjekten oder Arbeitsstätten, Verkehrswegen, Versorgungseinrichtungen (Wasser, Energie, Kommunikation) und Sicherheitseinrichtungen (Feuerwehr, Spitäler, ...).

Zur Ermittlung des Gefährdungspotentials ist eine Abschätzung der Flutwelle im Versagensfall erforderlich. In Abhängigkeit vom Gefährdungspotential wird die Stauanlage einer Gefährdungsklasse zugeordnet. Liegt ein „erhebliches Gefährdungspotential“ vor, werden höhere Anforderungen an die Überwachung der kleinen Stauanlage gestellt. So ist etwa ein qualifizierter Stauanlagenverantwortlicher für die Anlage zu bestellen [16]. Abbildung 3.1 zeigt eine Zuordnungsmatrix zur Bestimmung des Gefährdungspotentials von kleinen Stauanlagen.

SCHUTZGÜTER		$v \cdot h \leq 0,5m^2/s$ $v \leq 0,5m$	$v \cdot h \geq 0,5m^2/s$ $v \geq 0,5m$	$v \cdot h \leq 2,0m^2/s$ $v \leq 1,0m$	$v \cdot h > 2,0m^2/s$ $v > 1,0m$	$\leq SHQ$	$> SHQ$
		Flucht zu Fuß möglich	Flucht zu Fuß Lebensgefahr	Schäden an Gebäuden	Gefährdung der Standsicherheit	Schadensgefahr	Gefährdung der Standsicherheit
	Betroffene Personen						
1	Personen ohne Vorwarnung und/oder Fluchtmöglichkeit (bewohnte Kellerräume, öffentliche Campingsplätze, Kinderspielfläche, Veranstaltungsorte)	gering	erheblich				
2	Personen im Inneren von Gebäuden bei Vorwarnung und mit Fluchtmöglichkeit			gering	erheblich		
	Betroffene Gebäude						
3	öffentliche Gebäude von besonderer Bedeutung (Notfallinrichtungen Kultur, Verwaltung, ...)	gering	erheblich				
4	Sonstige Gebäude von besonderem Wert (Wohnhäuser Betriebsinrichtungen, ...)			gering	erheblich		
	Betroffene sonstige Einrichtungen						
5	wichtige öffentliche Einrichtungen (Infrastruktur, Notfallinrichtungen)	gering	erheblich				
6	wichtige öffentliche Verkehrswege ohne Ausweichmöglichkeit	gering	erheblich				
7	Eisenbahnen und Einrichtungen zur Personenbeförderung (wenn auf SHQ bemessen)					gering	erheblich
8	Brücken und Brückenfundamente wichtiger Verkehrswege und Eisenbahnen (wenn auf SHQ bemessen)					gering	erheblich
9	Anlagen mit gefährlichen Gütern (z.B. Öltanks) - Im Einzelfall abzuklären			gering	erheblich		
10	Bauten auf Uferböschungen			gering	erheblich		
11	Wasserbauten (wenn auf SHQ bemessen)					gering	erheblich
12	Brücken und Brückenfundamente untergeordneter Verkehrswege						gering
13	Geparkte Autos ohne Vorwarnung	gering	erheblich				

Abbildung 3.1: Zuordnungsmatrix zu Gefährdungsklassen - vgl. [16]

3.3 Die Überwachung von österreichischen Stauanlagen

Zur fachlichen Unterstützung bei Fragen betreffend Talsperren und Stauanlagen ist im *BMLFUW* die Staubeckenkommission eingerichtet. Die Kommission besteht sowohl aus höheren technischen Beamten des Bundesministeriums als auch aus Fachleuten des Talsperrenbaues und einschlägiger technischer Wissenschaften. Die rechtlichen Rahmenbedingungen der Kommission betreffend, finden sich in der *Staubeckenkommissions-Verordnung 1985* [143]. Der Wirkungsbereich der Staubeckenkommission umfasst die technische und technisch-wirtschaftliche Begutachtung von Entwürfen für den Bau neuer sowie für die Abänderung bestehender oder im Bau befindlicher Stauanlagen. Weiters erstellt die Kommission Gutachten über allgemeine Maßnahmen und Vorschriften und veranlasst im Bedarfsfall fachliche Untersuchungen zur Klärung technischer Fragestellungen. Nicht zuletzt werden auch jene Unterlagen über den Zustand und das Verhalten im Betrieb einer Stauanlage sowie die Berichte der Talsperrenverantwortlichen und des Wasserberechtigten bei der Staubeckenkommission zusammengetragen und evident gehalten.

In den vorangegangenen Jahrzehnten hat die Staubeckenkommission im Rahmen der in § 2 *Staubeckenkommissions-Verordnung 1985* festgelegten Möglichkeiten eine Reihe an Grundsatzbeschlüssen gefällt. So beinhaltet der erste Beschluss der Kommission eine grundlegende Stellungnahme zur Frage der Talsperrenüberwachung und Talsperrensicherheit [144], in welchem eine Reihe an Maßnahmen verlangt werden, die zu einer Erhöhung der Sicherheit von österreichischen Stauanlagen beitragen sollen. Als Grundsatz wird festgehalten, dass für die Sicherheit des Bestandes und Betriebes von Talsperren und Stauanlagen der Eigentümer der Anlage (Wasserberechtigte) verantwortlich ist. Dem Staat bzw. seinen behördlichen Organen obliegt die Aufsicht darüber, ob die Instandhaltung der Stauanlagen selbst sowie der eingerichteten Beobachtungs- und Messeinrichtungen durch den Eigentümer in verlässlicher und sinnvoller Art und Weise erfolgt. Weiters wird die Bestellung eines Talsperrenverantwortlichen für jede Talsperre und Gruppe von solchen, sowie die Sammlung aller maßgeblichen Unterlagen (Planunterlagen, Bilder, Untersuchungsergebnisse, Messprotokolle, ...) in einem sogenannten Sperrenbuch gefordert.

In einem weiteren Grundsatzbeschluss betreffend der Überwachung der großen Talsperren in drei Ebenen [147], wird auf die Notwendigkeit der Talsperrenüberwachung sowohl durch den Talsperrenverantwortlichen des Wasserberechtigten, durch die Gewässeraufsicht

(Landes- oder Bezirkshauptmann) und durch die Talsperrenaufsicht des Bundes hingewiesen. Die übergeordnete Überwachung durch den Bund geschieht mit Unterstützung der Staubeckenkommission (siehe dazu Abbildung 3.2).

Der Sperrenwärter zeichnet sich verantwortlich für die laufenden Überwachung der Stauanlage vor Ort. Durch Begehungen des Bauwerkes sowie Kontrolle und Überprüfung einzelner Messwerte kann er Unregelmäßigkeiten bei der Stauanlage erkennen. Eine hohe Vertrautheit mit der Anlage sowie eine spezielle Ausbildung zeichnen der Sperrenwärter aus.

Wie aus § 23a (1) WRG 1959 ersichtlich, hat ein jeder Eigentümer einer großen Talsperre einen Talsperrenverantwortlichen samt geeigneter Stellvertreter zu bestimmen und der Behörde zu nennen. Der Talsperrenverantwortliche ist für sämtliche Maßnahmen und Untersuchungen verantwortlich, welche der Sicherheit der Stauanlage dienlich sind. Neben der Tätigkeiten der Überwachung und Beurteilung der aktuellen Standsicherheit der Anlage muss er alle notwendigen Maßnahmen anordnen, welche für eine langfristige Erhaltung der Sicherheit notwendig sind. Der Stauanlagenverantwortliche besitzt eine vom Betrieb der Anlage unabhängige Kontroll- und Aufsichtsfunktion innerhalb des Unternehmens und muss mit einer entsprechenden Entscheidungs- und Weisungsbefugnis ausgestattet sein. Das formale Anforderungsprofil der Talsperrenverantwortlichen umfasst einen Universitätsabschluss im Baufach mit einschlägigen Wissen auf den Gebieten der Geologie, der Bodenmechanik, der Baustatik und der Hydraulik sowie eine mindestens zehnjährige Erfahrung in der Projektierung, Bauausführung und Überwachung von großen Talsperren [146]. Weiters muss er mit der betreffenden Anlage vertraut sein sowie ein hohes Maß an Verlässlichkeit besitzen [97]. Eine dauernde Rufbereitschaft des Talsperrenverantwortlichen oder seiner Stellvertreter muss gewährleistet werden.

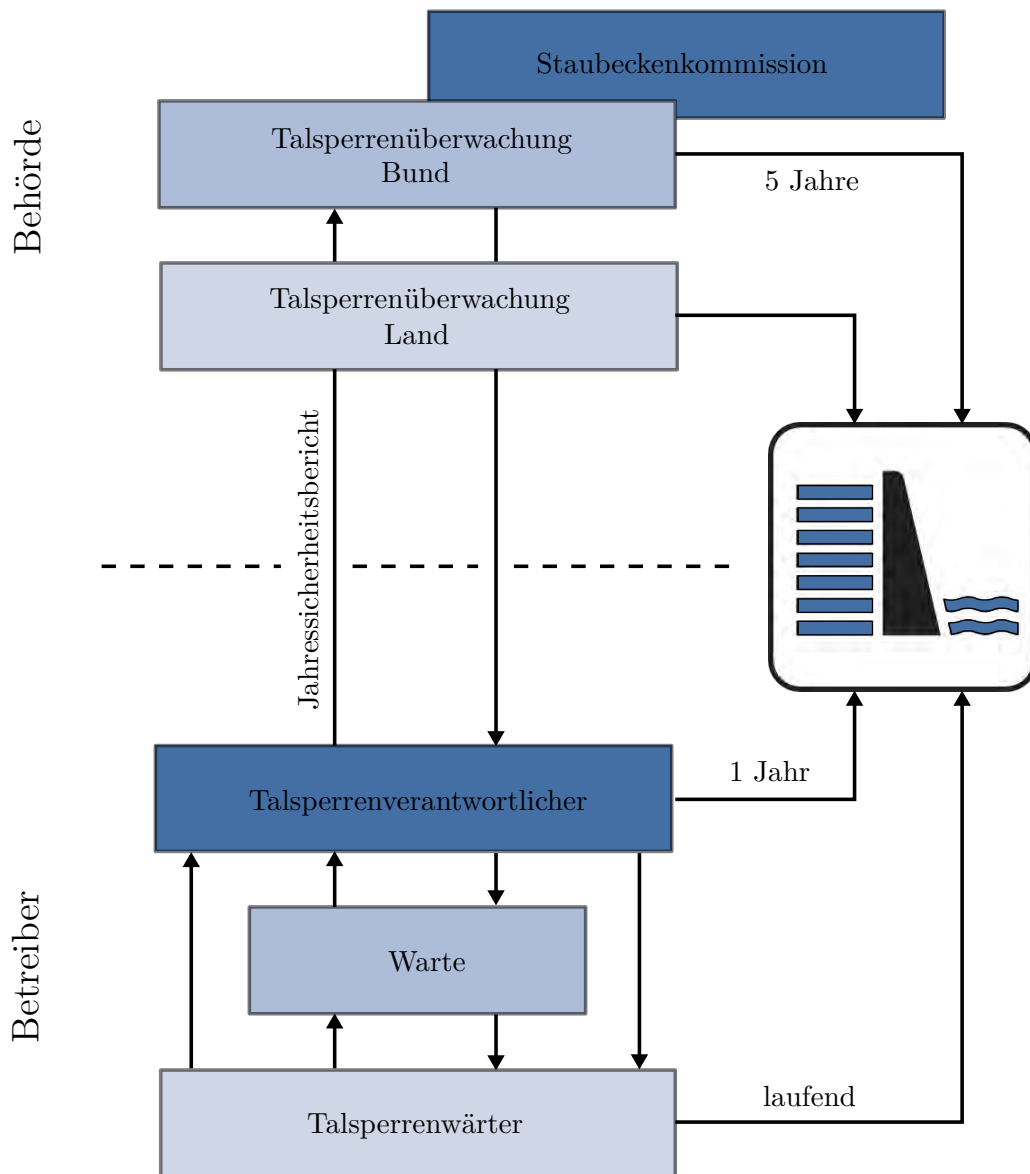


Abbildung 3.2: Mehrebenenprinzip der Talsperrenüberwachung in Österreich - adaptiert nach [148]

4 Risikoanalyse für Stauanlagen

4.1 Der Risikobegriff und seine Auffassung

Der Begriff des Risikos wird im deutschen Sprachgebrauch in den verschiedenen wissenschaftlichen Disziplinen unterschiedlich definiert. So definiert etwa der *Duden* den Begriff des Risikos als möglichen negativen Ausgang bei einer Unternehmung, mit dem Nachteile, Verluste und Schäden verbunden sind [46]. In einer betriebswirtschaftlichen Sichtweise kann das Risiko auch als Kennzeichnung der Eventualität, dass mit einer Wahrscheinlichkeit ein Schaden bei einer (wirtschaftlichen) Entscheidung eintritt oder ein erwarteter Vorteil ausbleibt, angesehen werden [140]. Diese unterschiedlichen Definitionen des Risikobegriffes können aber selbst innerhalb einer Fachdisziplin verschieden aufgefasst und interpretiert werden und in weiterer Folge zu Missverständnissen führen [91]. So haben etwa die englischen Begriffe „risk“ und „hazard“ im Sinne des alltäglichen Sprachgebrauchs die gleiche Bedeutung. Im Kontext des Dammbaues und der Risikoanalyse aber haben diese Begriffe eine differente Bedeutung.

So definiert etwa die *Construction Industry Research and Information Association (CIRIA)* den Begriff „risk“ für den Talsperrenbau als „*the probability of a particular undesirable outcome occurring within a specified period*“ [30]. Also die Wahrscheinlichkeit, dass ein unerwünschtes Ereignis in einer gewissen Zeitspanne auftritt. Im Sinne einer Risikoanalyse versteht die *Canadian Standards Association (CSA)* den Terminus „risk“ als „*a measure of the probability and severity of an adverse effect to health, property, or the environment*“ [32]. Diese Definition enthält nicht nur eine Eintrittswahrscheinlichkeit sondern auch einen Begriff für das Schadensausmaß.

Unter dem Ausdruck „hazard“ im Kontext des Talsperrenbaues versteht der *United States Army Corps of Engineers (USACE)* hingegen als: „*The hazards pertain to potential loss of life or property damage in the area downstream of the dam in event of failure or*

misoperation of the dam or appurtenant facilities“ [157], sowie im Zusammenhang einer Risikoanalyse die *CSA* als „*a condition with the potential for causing an undesirable consequence*“ [32].

Wie nun aus diesem Kapitel hervorgeht, besitzt bereits der Begriff des Risikos selbst einen großen Spielraum hinsichtlich seiner Definition und Erklärung. Im Folgenden wird auf die wichtigsten Begrifflichkeiten, welche im Zuge einer Risikoanalyse vorkommen, eingegangen.

4.2 Begriffserklärung

In einer allgemein mathematischen Sichtweise versteht sich das Risiko als Produkt aus Eintrittswahrscheinlichkeit eines unerwünschten Ereignisses und dessen Ereignisschwere bzw. Schadensausmaß. Dabei gibt die Eintrittswahrscheinlichkeit jene Häufigkeit an, mit der sich ein gewisses Ereignis wiederholt. So beschreibt etwa ein Wert von 0,1 Ereignissen pro Jahr, dass im Mittel ein bestimmtes Schadensereignis einmal in 10 Jahren beobachtet werden kann. Diese Wahrscheinlichkeiten lassen sich aus statistischen Datensätzen und Erfahrungen aus der Vergangenheit ableiten. Jedenfalls verlangt eine qualifizierte Aussage über Eintrittswahrscheinlichkeiten immer eine genügend große Anzahl an Daten und Beobachtungen. Lassen sich diese statistischen Datensätzen noch vergleichsweise einfach quantifizieren, so ist die Bewertung eines Schadensausmaßes oft nur schwer zu bewerkstelligen und von subjektiver Natur. Weiters hängt auch die Einheit des Schadensausmaßes vom jeweiligen Sachgebiet ab. So lassen sich Schäden oftmals in monetären Größen (ökonomischer Schaden, €) aber auch in potentiell schwer betroffenen oder toten Personen ausdrücken.

Das sogenannte totale Risiko R_T für eine Überflutung im Unterliegerbereich einer Stauanlage setzt sich aus den Risiken eines Versagens R_f sowie eines Nicht-Versagens R_{nf} der Anlage zusammen:

$$R_T = \sum R_f + R_{nf} = \sum p(l) \cdot [p(f | l) \cdot C(l, f) + p(nf | l) \cdot C(l, nf)] \quad (4.1)$$

In Gleichung 4.1 beschreibt die Variable $p(l)$ die Wahrscheinlichkeit, dass sich eine bestimmte Einwirkung auf die Stauanlage zuträgt, sowie die Variable $p(f | l)$ die bedingte Wahrscheinlichkeit, dass diese Einwirkung auch ein Anlagenversagen mit sich zieht. $C(l, f)$

beschreibt die zu erwartenden Folgen (Konsequenzen) im Versagensfall. Die Wahrscheinlichkeit des Nicht-Versagens der Stauanlage unter einer bestimmten Einwirkung sowie die daraus zu erwartenden Folgen werden durch $p(nf | l)$ bzw. $C(l, nf)$ ausgedrückt.

Das allgemeine Versagensrisiko der Anlage aufgrund eines Dammbrechens R_f ist Teil des totalen Risikos R_T und ergibt sich zu:

$$R_f = \sum p(l) \cdot p(f | l) \cdot C(l, f) \quad (4.2)$$

Das Risiko einer Überflutung im Unterliegerbereich für den Nicht-Versagensfall der Stauanlage R_{nf} drückt sich somit wie folgt aus:

$$R_{nf} = \sum p(l) \cdot p(nf | l) \cdot C(l, nf) \quad (4.3)$$

Jenen Anteil des totalen Risikos, welcher sich ausschließlich auf das Versagen des Dammes bezieht, beschreibt das inkrementelles Risiko. Die inkrementellen Folgen $C_\Delta(l, f)$ ergeben sich aus der Subtraktion der Folgen des Nicht-Versagensfalles von jenen des Versagensfalles der Anlage. R_Δ ergibt sich somit zu:

$$R_\Delta = \sum p(l) \cdot p(f | l) \cdot C_\Delta(l, f) = \sum p(l) \cdot p(f | l) \cdot [C(l, f) - C(l, nf)] \quad (4.4)$$

Spricht man von einer Versagenswahrscheinlichkeit im Kontext einer Risikoanalyse von Stauanlagen, so bezieht sich diese nicht nur auf den katastrophalen Fall eines Anlagenversagens durch Bruch des Dammes. Vielmehr beinhaltet die Versagenswahrscheinlichkeit jedes nur mögliche Ereignis, welches einen negativen Einfluss auf Sicherheit der Anlage hat. In einer mathematischen Sichtweise setzt sich diese aus dem Produkt der Wahrscheinlichkeiten eines bestimmten Einwirkungsszenarios $p(l)$ und des jeweiligen Systemverhaltens der Anlage $p(f | l)$ zusammen.

$$p(f) = \sum p(l) \cdot p(f | l) \quad (4.5)$$

Bereits aus diesen Definition geht deutlich hervor, dass sich eine Risikoanalyse einer Stauanlage nicht nur auf ein mögliches Versagensszenario beschränken kann. Vielmehr muss eine ganzheitlichen Betrachtung aller möglichen Störfälle, die zu einem Anlagenversagen führen können, erfolgen. Ferner erlaubt auch der Begriff der Wahrscheinlichkeit eine mehrdeutige Betrachtungsweise [4]. In Abhängigkeit des Entstehungshintergrundes

eines gewissen Ereignisses unterscheiden sich folgende Typen von Wahrscheinlichkeiten:

Objektive Wahrscheinlichkeit: Beschreibt eine beobachtete Häufigkeit von Ereignissen, welche zufällig passieren. Die objektive Wahrscheinlichkeit steht in einem engen Zusammenhang mit der zufälligen oder auch natürlichen Ungewissheit. Als Beispiel kann hier die Eintrittswahrscheinlichkeit eines bestimmten Hochwasserereignisses, welche sich aus statistischen Daten ableiten lässt, genannt werden.

Subjektive Wahrscheinlichkeit: Beschreibt ein Maß an Vertrauen, aufbauend auf den zur Verfügung stehenden Informationen. Sie steht somit im Kontext mit einer erkenntnistheoretischen Unsicherheit. Die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit einer Stauanlage aufgrund einer bestimmten Einwirkung kann hier beispielhaft erwähnt werden. Die subjektive Wahrscheinlichkeit beruht vielmehr auf den gemachten Erfahrungen und den gesammelten Informationen die dem Ingenieur in seiner Bewertung zu Grunde liegen.

Die Folgen eines Dammversagens können sehr vielfältig sein und sind dem Grund nach von negativer Natur. Im Sinne einer Risikoanalyse ist es von Vorteil, die inkrementellen Folgen des Dammbrechens zu betrachten und in weiterer Folge dann mit einem geeigneten und allgemein gültigen Maßstab zu bewerten:

Schäden am Menschen: Im Falle des Versagens einer Stauanlage und der damit einhergehenden Flutwelle können mitunter Menschen zu Schaden kommen. Dieser Schaden am Menschen ist nicht nur zweifelsohne der Dramatischste sondern steht auch immer im Zentrum der öffentlichen Wahrnehmung. Zumal sich die Anzahl von verletzten Personen sowie die Art und Schwere der Verletzungen nur schwer quantifizieren lassen, erfolgt meist eine Betrachtung auf der Ebene von getöteten Personen.

Direkte ökonomische Folgen: Hierbei handelt es sich um die direkten Folgen des Versagens der Stauanlage. Diese beinhalten alle monetär bewertbaren Schäden an Bauwerken, Infrastruktur sowie Sachwerten, welche durch das Anlagenversagen verursacht worden sind.

Indirekte ökonomische Folgen: Diese beinhalten alle Folgeschäden, welche durch den Sperrenbruch entstehen. Als Beispiel sind hier die wirtschaftlichen Schäden durch den Ausfall von Produktionsanlagen in der betroffenen Region zu nennen.

Andere Folgen: An dieser Stelle sind vor allem nicht monetär bewertbaren Schäden zu nennen. Beispiele dafür sind Umweltschäden, der Verlust von historischen und kulturellen Gütern aber auch sozioökonomische Schäden an der Gesellschaft.

Um nun das Versagensrisiko für eine Stauanlage im Zuge einer Risikoanalyse berechnen zu können, ist es von Vorteil, alle möglichen Einwirkungen in einzelne Szenarien zu unterteilen. Maßgebend ist hier immer jenes Szenario mit der größten Eintrittswahrscheinlichkeit, dass zu einem Versagen der Anlage führt. Als Beispiele können folgende Szenarien genannt werden [4]:

- Normalbetriebsszenario
- Hydrologisches Szenario
- Seismologisches Szenario
- Andere Szenarien

Das sogenannte Normalbetriebsszenario beschreibt die alltäglichen Betriebszustände der Stauanlage und deren Störungen. Das hydrologische Szenario beschreibt den Fall eines Hochwassers und behandelt die Frage, was in diesem Fall passieren kann. In ähnlicher Art und Weise verhält es sich mit dem seismologischen Szenario. Hier wird die Frage behandelt, welche Auswirkungen ein Erdbeben auf die Stauanlage haben kann. Einwirkungen wie etwa ein Sabotageakt, Vandalismus und Szenarien, welche sich nicht in die drei zuvor genannten Kategorien einordnen lassen, werden unter dem Begriff andere Szenarien erfasst [106].

Die **Versagensmöglichkeit** (failure mode) beschreibt eine bestimmte Abfolge an Ereignissen, welche ein Anlagenversagen oder zumindest eine Störung der Funktionsfähigkeit der Stauanlage verursachen. Diese logische Abfolge an Ereignissen im Kontext mit den entsprechenden Einwirkung auf die Anlage, beginnt immer mit einem Anfangsereignis und zieht eine Kette an Folgeereignissen mit sich. Das Ende dieser Ereigniskette findet sich schlussendlich im Versagen der Anlage. In Abhängigkeit von Geltungsbereich und Umfang der Risikoanalyse kann die Versagensmöglichkeit sowohl auf die oben genannten Folgen beziehen (direkte Folgen), als auch auf jeden anderen Mechanismus, welcher in der Lage ist, einen Schaden zu verursachen. Ebenso bezieht sich die Versagensmöglichkeit nicht nur auf das Sperrbauwerk selbst. Vielmehr muss der Fokus auf das gesamte System von Sperrbauwerk und Speicherraum gelegt werden.

Im Zuge einer **Risikoevaluierung** (risk evaluation) werden die möglichen Versagensrisiken, verbunden mit den jeweiligen Versagensarten der Stauanlage bewertet. In den Prozess der Risikoevaluierung fließen sowohl subjektive Bewertungen als auch statistische Daten mit ein. Die britische *Health and Security Executive (HSE)* [69] etablierte als Basis für eine Risikoevaluierung eine Unterteilung nach der Tolerierbarkeit von Risiken.

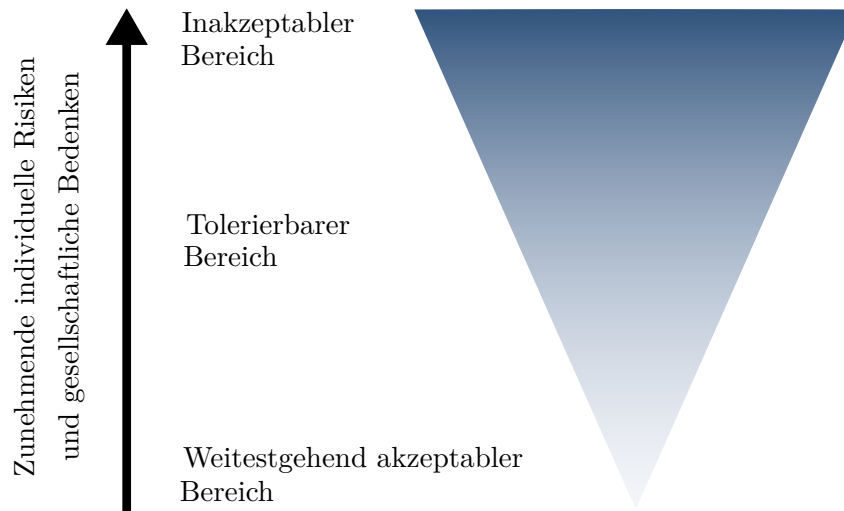


Abbildung 4.1: Tolerierbarkeit des Risikos - vgl. [69]

Inakzeptables Risiko: Dieses Risiko kann von der Gesellschaft unter keinen Umständen akzeptiert werden, egal welchen Vorteil es mit sich bringt.

Tolerierbares Risiko: Das tolerierbare Risiko steht in einem gesellschaftlichen Einklang mit den Vorteilen, die es mit sich bringt. Das Risiko darf nicht vernachlässigt und auf keinen Fall ignoriert werden. Durch geeignete Maßnahmen soll es weitestgehend reduziert werden.

Weitestgehend akzeptables Risiko: Dieses Risiko kann überwiegend als vernachlässigbar angesehen werden. Risiken, ausgehend von Stauanlagen, können aufgrund ihres großen destruktiven Schadenspotentials meist nicht in diese Kategorie eingeordnet werden.

Im Kontext einer Risikoanalyse wird häufig eine Toleranzgrenze für Risiken eingeführt.

Das sogenannte *ALARP* (as low as reasonably possible) Kriterium beschreibt dabei eine Grenze, bis zu der gewisse Risiken hinnehmbar sind, solange deren Minderung in einem vertretbaren Verhältnis mit dem aufzubringenden finanziellen Aufwand steht [69].

Weitere Grundsätze in einer Risikobetrachtung sind jene der Gleichheit und der Wirtschaftlichkeit. Dabei beschreibt der Begriff der Gleichheit das Recht eines jeden Menschen, in gleicher Art und Weise und ohne Diskriminierung behandelt zu werden. Keine Person darf dabei einem unverhältnismäßig großem Risiko ausgesetzt werden. Der Grundsatz der Wirtschaftlichkeit beschreibt einen verhältnismäßigen und effektiven Einsatz der zur Verfügung stehenden Ressourcen, um ein Risiko so weit als möglich zu reduzieren. Diese beiden Begriffe können aber in einem inhärenten Widerspruch zueinander stehen. So kann jene Maßnahme zur effektivsten Reduzierung eines individuellen Risikos (etwa das Risiko nur einer gefährdeten Person) gleichzeitig aber nicht die effektivste Maßnahme zur Reduzierung des globalen Risikos (etwa das Risiko aller gefährdeten Personen) sein. Aus dieser Tatsache kann sich konsequenterweise nur ein Kompromiss im Entscheidungsfindungsprozess ergeben, welcher ein Gleichgewicht zwischen Gleichheit und Wirtschaftlichkeit herstellt.

Eine qualitative Risikoanalyse verbindet immer eine Reihe an Unsicherheiten für die einzelnen Prozesse, welche aber einen signifikanten Einfluss auf das Verständnis und die Interpretation der Ergebnisse der Analyse haben. Aus dem Begriff der Unsicherheit (siehe Abbildung 4.2) lassen sich wiederum zwei weitere Begriffe, nämlich jene der natürlichen sowie der erkenntnistheoretischen Unsicherheit, ableiten.

Der Begriff der natürlichen Variabilität steht in einem engen Kontext mit der Zufälligkeit von natürlichen Prozessen. Diese Prozesse können sich entweder an einem definierten Ort, jedoch an einem zufälligen Zeitpunkt (zeitliche Variabilität) oder zu einem definierten Zeitpunkt aber an einem zufälligen Ort (räumliche Variabilität) ereignen. Als Beispiel für die zeitliche Variabilität kann etwa das Ausmaß einer Flutwelle an einem bestimmten Ort sein. Die Überflutung eines Gebietes während eines definierten Hochwasserfalles kann als Beispiel für die räumliche Variabilität genannt werden.

Eine erkenntnistheoretische (epistemologische) Unsicherheit wird entweder durch eine unzureichende Menge an Information oder durch den Mangel an Systemverständnis eines Phänomens hervorgerufen. Die Unsicherheit bezogen auf das Modell rührt aus den getroffenen Vereinfachungen, welche im Zuge der Modellbildung unternommen werden. Unsicherheiten in Parametern resultieren sowohl aus einer eingeschränkten Menge an

Informationen, welche etwa durch Versuche gewonnen wurden, als auch aus der inhärenten Einschränkung in der statistischen Auswertung [139].

In der praktischen Herangehensweise werden erkenntnistheoretische Unsicherheiten oft als natürliche Unsicherheiten aufgefasst. So werden etwa geotechnische Parameter oft der natürlichen Variabilität zugeordnet, wenngleich die genauen Parameter durch einen genügend hohen zeitlichen und monetären Einsatz festgestellt werden könnten.

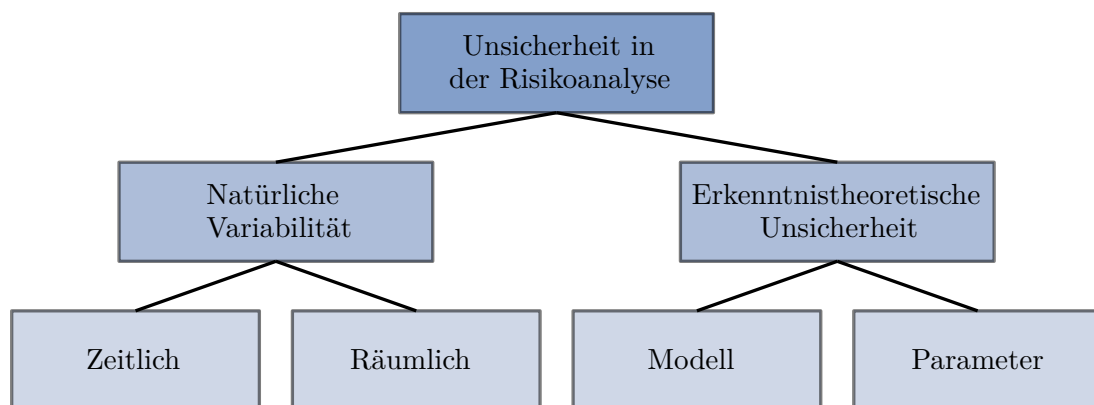


Abbildung 4.2: Klassifizierung der Unsicherheit in der Risikoanalyse - adaptiert von [139] bzw. [68]

4.3 Internationale normative Ansätze

Die Thematik der Risikobetrachtung von Stauanlagen wurde in den vergangenen Jahren und Jahrzehnten in zahlreichen Staaten in unterschiedlicher Art und Weise normativ verankert. Die Ansätze reichen von Hinweisen zur Risikobetrachtung über Richtlinien bis zu detaillierten Leitfäden zur Risikoanalyse. Nachfolgend findet sich eine Zusammenstellung einiger Staaten, in welchen eine Betrachtung des Risikos, ausgehend von einer Stauanlage durchgeführt werden. An dieser Stelle sei angemerkt, dass diese Zusammenfassung lediglich einen groben Überblick über einige internationale Herangehensweisen zu diesem Thema liefern soll und somit keinen Anspruch auf eine vollständige Erhebung aller Ansätze besteht.

Deutschland

Die *DIN 19700 (2004)* besteht aus 6 Teilen (*DIN 19700-10 (2004)* bis *DIN 19700-15 (2004)*) und enthält allgemein gültige und übergeordnete Feststellungen für die Planung, den Bau sowie den Betrieb von Stauanlagen mit ihren dazugehörigen Absperrbauwerken und Staubecken. Im ersten Teil der Norm werden gemeinsame Feststellungen für Stauanlagen, unabhängig von deren Zweck und Betriebsweise erläutert. Hier finden sich erstmals Hinweise auf eine Risikobetrachtung von Stauanlagen. Die *DIN 19700-10 (2004)* [38] fordert an dieser Stelle etwa eine Bewertung der verbleibenden Risiken im Falle einer Überschreitung des Bemessungshochwasserzufflusses oder des Bemessungs-erdbebens, sowie anschließend eine Risikoverminderung durch geeignete konstruktive, bewirtschaftungsseitige oder organisatorische Maßnahmen. In der *DIN 19700-11 (2004)* wird auf die wahrscheinlichkeitstheoretische Ermittlung des Bemessungshochwassers für die jeweiligen Talsperrenklassen hingewiesen [39]. Desweiteren enthält die *DIN 19700-12 (2004)* Hinweise zur Risikominderung zufolge eines Überströmens [40].

Zusammenfassend kann angemerkt werden, dass die *DIN 19700 (2004)* nur Hinweise für eine Risikobetrachtung von Stauanlagen liefert. Anmerkungen zu einer gesamtheitliche Betrachtung der Anlagensicherheit im Sinne einer Risikoanalyse finden sich in dieser Norm jedoch nicht.

Australien

Die gesetzliche Regelung der Stauanlagensicherheit in Australien ist Aufgabe des jeweiligen Bundesstaates. Gesetzlich übergeordnete Regelungen durch das *Australian Federal Government* gibt es im weitesten Sinne keine. In den einzelnen Bundesstaaten werden Stauanlagen hinsichtlich ihrer potentiellen Gefährdung für den Menschen klassifiziert. Die risikobasierten Ansätze reichen von gesamtheitlichen Betrachtungen der Stauanlagen und deren Betriebseinrichtungen bis hin zu detaillierten Anwendungen im Zuge von Entscheidungsfindungsprozessen zur Steigerung der Anlagensicherheit. Eine Übersicht über die jeweiligen bundesstaatlichen Regelungen findet sich in einer Zusammenstellung von *Barker* [6].

Das *Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD)* fasst erstmals 1994 in der *Guideline on Risk Assessment* [3] Ansätze einer Risikoanalyse für Stauanlagen auf und

bildet damit die konzeptionelle Grundlage für die jeweiligen bundesstaatlichen Vorgaben. Mit der Überarbeitung dieses Leitfadens im Jahr 2003 [4] wird ein umfangreicher Einblick in das Thema der Risikoanalyse gegeben, sowie qualitative und quantitative Methoden zur Risikountersuchung vorgestellt.

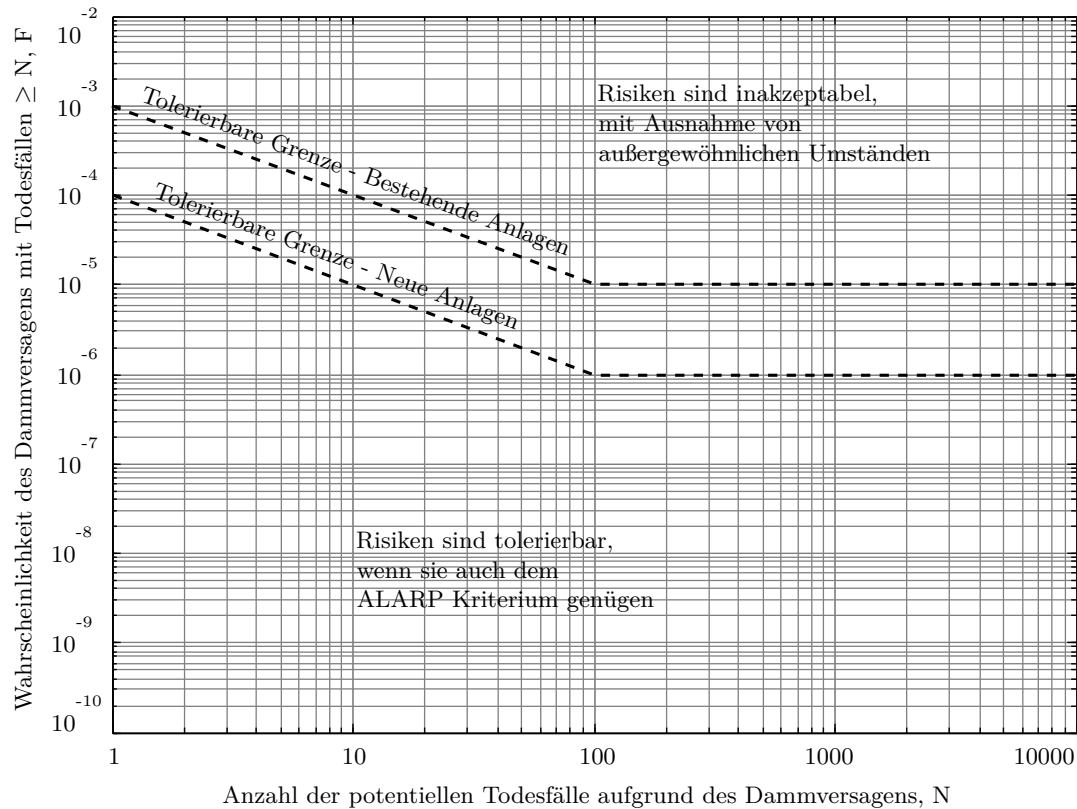


Abbildung 4.3: F-N Diagramm der *ANCOLD* zur Gegenüberstellung von Dammversagenswahrscheinlichkeit und zu erwartenden Todesfällen - adaptiert nach [4]

Folgende Empfehlungen betreffend der Tolerierbarkeit von Risiken, welche von Stauanlagen ausgehen können dem Leitfaden entnommen werden:

- Es erfolgt eine Unterscheidung zwischen Bestandsanlagen sowie Neuanlagen. Das individuelle Risiko für eine Person wird dabei auf $1 \cdot 10^{-3}$ bzw. $1 \cdot 10^{-4}$ beschränkt.
- Für die Risikoevaluierung dient ein F-N Diagramm (siehe Abbildung 4.3), welches die Wahrscheinlichkeit eines Sperrenversagens der Anzahl an potentiellen Todesfällen

gegenüberstellt. Unter außergewöhnlichen Umständen kann auch ein inakzeptables Risiko toleriert werden. Die Entscheidung, ob nun solche Umstände vorherrschen, obliegt jedoch nicht dem Eigentümer oder Betreiber der Anlage, sondern einer übergeordneten staatlichen Stelle.

- In jedem Fall hat das zu erwartende Versagensrisiko dem ALARP-Kriterium zu genügen (siehe dazu auch Kapitel 4.2).

Spanien

In Spanien erfolgt eine Klassifizierung der Stauanlagen entsprechend des Gefährdungspotentials für Menschen und Güter. Eine Zusammenstellung über die spanischen Regelungen betreffend Stauanlagensicherheit findet sich etwa in der Arbeit von *Castillo-Rodriguez et al.* [27]. Das *Spanish National Committee on Large Dams (SPANCOLD)* veröffentlichte zudem im Jahr 2012 den Leitfaden *Risk Analysis applied to Management of Dam Safety* [139]. Dieser beinhaltet einen Überblick über die Risikomodellierung und die Risikoevaluierung als Hilfestellung im Entscheidungsfindungsprozess. Desweiteren sind im Leitfaden *Dam Safety* [138] der *SPANCOLD* die Grundzüge der spanischen Sicherheits- und Risikobetrachtung von Stauanlagen festgehalten.

Vereinigtes Königreich

Seit dem Beginn der 1980er Jahre werden im Vereinigten Königreich Untersuchungen zur Risikobetrachtung von Stauanlagen durchgeführt. Aufbauend auf die Arbeiten der *CIRIA* [30, 31] wurde vom *Department for Environment, Food and Rural Affairs (DEFRA)* durch eine Richtlinie für eine integrale Betrachtung der Stauanlagensicherheit im Hochwasserfall auf Basis eines Risk Assessments [34] erlassen. Das vorgestellte Verfahren beschreibt eine abgestufte Risikobetrachtung für potentielle Gefahrensituationen im Unterwasserbereich von Stauanlagen. Es besteht im Wesentlichen aus einer vorgereichten Wirkungsanalyse (Impact Assessment) und einer aufbauenden Gefahren- bzw. Versagensanalyse (Failure Mode, Effect and Criticality Analysis). Es folgt ein weiterer Leitfaden von *Brown und Gosden* [22] im Auftrag des *DEFRA*, welcher sich ausschließlich mit dem Thema der Risikoanalyse von Stauanlagen beschäftigt. Dieser beinhaltet eine Reihe an Berechnungsansätzen für die quantitative Risikoanalyse von Stauanlagen und bildet somit die Grundlage für ein komplettes Risk Assessment von Stauanlagen.

Weiters stellt das *DEFRA* im Jahr 2006 eine Richtlinie [35] für die Notfallplanung bei britischen Stauanlagen vor.

Schweiz

In der Schweiz sind die gesetzlichen Regelungen zum Thema Stauanlagensicherheit im *Stauanlagengesetz (StAG)* [141] festgehalten. Die Richtlinien des *Bundesamtes für Energie (BFE)* beschreiben das schweizerische Konzept für die Sicherheit von Stauanlagen und enthalten neben allgemeinen Anforderungen an Stauanlagen und Begriffsdefinitionen auch einen Hinweis über die Risikobetrachtung von Stauanlagen im Zusammenhang mit einer Risikominimierung bzw. einer Beherrschung des vorhandenen Restrisikos [10]. Genauere Ansätze zu einer probabilistischen Risikoanalyse finden sich jedoch nicht.

Eine weitere Richtlinie des *BFE* behandelt das Notfallkonzept für die Betreiber von Stauanlagen [11]. Es wird ein Überblick über die Erstellung eines solchen Konzeptes sowie die Bewältigung von Notfallsituationen gegeben.

Vereinigte Staaten

Aufgrund des föderalen politischen Systems in den Vereinigten Staaten gibt es eine Reihe von Organisationen, welche für die Sicherheit der amerikanischen Stauanlagen zuständig sind. Für viele Stauanlagen im westlichen Teil des Landes zeichnet sich das, dem Innenministerium angegliederte, *United States Bureau of Reclamation (USBR)* verantwortlich. Das *USBR* stellt eine Reihe von Richtlinien zur Risikobetrachtung von Stauanlagen zur Verfügung [160, 161, 162]. Einen Überblick über die risikobasierte Herangehensweise des *USBR* kann der Arbeit von *Cyganiewicz* und *Smart* entnommen werden [33].

Der *USACE* betreibt rund 700 Stauanlagen im gesamten Gebiet der Vereinigten Staaten. Im Zuge des *Dam Safety Programs* erarbeitet der *USACE* gemeinsam mit dem *USBR* eine Reihe von Leitfäden zum Thema Stauanlagensicherheit. An dieser Stelle sei auf die praxisorientierte Richtlinie zur Risikobetrachtung von Stauanlagen und Schutzdämmen hingewiesen [163]. Diese bietet dem anwendenden Ingenieur zahlreiche Ansätze und Hinweise für eine gesamtheitliche Risikoanalyse einer Stauanlage.

Hinsichtlich der Bewertung des Versagensrisikos setzt das *USBR* [161] die Wahrscheinlichkeit eines Dammversagens, welche an dieser Stelle mit dem individuellen Risiko vergleichbar ist, mit den zu erwartenden Todesfällen in Beziehung. Weiters fordert die Richtlinie eine genaue Evaluierung des Risikos für Versagensfälle mit mehr als 1000 potentiellen Todesfällen. Die Empfehlungen des *USBR* werden in einem f-N Diagramm zusammengefasst und können Abbildung 4.4 entnommen werden.

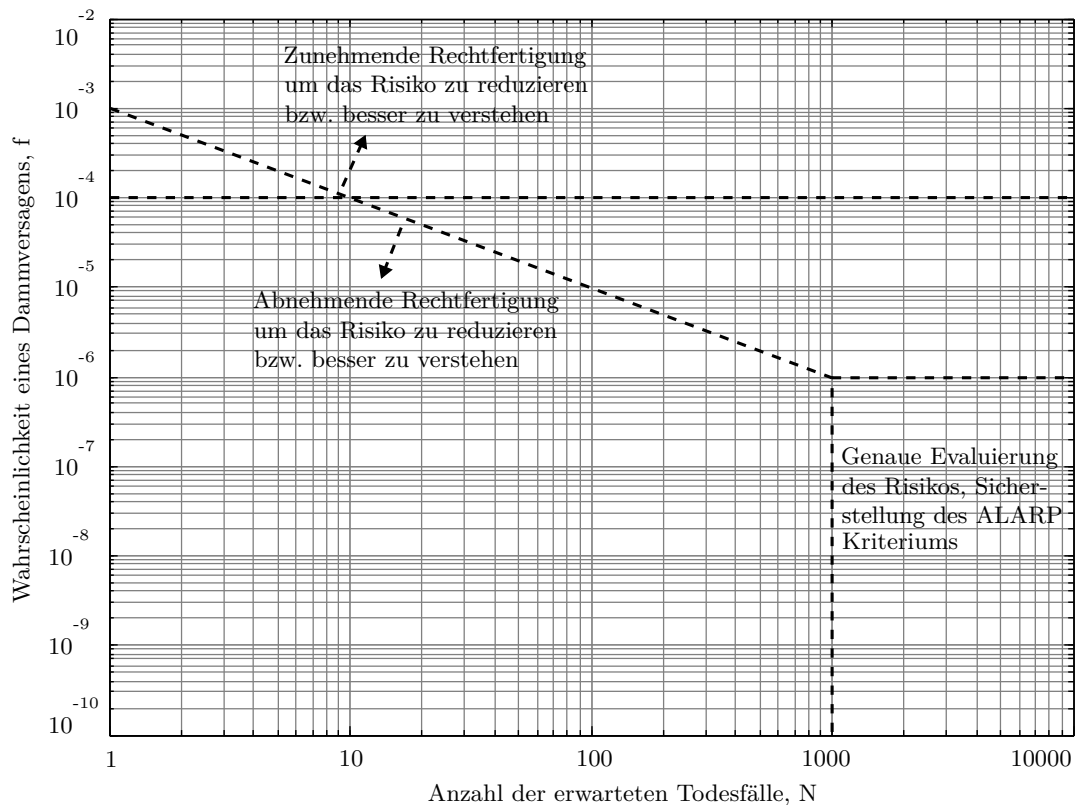


Abbildung 4.4: f-N Diagramm des *USBR* zur Gegenüberstellung von Dammversagenswahrscheinlichkeit und zu erwartenden Todesfällen - adaptiert nach [161]

Die *Federal Emergency Management Association (FEMA)* als Teil des Heimatschutzministeriums beschreibt in den *Federal Guidelines for Dam Safety* ein Klassifizierungsverfahren von Stauanlagen hinsichtlich ihres Gefährdungspotentials [57], sowie die risikobasierte Betrachtung von Stauanlagen als wichtiges Instrument zur Beurteilung der Sicherheit dieser Anlagen [58]. Weiters fordert die *FEMA* in diesem Leitfaden eine fortschreitende

Entwicklung der Methoden der Risikoanalyse zur Verbesserung der Anlagensicherheit. Eine weitere Richtlinie der *FEMA* beinhaltet diverse Ansätze für die Notfallplanung bei amerikanischen Stauanlagen [59].

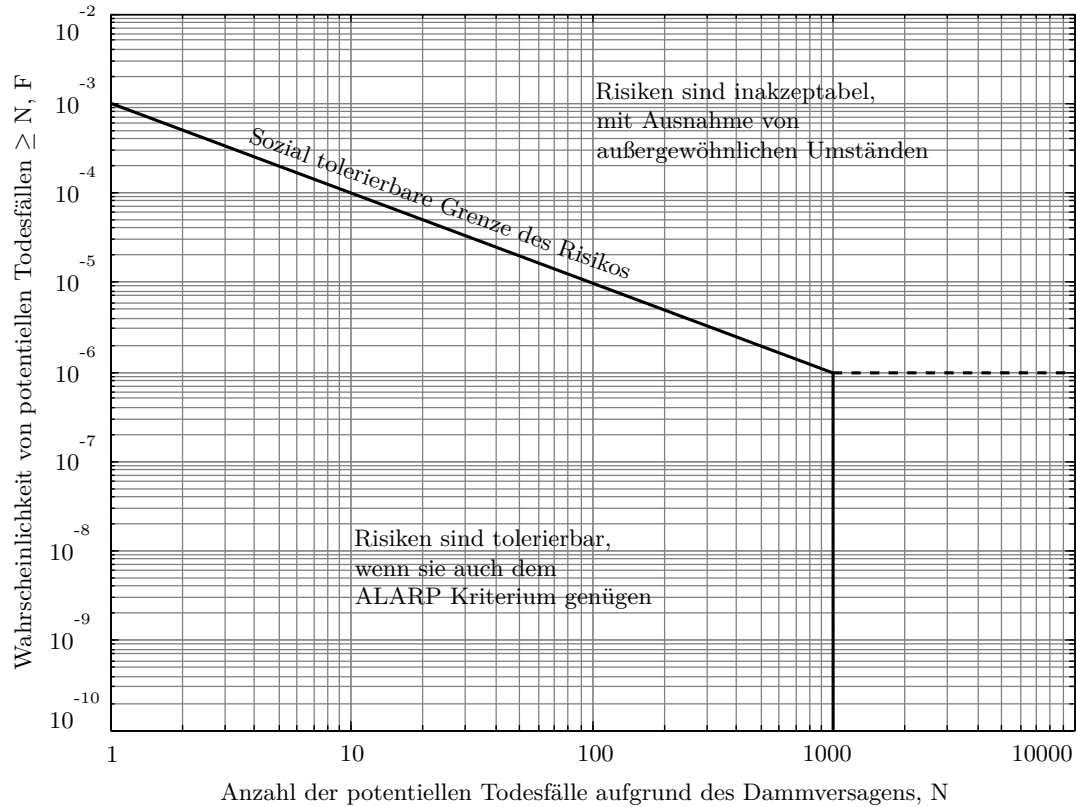


Abbildung 4.5: F-N Diagramm des *USACE* zur Gegenüberstellung von Dammversagenswahrscheinlichkeit und zu erwartenden Todesfällen bei bestehenden Stauanlagen - adaptiert nach [158]

Der *USACE* [158] orientiert sich in seiner Risikoevaluierung (siehe Abbildung 4.5 bzw. 4.6) an den Richtlinien des *USBR* bzw. der *ANCOLD*. So erfolgt die Gegenüberstellung von Dammversagenswahrscheinlichkeit und zu erwartenden Todesfällen in einem sogenannten F-N Diagramm. Weiters toleriert die Richtlinie ein inakzeptables Risiko sowohl unter außergewöhnlichen Umständen als auch für Versagensfälle mit mehr als 1000 Todesfällen (vgl. [4]).

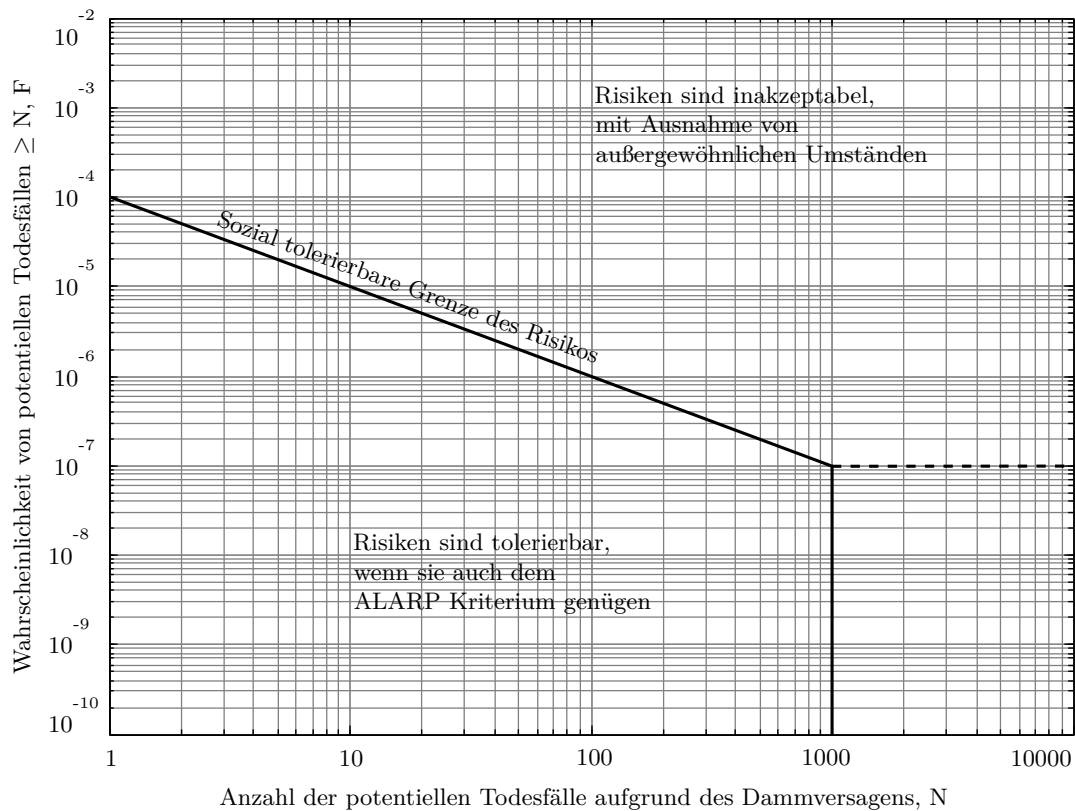


Abbildung 4.6: F-N Diagramm des *USACE* zur Gegenüberstellung von Dammsversagenswahrscheinlichkeit und zu erwartenden Todesfällen bei neuen Stauanlagen - adaptiert nach [158]

Kanada

Die kanadischen Absichten zur Risikobetrachtung von Stauanlagen sind stark mit jenen der Vereinigten Staaten verbunden. Bei der Erstellung des Klassifizierungssystems für Anlagen in Abhängigkeit von ihrem Gefährdungspotentials durch die *FEMA* [57] war die *Canadian Dam Safety Association (CDSA)* beteiligt. Die *British Columbia Hydro and Power Authority (BC Hydro)* als größter Stauanlagenbetreiber im westlichen Teil des Landes, betreibt eigene Ansätze zur Risikobetrachtung für ihre Anlagen. An dieser Stelle darf auf [129] bzw. [130] verwiesen werden.

5 Theoretische Grundlagen des Risikomodells

5.1 Sicherheitskonzepte

Die wesentliche Aufgabe eines Sicherheitskonzeptes für technische Anlagen ist es, ein hinreichend großes Maß an Sicherheit zwischen den Einwirkung auf die Anlage und den Widerstand der Anlage auf gerade solche Einwirkungen zu garantieren. Die Notwendigkeit dieses Abstandes ergibt sich aus Unsicherheiten, sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite. Um nun für eine Gruppe gleichartiger Bauwerke ein annähernd einheitliches Zuverlässigkeitsniveau zu gewährleisten, werden Sicherheitsfaktoren und charakteristische Werte eingeführt und durch normative Richtlinien vorgegeben.

Im Allgemeinen erfolgt eine Gegenüberstellung des Bemessungswertes auf der Einwirkungsseite S_d mit jenem von der Widerstandsseite R_d . Der Nachweis für eine ausreichende Sicherheit lautet demzufolge:

$$S_d \leq R_d \tag{5.1}$$

Um nun Unsicherheiten in den Eingangsparametern auf beiden Seiten abzudecken, werden statistische Unter- sowie Überschreitungshäufigkeiten für Materialparameter und Lastannahmen vorgeschrieben. Unterschiedliche Nachweise, welche auf bestimmte Versagensmechanismen sowie definierten Einwirkungen und Kombinationen daraus eingehen, garantieren den Abstand zwischen Einwirkungs- und Widerstandsseite.

5.1.1 Deterministisches Sicherheitskonzept

Das deterministische (globale) Sicherheitskonzept bedient sich dem Grunde nach bisher gesammelten Erfahrungswerten. So werden die Eingangsgrößen für die Bemessung un-

abhängig von ihrer statistischen Qualität festgelegt. Es erfolgt somit ein Vergleich der charakteristischen Einwirkungen S_k mit den charakteristischen Widerständen R_k . Eine ausreichende Sicherheit ist dann gegeben, wenn das Verhältnis dieser beiden Größen einen hinreichend großen Wert annimmt. Diese Tatsache führt bei einer deterministischen Betrachtung zu einem unausgeglichenen Sicherheitsniveau.

Deterministische Sicherheitskonzepte bedienen sich einer globalen Betrachtung des Sicherheitsfaktors. Dieser globale Sicherheitsfaktor erfasst in gleichem Maße die Unsicherheiten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite. Diese Betrachtungsweise überzeugt einerseits durch ihre leichte Handhabung, stellt aber andererseits eine sehr konservative Herangehensweise in der Bemessung dar. So finden etwa bestimmte Eigenschaften eines Eingangswertes, wie etwa eine geringe Streuung eines bestimmten Wertes, welche sich positive auf den Nachweis auswirkt, keine Berücksichtigung. Der globale Sicherheitsfaktor η ergibt sich aus dem Quotienten der charakteristischen Werte der Einwirkungs- und Widerstandsseite:

$$\eta = \frac{R_{n,k}}{S_k} \quad (5.2)$$

5.1.2 Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept

Ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept (Teilsicherheitskonzept) stützt sich, im Gegensatz zu einem deterministischen Sicherheitskonzept, auf statistische Grundlagen. Es erfolgt eine Aufteilung der im System enthaltenen Sicherheiten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite. Diese Herangehensweise erlaubt eine Gewichtung der Eingangswerte hinsichtlich ihrer Datengüte und Wertigkeit bei der Betrachtung des Grenzgleichgewichts. Eine ausreichende Sicherheit ist genau dann gegeben, wenn die Summe der Bemessungseinwirkung S_d zu jeder Zeit kleiner ist, als die Summe der Bemessungswiderstände R_d (siehe Gleichung 5.1).

Die Eingangswerte auf beiden Bemessungsseiten werden durch statistische Verteilungsfunktionen und den dazugehörigen Parameter wie etwa Mittelwert μ und Standardabweichung σ beschrieben. Da es sich bei den charakteristischen Werten um Fraktilwerte der Verteilung und nicht um subjektiv festgelegte Werte, wie etwa bei einer deterministischen Betrachtung, handelt, beinhalten die Werte immer eine Information bezüglich einer Über- bzw. Unterschreitungswahrscheinlichkeit. Die Unsicherheit dieser Werte findet getrennt, sowohl für die Einwirkungs- bzw. Widerstandsseite, durch die entsprechenden Teilsicherheitsfaktoren

cherheitsbeiwerte γ_R bzw. γ_S Berücksichtigung. Die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte orientiert sich aber nicht nur an statistischen Auswertungen. Vielmehr werde diese mit Hilfe von Erfahrungswerten kalibriert [12, 96].

Anstelle des Sicherheitsfaktors η wird bei einer semiprobabilistischen Betrachtung der Ausnutzungsgrad μ bestimmt. Dieser gibt an, welche Sicherheit über die Teilsicherheitsbeiwerte hinaus im betrachteten System stecken.

$$\mu = \frac{S_d}{R_d} \quad (5.3)$$

Abbildung 5.1 zeigt schematisch die unterschiedliche Herangehensweise bei der Anwendung eines deterministischen (globalen) und eines semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes.

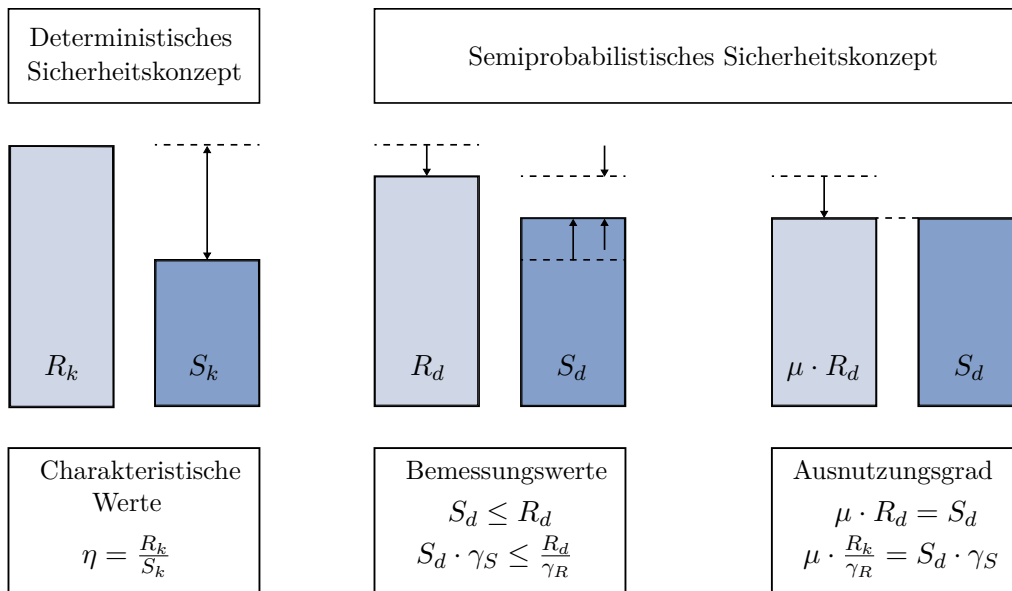


Abbildung 5.1: Schematischer Vergleich der Vorgehensweise bei einem deterministischen sowie einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept - adaptiert nach [174]

In einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept kann die Sicherheit eines Bauwerks oder Bauwerksteils durch den Sicherheitsindex β oder aber durch die Versagenswahr-

scheinlichkeit p_f ausgedrückt werden. Angaben für die Sicherheitsindices β unterscheiden sich hinsichtlich des Bemessungszeitraumes, der zugrunde liegenden Sicherheitsklasse sowie des betrachteten Grenzzustandes des Bauteils oder Bauwerks [12].

5.1.3 Probabilistisches Sicherheitskonzept

Dem probabilistischen Sicherheitskonzept liegen die statistischen Eigenschaften der Eingangswerte der Bemessung zugrunde. An dieser Stelle wird sich im Allgemeinen des Mittelwertes μ , der Standardabweichung σ , sowie des daraus abgeleiteten Variationskoeffizienten und der Dichtefunktion bedient. Auf Basis eines Vergleichs der Sicherheitsindices bzw. der Versagenswahrscheinlichkeiten erfolgt der Nachweis mittels konstanten Teilsicherheitsbeiwerten (Nachweis der Stufe I). Ermittelt werden diese Teilsicherheitsbeiwerte aus dem Näherungsverfahren der Zwei-Momenten-Methode (Stufe II Verfahren). Der interessierte Leser wird an dieser Stelle auf [119] verwiesen.

Der Quotient der Mittelwerte μ_f und der Standardabweichung σ_f der Bemessung beschreibt den Sicherheitsindex β . Ausgedrückt über die statistischen Eigenschaften der Einwirkungs- bzw. Widerstandsseite ergibt sich β zu:

$$\beta = \frac{\mu_f}{\sigma_f} = \frac{\mu_r - \mu_s}{\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_s^2}} \quad (5.4)$$

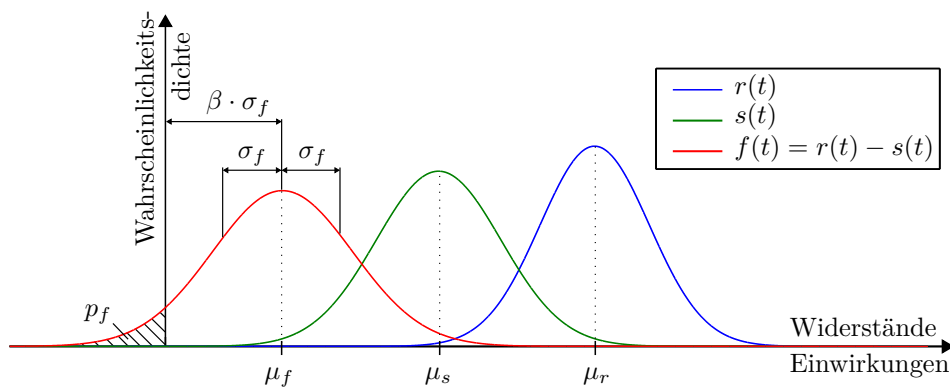


Abbildung 5.2: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für die Einwirkungsseite $s(t)$ und die Widerstandsseite $r(t)$, sowie die daraus resultierende Dichtefunktion des Versagens $f(t)$

Abbildung 5.2 veranschaulicht den Sicherheitsindex β innerhalb der resultierenden Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion aus Einwirkung und Widerstand. Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f ergibt sich aus der Integration der Dichtefunktion $f(t)$ im Intervall $[-\infty, 0]$ (siehe Gleichung 5.5).

$$f(t) = r(t) - s(t); \quad \int f(t)dt = \phi\left(-\frac{\mu_f}{\sigma_f}\right) = \phi\left(-\frac{\mu_r - \mu_s}{\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_s^2}}\right) = \phi(-\beta) = p_f \quad (5.5)$$

$$F(t) = R(t) - S(t); \quad F(0) = p_f \quad (5.6)$$

Aus der Gegenüberstellung von Einwirkungs- und Widerstandsseite für einen versagensrelevanten Grenzzustand lässt sich die sogenannte Grenzzustandsfunktion $g(x_k, \gamma)$ ableiten. Diese Funktion stellt die Grenze zwischen Versagen- und Überlebensbereich dar. Es folgt eine Beschreibung der beiden Bemessungsseiten in Abhängigkeit der jeweils maßgebenden Einflussgrößen (Basisvariablen) [43]. Ein Versagen tritt genau dann ein, wenn für die Grenzzustandsfunktion $g(x_k, \gamma)$ folgendes gilt:

$$F = g(x_k, \gamma) \leq 0 \quad (5.7)$$

Im Umkehrschluss gilt für die Zuverlässigkeit p_s des Bauwerks oder Bauteils folgendes:

$$p_s = 1 - p_f = 1 - P[F = g(x_{ki}, \gamma) \leq 0] \quad (5.8)$$

Gleichung 5.8 beschreibt die Wahrscheinlichkeit, dass der Grenzzustand gerade nicht überschritten wird. Dabei beschreibt x_{ki} die Basisvariablen der Grenzzustandsfunktion $g(x)$. Der Sicherheitsabstand zwischen den Einwirkungen und dem Grenzzustand wird mit F beschrieben (vgl. Abbildung 5.3). Der Abstand zwischen Grenzzustand und Einwirkungen weist aufgrund der Streuung der Basisvariablen ebenfalls eine Streuung auf [43]. Für das Ereignis $F \leq 0$ errechnet sich die Eintrittswahrscheinlichkeit durch $P[Z \leq 0]$.

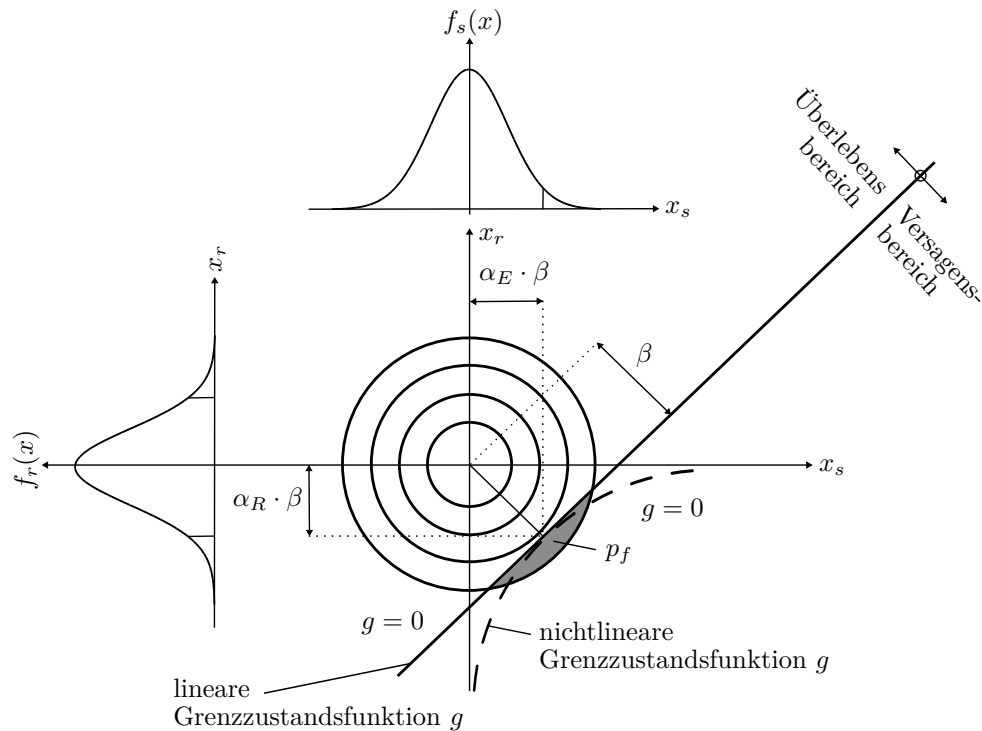


Abbildung 5.3: Abstand der Widerstände sowie Einwirkungen vom Versagensbereich - adaptiert nach [96]

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass es sich bei der Versagenswahrscheinlichkeit p_f um die operative Versagenswahrscheinlichkeit handelt. Sie beschreibt also jene Wahrscheinlichkeit, dass während eines definierten Bezugszeitraumes der Grenzzustand überschritten wird und folglich ein Versagen eintritt. Der Zusammenhang zwischen dem Sicherheitsindex β und der operativen Versagenswahrscheinlichkeit p_f kann aus Tabelle 5.1 entnommen werden.

Tabelle 5.2 zeigt einen Vergleich der Bemessung eines semiprobabilistischen mit einem probabilistischen Konstruktionsentwurfs. Eine aufwändigere, probabilistische Modellierung erlaubt neben einer genauen Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit auch eine Optimierung des Entwurfes auf ökonomischer Ebene.

β	5,2	4,7	4,2	3,0	2,5	2,0
p_f	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}

Tabelle 5.1: Zusammenhang zwischen dem Sicherheitsindex β und der operativen Versagenswahrscheinlichkeit p_f - vergleiche [43]

	semiprobabilistischer Entwurf	probabilistischer Entwurf
Eingangswerte	diskrete Werte	statistische Parameter und Wahrscheinlichkeitsverteilungen
Berechnungsdauer	kürzer	länger
Datenvorbereitung	wenige Laboruntersuchungen	mehr Laboruntersuchungen und statistische Auswertung
Resultat	Sicherheitsfaktor des Systems	Versagenswahrscheinlichkeit des Systems
Ziel der Berechnung	lediglich Nachweis der Standsicherheit	zusätzlich ökonomische Optimierung möglich

Tabelle 5.2: Vergleich zwischen einem semiprobabilistischen und probabilistischen Konstruktionsentwurf

5.2 Verteilungsfunktionen

Im folgenden Kapitel werden einige Verteilungsfunktionen, welche für die probabilistischen Modellierungen zur Ermittlung der Sicherheit gegenüber Böschungsversagens der Fallbeispiele herangezogen werden (siehe dazu Kapitel 6.2 bzw. 7.2). Es werden an dieser Stelle lediglich die Normal-, die logarithmische Normal- sowie die Gammaverteilung genauer beschrieben. Für einen Überblick über weitere Verteilungsfunktionen wird auf [155] verwiesen.

5.2.1 Normalverteilung

Die Normalverteilung oder auch Gauß-Verteilung (benannt nach *Carl Friedrich Gauß*) stellt eine stetige Wahrscheinlichkeitsverteilung dar. Die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Normalverteilung beschreibt eine Glockenkurve und ist für eine stetige Zufallsvariable X mit der Wahrscheinlichkeitsdichte $f : \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{R}$ definiert durch:

$$f(x; \mu, \sigma^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) = \frac{1}{\sigma} \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) \quad (5.9)$$

Die Position dieser Verteilungsfunktion ist bestimmt durch den Erwartungswert μ und die Form (Breite) durch die Standardabweichung σ . Die Funktion $f(x)$ hat dabei einen unimodalen Charakter und ist symmetrisch um den Punkt $x = \mu$, welcher ebenso den Median (Mittelwert, teilt die Verteilung in zwei gleich große Hälften) sowie den Modus (bei einer stetigen Zufallsvariable die Ausprägung mit der größten Wahrscheinlichkeit) der Funktion darstellt. Eine Normalverteilung $\mathcal{N}(\mu = 0, \sigma^2 = 1)$ wird auch Standardnormalverteilung genannt. Die n -te Ableitung ergibt sich aus $\Phi^{(n)}(x) = (-1)^n H_n(x) \Phi(x)$, wobei H_n ein Hermitesches Polynom n -ter Ordnung darstellt.

Im Zuge einer Verteilungsanalyse können nun aus empirisch gewonnenen Daten entsprechende Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen abgeleitet werden. Am Beispiel einer beliebigen Versuchsanordnung werden 100 Versuche durchgeführt und aus den Ergebnissen eine Häufigkeitsverteilung in einem Histogramm dargestellt. Im nächsten Schritt erfolgt eine Approximierung der Häufigkeiten durch eine entsprechende Dichtefunktion (siehe Abbildung 5.4a).

Die sogenannte Halbwärtsbreite ($FWHM = \text{Full Width at Half Maximum}$) einer Verteilungsfunktion beschreibt dabei die Differenz zwischen zwei Argumentwerten, für welche die Funktionswerte um die Hälfte des Maximums gesunken sind. Im Fall einer Normalverteilung beträgt diese $FWHM = 2\sqrt{2\ln(2)} \cdot \sigma \approx 2,3548 \cdot \sigma$. Näherungsweise umfassen folgende Intervalle einen bestimmten Anteil aller Messwerte (siehe Abbildung 5.4b):

- $\mu \pm \sigma = 68,27\%$ aller Messwerte
- $\mu \pm 2\sigma = 95,45\%$ aller Messwerte
- $\mu \pm 3\sigma = 99,73\%$ aller Messwerte

Die kumulative Verteilungsfunktion beschreibt eine reellwertige Funktion zur Bestimm-

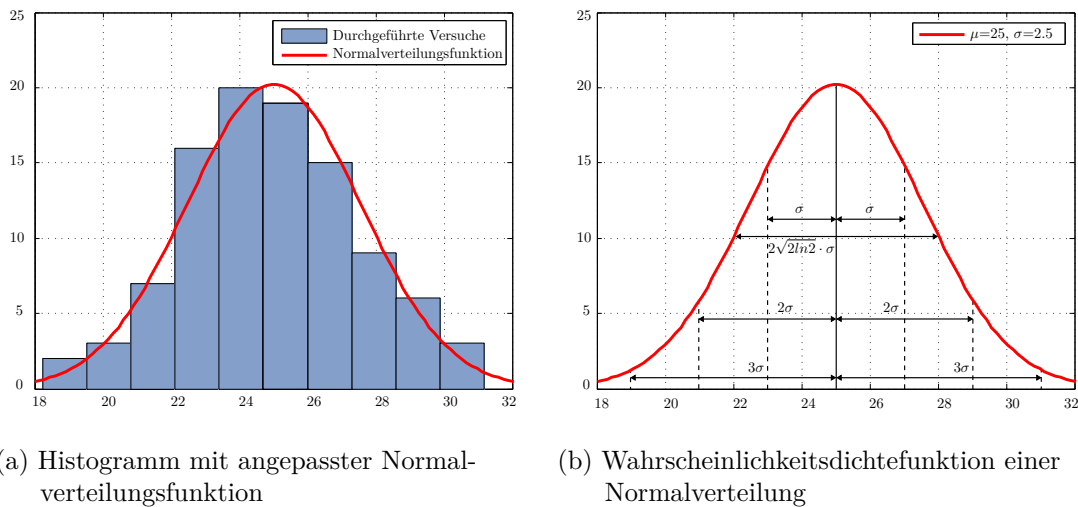


Abbildung 5.4: Häufigkeitsverteilung der Ergebnisse einer beliebigen Versuchsanordnung mit einer daraus abgeleiteten Wahrscheinlichkeitsverteilung

zung der Wahrscheinlichkeitsverteilung einer Zufallsvariablen im Intervall $(-\infty, x]$. Die kumulative Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung Φ ergibt sich aus der Integration der Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion zu:

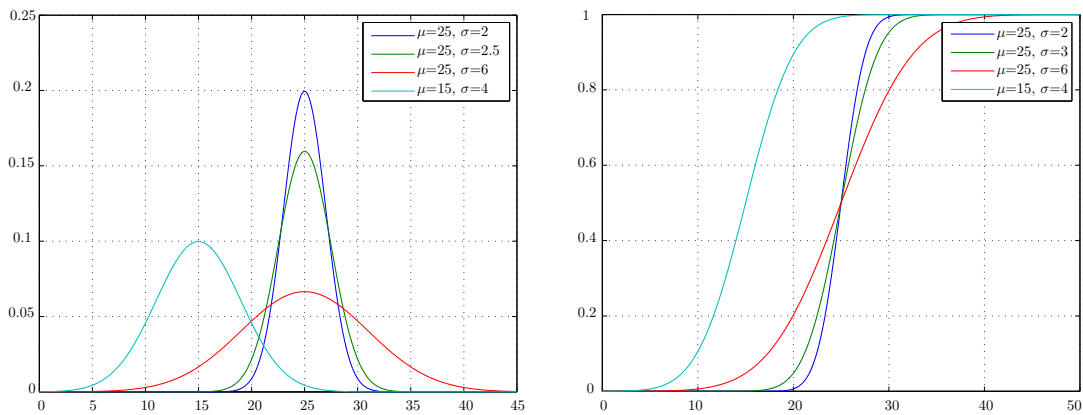
$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x f(x; \mu, \sigma^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left(-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) = \frac{1}{\sigma} \Phi\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right) \quad (5.10)$$

$$F(x; \mu, \sigma) = \Phi\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right) \quad (5.11)$$

Die Abbildungen 5.5a bzw. 5.5b zeigen die ausgewerteten Dichte- und Verteilungsfunktionen für unterschiedliche Werte betreffend Erwartungswert μ und Standardabweichung σ .

5.2.2 Logarithmische Normalverteilung

Die logarithmische Normalverteilung (Log-Normalverteilung) stellt ebenfalls eine stetige Wahrscheinlichkeitsverteilung dar, ist aber im Gegensatz zur Normalverteilung nur über



(a) Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion einer Normalverteilung (b) Kumulative Verteilungsfunktion einer Normalverteilung

Abbildung 5.5: Normalverteilung für unterschiedliche Angaben zu Erwartungswert μ und Standardabweichung σ

die Menge der positiven reellen Zahlen definiert. Die Log-Normalverteilung kann somit als Produkt vieler positiver Zufallsvariablen aufgefasst werden. Es wird dabei die Verteilung der Zufallsvariablen X , wenn $\ln(X)$ normalverteilt ist, beschrieben. Im Umkehrschluss gilt also: Ist eine Zufallsvariable Y normalverteilt, so ist $\exp(Y)$ logarithmisch normalverteilt. Ist nun X normalverteilt, so beschreiben die Parameter μ und σ den Mittelwert und die Standardabweichung, sowie Z eine standardnormalverteilte Variable.

$$X = e^{\mu + \sigma Z} \quad (5.12)$$

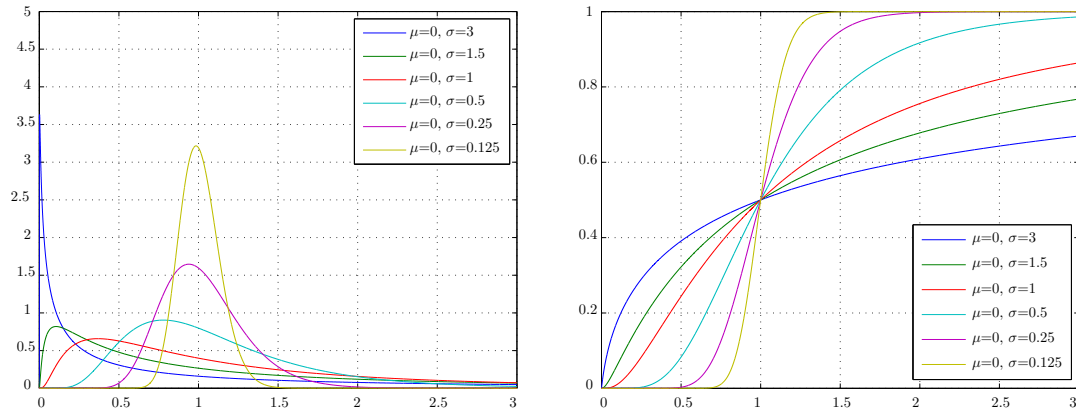
Die Zufallsvariable X beschreibt eine logarithmische Normalverteilung $\mathcal{LN}(\mu, \sigma^2)$ wenn sie folgende Wahrscheinlichkeitsdichte aufweist:

$$f_X(x; \mu, \sigma) = \begin{cases} \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) & x > 0 \\ 0 & x \leq 0 \end{cases} \quad (5.13)$$

Die kumulative Verteilungsfunktion für die Log-Normalverteilung ergibt sich zu:

$$F_X(x; \mu, \sigma) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma}\right) \quad (5.14)$$

Die folgenden Abbildungen 5.6a bzw. 5.6b zeigen die ausgewerteten Dichte- und Verteilungsfunktionen für unterschiedliche Werte betreffend Erwartungswert μ und Standardabweichung σ .



(a) Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion einer Log-Normalverteilung (b) Kumulative Verteilungsfunktion einer Log-Normalverteilung

Abbildung 5.6: Log-Normalverteilung für unterschiedliche Angaben zu Erwartungswert μ und Standardabweichung σ

5.2.3 Gammaverteilung

Die Gammaverteilung beschreibt eine stetige Wahrscheinlichkeitsverteilung über die Menge der positiv reellen Zahlen. Sie stellt sowohl einen verallgemeinerte Form der Exponentialverteilung als auch der Erlang-Verteilung dar. Die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Gammaverteilung definiert sich nach Gleichung 5.15 wie folgt:

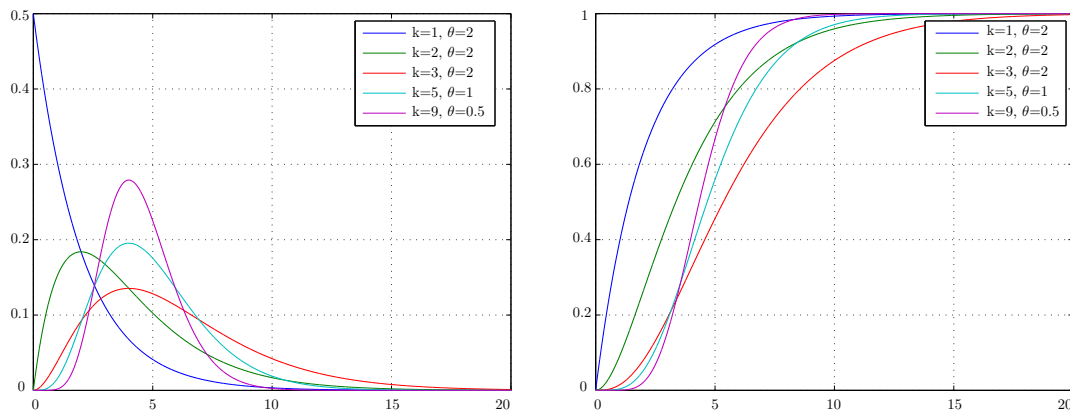
$$f(x; k, \theta) = \begin{cases} \frac{1}{\Gamma(k)\theta^k} x^{k-1} e^{-\frac{x}{\theta}} & x > 0; k, \theta > 0 \\ 0 & x \leq 0 \end{cases} \quad (5.15)$$

Um ihre Normierbarkeit zu gewährleisten, wird für die Parameter k und θ ein positiv reeller Wert gefordert. Die kumulative Verteilungsfunktion der Gammaverteilung genügt

somit:

$$F(x; k, \theta) = \frac{1}{\Gamma(k)} \gamma(k, \frac{x}{\theta}) \quad (5.16)$$

Die Abbildungen 5.7a sowie 5.7a zeigen die ausgewerteten Dichte- und Verteilungsfunktionen für unterschiedliche Werte der Parameter k und θ . An dieser Stelle sei auf die alternative Parametrisierung von $k = p = \alpha$ sowie $\theta = \frac{1}{b} = \frac{1}{\beta}$ hingewiesen.



(a) Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion einer Normalverteilung (b) Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion einer Normalverteilung - Kumulativer Plot

Abbildung 5.7: Gammaverteilung für unterschiedliche Angaben zu den Parametern k und θ

5.3 Ausfall von Entlastungseinrichtungen

Im Sinne einer gesamtheitlichen Risikoanalyse sind auch die mechanischen Bauteile einer Stauanlage hinsichtlich ihrer Ausfallwahrscheinlichkeit zu untersuchen. Verschlüsse, Armaturen und Entlastungsanlagen sind an dieser Stelle von besonderer Bedeutung. Gängige Herangehensweisen zur Abschätzung der Zuverlässigkeit sind zum einen die Ermittlung von Ausfallwahrscheinlichkeiten der einzelnen Komponenten der Anlage und zum anderen die Ableitung einer Wahrscheinlichkeit aus statistischen Daten für das Gesamtsystem. Die probabilistische Formulierung der Ausfallwahrscheinlichkeit P_A erfolgt in der Regel anforderungsbezogen und ergibt sich aus dem Quotienten von der

Anzahl der Ausfälle n_A und den getätigten Anforderungen an das System n_{ges} [71].

$$P_A = \frac{n_A}{n_{ges}} \quad (5.17)$$

Bei dieser Möglichkeit wird die Ausfallswahrscheinlichkeit jedoch nur anhand von zeitlich unbehafteten Ereignissen ermittelt.

P_A [1/Anf.]	Bauwerk	Bemerkung
$1,5 \cdot 10^{-4}$	Hochwasserentlastung	Fehlerhafte Bemessung
$1,0 \cdot 10^{-4}$		Ausfall von Verschlüssen
$5,0 \cdot 10^{-4}$		Fehlerhafte Bedienung
$5,0 \cdot 10^{-4}$		Verlegung durch Fremdkörper
0,1	Dravladalsvatn Damm - HWE	Ausfall Verschlüsse
0,1	Hochwasserentlastung	Verlegung Hochwasserentlastung
0,05	Venemo Damm	Versagen Gleitschütz
0,005 - 0,01		Versagen Hochwasserentlastung
$1,0 \cdot 10^{-5}$	Grundablass	Mit Notverschluss ausgestattet
0,003 - 0,023	Verschlüsse	Ausfall
0,01 - 0,025		Teilöffnung
$1,5 \cdot 10^{-3}$		Verzögerte Öffnung

Tabelle 5.3: Zusammenfassung von Ausfallwahrscheinlichkeiten von unterschiedlichen wasserbaulichen Anlagen - vgl. [71] bzw. [105]

Tabelle 5.3 zeigt Literaturwerte für die Ausfallswahrscheinlichkeiten von wasserbautechnischen Anlagen. Desweiteren darf in diesem Zusammenhang auch auf die Arbeit von Pohl [125] hingewiesen werden.

Eine realistischere Aussage kann mit einem zeitabhängigen Ansatz erzielt werden. An dieser Stelle sei auf die Arbeit von Kalenda [90] hingewiesen. Dieser setzt sich mit Bestimmung der Ausfallwahrscheinlichkeiten von beweglichen Wehren unter Beachtung von Reparatur- und Ausfallszeiten auseinander. Aufgrund der unzureichenden Datengrundlage bringt eine zeitabhängige Formulierung der Ausfallswahrscheinlichkeit eine größere Unsicherheit mit sich, als eine anforderungsbezogene Betrachtung.

Ein Verfahren zur Untersuchung von komplexen Systemen hinsichtlich ihrer Zuverlässig-

keit stellt die Fehlerbauanalyse dar. Die theoretischen Grundlagen dazu finden sich im folgenden Kapitel 5.4.

5.4 Fehlerbaumanalyse

Die sogenannte Fehlerbaumanalyse (*Fault Tree Analysis* - FTA) stellt ein Verfahren zur qualitativen und quantitativen Zuverlässigkeitsanalyse von technischen Anlagen dar. Im Wesentlichen basiert die FTA auf Grundsätzen der booleschen Algebra und erlaubt eine Aussage über die Ausfallwahrscheinlichkeit eines technischen Teil- oder Gesamtsystems. Durch eine logische Verknüpfung der einzelnen Teilsystemausfälle lassen sich so kritische Wege beschreiben, welche zu einem Gesamtausfall des Systems führen.

Die Entwicklung der Fehlerbaumanalyse nahm ihren Ursprung in der militärischen Raketenindustrie am Beginn der 1960er Jahren. Ziel der damaligen Untersuchungen war es, die Wahrscheinlichkeit eines versehentlichen oder unauthorisierten Abschusses von Interkontinentalraketen zu ermitteln [169]. Ab Mitte der 1960er Jahre hat sich der Einsatz der FTA auf die unterschiedlichsten technischen und wirtschaftlichen Bereiche ausgedehnt. An dieser Stelle sei die Anwendung der Fehlerbaumanalyse im Bereich der Nuklearindustrie [164] und der Raumfahrt [142] genannt. Aufgrund ihrer einfachen Anwendung, zählt die FTA zu den gängigsten Methoden der Fehleranalyse und findet auch in diversen Standardisierungen Eingang [41, 85].

5.4.1 Ablauf des Verfahrens

Die Fehlerbauanalyse stellt eine deduktive Methode zur Ermittlung eines bestimmten Systemsfehlers und der dazugehörigen Zuverlässigkeitskenngrößen dar. Ausgehend von einem bestimmten und unerwünschten Ereignis (TOP Ereignis), welches etwa den Gesamtausfall einer technischen Anlage beschreibt, wird im Sinne einer Top-Down-Betrachtung eine negativ logische Verknüpfung der einzelnen Ausfallzustände durchgeführt. Auf diese Art und Weise lassen sich beliebig komplexe Systeme in einfache Teilsysteme unterteilen, welche durch die Symbole der booleschen Algebra miteinander verknüpft werden. Der so entstehende Fehlerbau stellt somit die graphische Repräsentation der kausalen Zusammenhänge von Teilsystemversagen, welche zu einem unerwünschten TOP Ereignis führen, dar. Die graphische Aufbereitung dieser Ereignisabläufe verbessert nicht nur das

Verständnis über die Teilsystem- bzw. Systemcharakteristik, sondern erlaubt auch, im Sinne einer qualitativen Analyse die Detektion jener Ereignisse, welche signifikant zum Auftreten eines bestimmten Systemversagens beitragen.

Durch eine Zuweisung von Ausfallwahrscheinlichkeiten einzelner Teilsysteme, ermöglicht eine quantitative Analyse die Berechnung einer Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtsystems. Weiters können die Einflüsse von geänderten Ausfallwahrscheinlichkeiten innerhalb eines Teilsystems (Optimierung von einzelnen Komponenten) auf das Gesamtsystem quantifiziert werden.

Im Wesentlichen baut sich eine Fehlerbaumanalyse aus folgenden vier Schritten auf [131]:

- Definition des zu untersuchenden Systems
- Konstruktion des Fehlerbaums
- Qualitative und Quantitative Analyse
- Dokumentation der Ergebnisse

Im Zuge der Systemdefinition werden sowohl das zu untersuchende TOP Ereignis als auch sämtliche, zu berücksichtigende Randbedingungen festgehalten.

Um nun einen Auszug über die möglichen Gefahren innerhalb des betrachteten Systems zu erhalten, muss für jedes unerwünschte Ereignis ein Fehlerbaum konstruiert werden. So stellt die Identifizierung der möglichen TOP Ereignisse die größte Schwierigkeit in der Systemdefinition dar. In vielen Fällen lassen sich mögliche TOP Ereignisse aus einer genauen Systemkenntnis, Untersuchungen aus vergangenen Zwischenfällen und Unfällen oder aus dem Vergleich mit bereits bekannten Gefahren bei ähnlichen Systemen ableiten. Gängige Methoden um mögliche TOP Ereignisse zu identifizieren sind etwa eine *Failure Mode and Effects Analysis* (FMEA) oder *Hazard and Operability Studies* (HazOp).

Die physikalischen Randbedingungen beinhalten etwa die Betriebsmittel des Systems, Schnittstellen zu anderen Systemen sowie Hilfs- und Unterstützungssysteme [131]. Neben diesen Randbedingungen sind weiters noch die Anfangskonfiguration sowie die anfänglichen Betriebsbedingungen festzulegen. Diese beschreiben den anfänglichen und fehlerfreien Zustand aller Systemkomponenten.

Nach Festlegung des zu untersuchenden Systems erfolgt die Konstruktion des Fehlerbaumes. Dabei werden sämtliche relevanten Ursachen, welche zu einem Auftreten des TOP

Ereignisses führen, bestimmt (Subsystemfehler). Es erfolgt eine logische Verknüpfung der kausalen Zusammenhänge zwischen den Kombinationen der Ereignisse. Die Ereignisse einer jeden Zwischenebene werden so weit verfeinert, bis eine hinreichende Auflösung des Fehlerbaums erreicht ist und die unteren Enden des Baumes ausschließlich aus primären Ereignissen bestehen.

Die bei der Konstruktion eines Fehlerbaumes verwendeten Symbole lassen sich in Ereignis-, Verbindungs- und Übertragungselemente einteilen [41].

Das *TOP Ereignis* beschreibt dabei ein unerwünschtes Ereignis, welches aus der Kombination mehrerer Ereignisse durch logische Verbindungen resultiert. Ein *primäres Ereignis* steht stellvertretend für den Ausfall einer Komponente oder für einen Bedienfehler und wird nicht weiter aufgelöst. *Unentwickelte Ereignisse* symbolisieren fehlerhafte Ereignisse, welche nicht weiter aufgelöst werden, da keine näheren Informationen bekannt sind oder eine Verfeinerung des Baumes nicht angestrebt wird. Jene Ereignisse, bei denen erwartet wird, dass sie stattfinden, werden unter *externe Ereignisse* zusammengefasst. *Eingeschränkte Ereignisse* beschreiben jene Bedingungen oder Beschränkungen, auf welche sich sämtliche logische Verbindungen anwenden lassen. Abbildung 5.8 beinhaltet die graphische Darstellung der möglichen Ereignisse einer FTA.

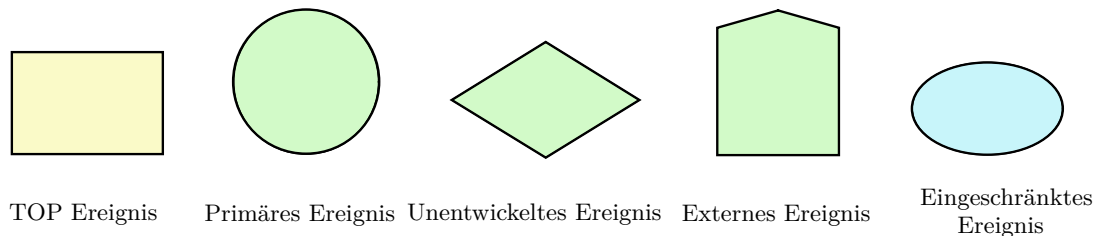


Abbildung 5.8: Ereignissymbole einer Fehlerbaumanalyse - vgl. [139]

Für die Verknüpfung der einzelnen Ereignisse kommen logische Operatoren zur Anwendung. Diese Verbindungselemente stellen somit die Verbindung der einzelnen Systemebenen innerhalb eines Fehlerbaumes dar. Werden zwei Ereignisse mit einer *UND-Verbindung* miteinander verknüpft, so ist das Ausgangsereignis nur dann positiv, wenn sämtliche Eingangsereignisse gleichzeitig auftreten. Tritt das Ausgangsereignis bereits dann auf, wenn ein oder mehrere Eingangsereignisse zutreffen, so werden diese mit einer *ODER-Verbindung* verbunden. Bei einer *prioritären UND-Verbindung* tritt das Ausgangsereignis

genau dann ein, wenn sich eine bestimmte Abfolge von Eingangseignissen einstellt. Tritt hingegen ein Ausgangsereignis nur dann ein, wenn sich ein bestimmtes Eingangseignis zuträgt, so wird eine *ausschließliche ODER-Verbindung* angewendet. Eine *bedingte Verbindung* wird in Verbindung mit einem eingeschränkten Ereignis verwendet. Das Ausgangsereignis tritt nur dann auf, wenn die festgesetzte Bedingung des Eingangseignisses auftritt. Die graphische Darstellung der logischen Verbindungen einer Fehlerbaumanalyse ist Abbildung 5.9 zu entnehmen.

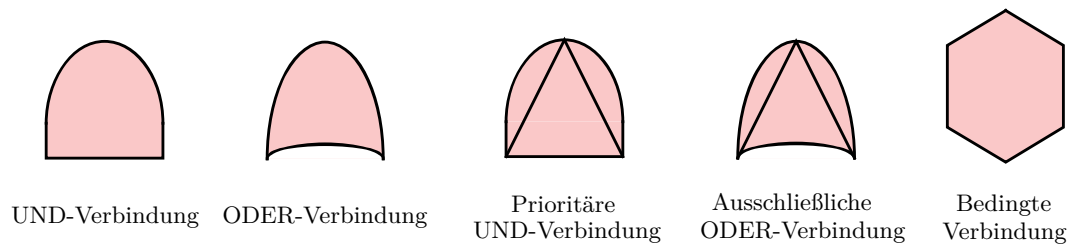


Abbildung 5.9: Verbindungssymbole einer Fehlerbaumanalyse - vgl. [139]

In Abbildung 5.10 werden Transferelemente einer FTA zusammengefasst. Dabei beschreibt das Symbol *Transfer-IN* den Eingang eines anderen Fehlerbaumes an dieser Stelle. Das Element *Transfer-OUT* verweist darauf, dass an dieser Stelle der Übergang zu einem weiteren Baum vorliegt.

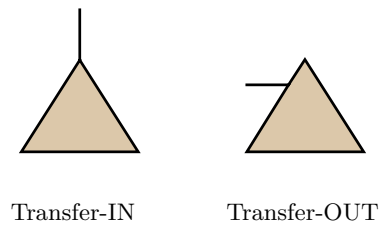


Abbildung 5.10: Transfersymbole einer Fehlerbaumanalyse - vgl. [139]

Die Vorteile der Fehlerbaumanalyse liegen in der Modellierung von mechanischen Vorgängen. Es lassen sich auch komplexe Systeme gut systematisch unterteilen und durch die graphische Darstellung können Fehlerquellen anschaulich aufgezeigt werden. Die Tatsache, dass für ein jedes unerwünschte Ereignis ein eigener Fehlerbaum erstellt werden muss, sowie ein durchaus hoher Modellierungsaufwand bei komplexen Systemen können als Nachteile der FTA angeführt werden. Um die logische Abfolge der einzelnen Elemente zu

verdeutlichen, enthält Abbildung 5.11 ein Beispiel für einen Fehlerbaum eines Verschlusses. Diese FTA enthält in der ersten Ebene vier mögliche Fehlerereignisse, welche zu einem Versagen des Verschlusses führen. In einer weiteren Systemebene wird der elektrische Fehler weiter aufgegliedert und durch ein Subsystem dargestellt.

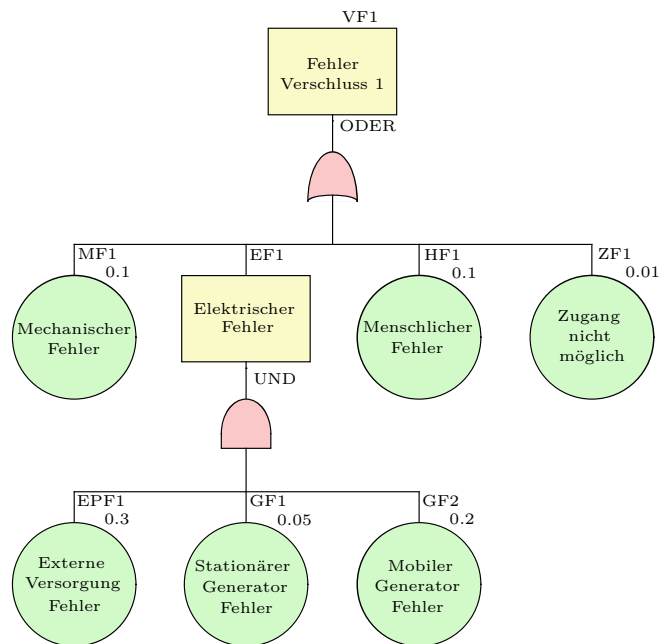


Abbildung 5.11: Beispiel für die graphische Darstellung eines Fehlerbaumes

5.4.2 Qualitative Analyse

Sind die logischen Abfolgen innerhalb des betrachteten Fehlerbaumes festgelegt und ist somit die Konstruktion des Baumes abgeschlossen, folgt eine qualitative Auswertung. Ziel dieser qualitativen Analyse ist es, jene Gruppen von primären Ereignisse ausfindig zu machen, deren Kombinationen zu einem Eintreten des TOP Ereignisses führen. Diese Abfolgen von Ereignissen werden *Cut Sets* genannt. Jene Ereignisabfolgen, welche keine redundanten Elemente enthalten und somit das Eintreten eines jeden Ereignisses innerhalb des Cut Sets zum Eintritt des TOP Ereignisses führt, werden *Minimal Cut Sets (MCS)* genannt. Dabei wird die Anzahl der Elemente eines Minimal Cut Sets *Ordnung* genannt. Enthält nun ein MCS nur ein Ereignis, welches bei einem Eintreten auch zu einem

Eintreten des TOP Ereignisses führt, so spricht man von einem Minimal Cut Set 1. Ordnung oder einem *Single Point Failure*. Für die Bestimmung der Minimal Cut Sets kommen in erster Linie Computerprogramme zum Einsatz, welche auf logische oder numerische Verfahren, wie etwa den Quine/McCluskey-Algorithmus oder Binary Decision Diagrams, zurückgreifen [131].

Ferner dienen die ermittelten MCSs der Identifikation von systemeigenen, strukturellen Schwachstellen. So lassen sich etwa primäre Ereignisse in Abhängigkeit von ihrem Auftreten in den ermittelten Minimal Cut Sets auflisten. Primäre Ereignisse, welche in einer großen Anzahl von MCSs enthalten sind, können demzufolge einen größeren Einfluss auf die Zuverlässigkeit des Systems haben, als jene, die nur in wenigen MCSs enthalten sind. Weiters lassen sich mit Hilfe von Minimal Cut Sets auch jene Ereignisse ausfindig machen, welche bei ihrem Auftreten zwei oder mehr primäre Ereignisse auslösen (*Common Cause Fehler*) [134]. Aufbauend auf den Untersuchungen betreffend der Common Cause Fehler, ergeben sich gezielte Ansatzpunkte für die Optimierung einzelner Komponenten des betrachteten Systems.

5.4.3 Quantitative Analyse

Liegen bei einer FTA genaue Werte oder zumindest Ansätze für Ausfallwahrscheinlichkeiten der einzelnen primären Ereignisse vor, so kann eine qualitative Analyse des Fehlerbaumes unternommen werden. Aufbauend auf den, in einer quantitativen Analyse ermittelten, MCSs lassen sich auf einfache Weise die Eintrittswahrscheinlichkeiten der einzelnen TOP Ereignisse ermitteln. Für den Fall einer statistischen Unabhängigkeit der Ausfallwahrscheinlichkeiten in den einzelnen Minimal Cut Sets, das heißt ein jedes primäres Ereignis ist in maximal einem MCS enthalten, ermittelt sich die Eintrittswahrscheinlichkeit des TOP Ereignisses über die Summe der Wahrscheinlichkeiten der einzelnen MCSs. Liegt keine statistische Unabhängigkeit vor, so ist ein mehrfaches Auftreten in der quantitativen Analyse zu berücksichtigen [112].

In Abhängigkeit von der Form, in welcher die Informationen über die einzelnen Systemkomponenten vorliegen, kann die qualitative Analyse folgende Betrachtungen aufweisen [131]:

Ausfallratenanalyse: Die Ausfallrate, als Kenngröße für die Zuverlässigkeit eines Systems, gibt jene Anzahl an Objekten an, welche durchschnittlich in der betrachteten

Zeitspanne ausfallen. Das Ergebnis einer Ausfallratenanalyse ist demzufolge ein Maß für die Häufigkeit von Ausfällen einer Systemkomponente. Für gewöhnlich werden Ausfallraten in der Einheit Ausfälle pro Jahr angegeben.

Ausfallwahrscheinlichkeitsanalyse: Bei dieser Form der quantitativen Analyse werden die Ausfallwahrscheinlichkeiten der TOP Ereignisse bestimmt. Diese gibt an, mit welcher Wahrscheinlichkeit das untersuchte Ereignis in der Zukunft auftritt.

Die meisten Programme zur Fehlerbauauswertung erlauben sowohl eine Analyse hinsichtlich von Ausfallraten als auch von Ausfallwahrscheinlichkeiten. Für eine quantitative FTA werden im Folgenden zwei Möglichkeiten der Analyse vorgestellt. Zum einen ist dies die direkte Berechnung der Ausfallwahrscheinlichkeit der primären Ereignisse und zum anderen die stochastische Herangehensweise mittels einer Monte-Carlo-Simulation [61].

Die direkte Ermittlung der Ausfallwahrscheinlichkeiten stützt sich auf die Unabhängigkeit der Ereignisse in einem äquivalenten Fehlerbaum. Eine endlich Menge an Minimal Cut Sets $M_1, M_2 \dots M_n$ ist äquivalent zu einem logischen Fehlerbaum, bei dem die Ereignisse mit ODER-Verbindungen verknüpft sind ($M_1 \vee M_2 \vee \dots M_n$). Gleichung 5.18 enthält die Reihenentwicklung für eine direkte Ermittlung der Ereigniswahrscheinlichkeiten dieser MCSs. Mathematisch betrachtet stellt die Ermittlung der Eintrittswahrscheinlichkeit des TOP Ereignisses einen iterativen Prozess dar. Der erste Term der Reihe stellt die Summe aller Wahrscheinlichkeiten dar. Die weiteren Terme der Reihe alternieren in ihrem Vorzeichen und stellen die Begrenzung des Ergebnisses sicher.

$$\begin{aligned}
 P(M_1 \vee M_2 \vee \dots M_n) &= \sum_{i=1}^n P(M_i) \\
 &\quad - \sum_{i=2}^n \sum_{j=1}^{i-1} P(M_i \wedge M_j) \\
 &\quad + \sum_{i=3}^n \sum_{j=2}^{i-1} \sum_{k=1}^{j-1} P(M_i \wedge M_j \wedge M_k) \\
 &\quad - \dots \\
 &\quad + (-1)^{n-1} P(M_1 \wedge M_2 \wedge \dots \wedge M_n)
 \end{aligned} \tag{5.18}$$

Hält man sich nun vor Augen, dass selbst ein Fehlerbaum mit 20 primären Ereignissen

mehr als 100 Minimal Cut Sets aufweisen kann, ergeben sich bei einer vollständigen Reihenentwicklung bereits mehr als 10^{30} Terme. Da eine Ermittlung all dieser Terme nicht zweckmäßig erscheint, liefert Gleichung 5.19 eine schnelle und hinlänglich genaue Approximierung des Ergebnisses von Gleichung 5.18:

$$\begin{aligned}
 P_1 &\equiv \sum_{i=1}^n P(M_i) \\
 P_2 &\equiv P_1 - \sum_{i=2}^n \sum_{j=1}^{i-1} P(M_i \wedge M_j) \\
 P_3 &\equiv P_2 - \sum_{i=3}^n \sum_{j=2}^{i-1} \sum_{k=1}^{j-1} P(M_i \wedge M_j \wedge M_k)
 \end{aligned}
 \tag{5.19}$$

Die anfängliche Anzahl von 2^n Terme aus Gleichung 5.18 reduziert sich somit auf $2n$. Dabei lässt sich die Anzahl der Terme mit folgender Bedingung auf eine ausreichend genaue Anzahl einschränken:

$$\forall x \exists n : |P_i - P| < x \quad \forall i > n \quad \text{wobei gilt: } P = P(M_1 \vee M_2 \vee \dots M_n)
 \tag{5.20}$$

Für die praktische Anwendung ist es oft schon ausreichend, die ersten drei Terme zu berechnen. Bereits hier ergeben sich bei einem Satz an 100 Minimal Cut Sets aus dem ersten Term 100 Subterme, aus dem zweiten 4950 sowie aus dem dritten 161700 Subterme. Ein gängiger Ansatz zur quantitativen Ermittlung der Ausfallwahrscheinlichkeiten stellt eine sogenannte *Monte-Carlo-Simulation* der Ereignisse dar. Bei diesem stochastischen Verfahren werden analytisch nicht oder nur aufwendig lösbare Gleichungen mit einem wahrscheinlichkeitstheoretischen Ansatz approximiert. Als theoretische Grundlage ist an dieser Stelle vor allem das Gesetz der großen Zahlen zu nennen [29]. Mit Hilfe eines Zufallsgenerators (zufälliges würfeln) wird eine endliche Anzahl an Zahlen zwischen 0 und 1 für jedes primäres Ereignis ermittelt. Ist nun die generierte Zahl kleiner oder gleich der angegebenen Wahrscheinlichkeit des Ereignisses, liegt ein Ereigniseintritt vor. Im Umkehrschluss tritt ein Ereignis nicht ein, wenn die erwürfelte Zahl größer als die festgesetzte Eintrittswahrscheinlichkeit ist. Wird nun eine hinlänglich große Anzahl an

Zufallsexperimenten für jedes primäre Ereignis durchgeführt, so lässt sich in weiterer Folge auch die Eintrittswahrscheinlichkeit des TOP-Ereignisses ermitteln. Als Ergebnis der Monte-Carlo-Simulation lässt sich somit die Ausfallwahrscheinlichkeit des Gesamtsystems aber auch von individuellen Cut Sets ausmachen [61].

5.5 Gesetz von Darcy

Der von *Henry Darcy* im Jahr 1856 veröffentlichte Ansatz zur Bestimmung der Filtergeschwindigkeit in einem porösen Medium besagt, dass jene Wassermenge Q , die einen Filter von konstantem Querschnitt A durchströmt, proportional zu dem Produkt aus Druckgefälle $\frac{\Delta h}{\Delta l}$, Filterfläche A und Durchlässigkeit des Filters k_f ist.

$$Q = k_f \frac{\Delta h}{\Delta l} A \quad (5.21)$$

Die dimensionslose Größe $\frac{\Delta h}{\Delta l}$ wird als hydraulischer Gradient i bezeichnet. Somit vereinfacht sich das Gesetz von Darcy zu:

$$v = i k_f \quad (5.22)$$

Eine Prinzipskizze des Versuchsaufbaues zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes k_f ist in Abbildung 5.12 ersichtlich:

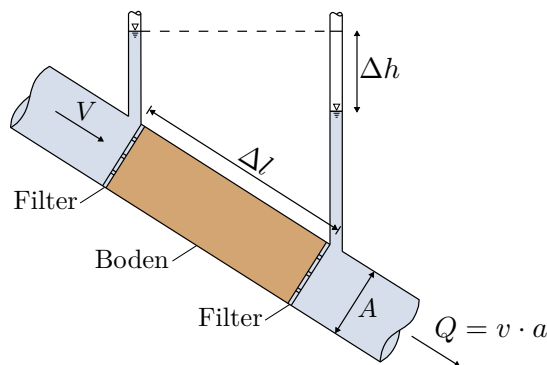


Abbildung 5.12: Prinzipskizze zum Gesetz von Darcy

Das Gesetz von Darcy besitzt seine Gültigkeit jedoch nur unter folgenden Einschränkungen [99]:

- Der Untergrund sei isotrop und weist in jede Raumrichtung die selbe Durchlässigkeit auf. Bei Böden aus gleichgerichteten Plättchen, wie etwa Tonböden, ist die Durchlässigkeit in horizontaler Richtung beträchtlich größer verglichen zu jener in vertikaler Richtung. In diesen Fall sind die Voraussetzungen für die Anwendung des Gesetzes von Darcy nicht erfüllt.
- Die Gültigkeit des Gesetzes von Darcy ist nur bei laminaren Strömungen gegeben. Bei sehr grobkörnigen aber auch sehr feinkörnigen Böden können nichtlineare Strömungseffekte auftreten. Der interessierte Leser wird an dieser Stelle auf die Ansätze von *Forchheimer* [60] bzw. *Kézdi* [103] verwiesen. Rechnerisch findet eine Berücksichtigung von turbulenten Effekten in der Praxis kaum eine Berücksichtigung.
- Die Bodenkörner befinden sich in Ruhe. Für den Fall einer Bewegung der Bodenkörner ändert sich Gleichung 5.22 zu $n(v^f - v^s) = ki$. In diesem Fall steht v^s für die Abstandsgeschwindigkeit der Bodenpartikel.
- Bei stark tonhaltigen Böden setzt eine Strömung erst bei Überwindung eines gewissen hydraulischen Gradienten $i > i_0$ ein. Eine Vernachlässigung der Haltekräfte zwischen den Bodenpartikeln und dem Grundwasser ist hier nicht zulässig. Ein Effekt, der etwa bei mineralischen Dichtschichten zu Tragen kommt.

Gleichung 5.22 besitzt auch für den dreidimensionalen Raum Gültigkeit. Das Geschwindigkeitsfeld der Filterströmung \mathbf{u} [m/s] lässt sich wie folgt anschreiben:

$$\mathbf{u} = -k_f \cdot \nabla h$$

wobei gilt:

$$\nabla h = \left(\frac{\partial h}{\partial x}, \frac{\partial h}{\partial y}, \frac{\partial h}{\partial z} \right)$$

Als nächster Schritt wird für k_f der Ausdruck aus Gleichung 5.23 eingesetzt. Die Permeabilität des Untergrundes wird an dieser Stelle durch κ [m²], die dynamische Viskosität der Flüssigkeit durch μ [m²] und die Flüssigkeitsdichte durch ρ [kg/m³] ausgedrückt. Um weiters den Einfluss der Gravitation zu berücksichtigen, wird der Einheitsvektor ∇D , welcher in Wirkungsrichtung der Gravitation zeigt, eingeführt. Es ergibt sich das

Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} somit zu:

$$\kappa = \frac{\mu k_f}{\rho g} \quad (5.23)$$

$$\mathbf{u} = -\frac{\kappa}{\mu} (\nabla p + \rho g \nabla D) \quad (5.24)$$

Das gesamte hydraulische Potential ergibt sich somit aus dem Druck p [Pa] und dem Einfluss der Gravitation $\rho g D$. Es wird nun die Kontinuitätsgleichung in der Form

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \varepsilon) + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u}) = Q_m \quad (5.25)$$

mit Gleichung 5.24 verbunden und es ergibt sich eine generalisierte Form des Gesetzes von Darcy:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \varepsilon) + \nabla \cdot \rho \left[-\frac{\kappa}{\mu} (\nabla p + \rho g \nabla D) \right] = Q_m \quad (5.26)$$

An dieser Stelle beschreibt Q_m [kg/(m³ s)] einen etwaigen Quellenterm sowie ε [1] die Porosität des durchströmten Mediums. Im nächsten Schritt wird der erste Term von Gleichung 5.26 ausgeschrieben:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \varepsilon) = \varepsilon \frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (5.27)$$

Nach Anwendung der Kettenregel und einer Definition der Dichte ρ und der Porosität ε als Funktion des Druckes folgt:

$$\varepsilon \frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \varepsilon \frac{\partial \rho}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial t} + \rho \frac{\partial \varepsilon}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (5.28)$$

Durch Einsetzen eines Terms für die Kompressibilität eines Fluids in der Form von

$$\chi_f = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial p} \quad (5.29)$$

in Gleichung 5.28 ergibt sich:

$$\frac{\partial(\rho\varepsilon)}{\partial t} = \rho \left(\varepsilon\chi_f + \frac{\partial\varepsilon}{\partial p} \right) \frac{\partial p}{\partial t} = \rho S \frac{\partial p}{\partial t} \quad (5.30)$$

Durch Gleichung 5.26 und Gleichung 5.30 folgt eine neuerliche, generalisierte Form des Gesetzes von Darcy:

$$\rho S \frac{\partial p}{\partial t} + \nabla \cdot \rho \left[-\frac{\kappa}{\mu} (\nabla p + \rho g D) \right] = Q_m \quad (5.31)$$

Die Variable S beschreibt an dieser Stelle einen Speicherkoeffizienten [$1/Pa$], welcher als gewichtsinduzierte Kompressibilität der porösen Matrix und der Flüssigkeit in den Poren angesehen werden kann. Wie aus Gleichung 5.31 ersichtlich, stellt der Druck p nunmehr die einzige unbekannte Größe im Gesetz von Darcy dar. Als Anwendung des Gesetzes von Darcy kann an dieser Stelle die Ermittlung der Sickerströmungen bei den untersuchten Case Studies angeführt werden (siehe Kapitel 6.2 sowie 7.2).

5.6 Versagen durch Überströmen

Das Versagen einer Stauanlage aufgrund von Überströmen zählt neben dem Versagen aufgrund von innerer Erosion zu den häufigsten Versagensmechanismen bei Schüttdämmen (siehe Kapitel 2.2). Folglich ist dem Überströmversagen von Staudämmen in einer geschlossenen Risikoanalyse besonderes Augenmerk zu widmen.

Die hydrologische Bemessung einer Stauanlage erfolgt, aus österreichischer Sicht, im Wesentlichen für zwei unterschiedliche Hochwasserlastfälle. Zum einen ist dies das Bemessungshochwasser BHQ und zum anderen das Sicherheitshochwasser SHQ . Für das BHQ wird ein HQ_{5000} als Erwartungswert mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von $p(BHQ) = 2 \cdot 10^{-4}$ definiert. Hinsichtlich der Überschreitungswahrscheinlichkeit für ein SHQ finden sich in den Richtlinien [17] keine expliziten Angaben. Die Größenordnung des Hochwasserwertes für ein SHQ soll in einem Bereich liegen, welcher einen Vergleich mit den Werten eines PMF erlaubt. Weiters sei darauf hingewiesen, dass bei der Planung von neuen Stauanlagen, Überlegungen zu einer unvorhergesehenen Überlastung ($p < 1 \cdot 10^{-5}$) zu berücksichtigen sind.

Bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit durch Überströmen sind demzufolge

Hochwasserereignisse mit Überschreitungswahrscheinlichkeiten in der Größenordnung von 10^{-4} , 10^{-5} und kleiner von besonderem Interesse. In Abhängigkeit des jeweiligen Bemessungsniveaus der Stauanlage ist eine unterschiedliche Bandbreite an hydrologischen Szenarien, mit unterschiedlichen Auftretenswahrscheinlichkeiten zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit der Anlage, notwendig (siehe Abbildung 5.13a). Innerhalb eines Wertes für die Auftretenswahrscheinlichkeit eines hydrologischen Szenarios ist oft eine Untersuchung von unterschiedlichen Niederschlagsereignissen von Interesse (siehe Abbildung 5.13b). Die verwendeten hydrologischen Verfahren zur Ermittlung der Bemessungswellen variieren dabei in Abhängigkeit der Auftretenswahrscheinlichkeit. Speziell für sehr kleine Überschreitungswahrscheinlichkeiten kommt oftmals eine Kombination aus einer historischer Datenanalyse und einer Niederschlags-Abfluss Modellierung zur Anwendung [150].

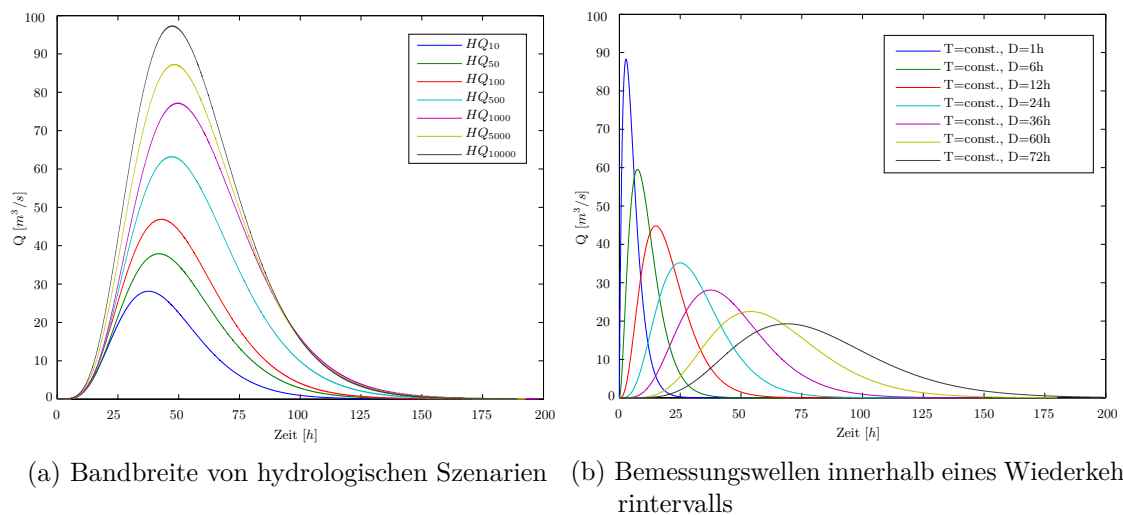


Abbildung 5.13: Hydrologische Bemessungswellen zur Ermittlung der Überströmwahrscheinlichkeit

Von besonderem Interesse ist weiters der momentane Wasserstand im Reservoir. Bei permanent eingestauten Anlagen kann dieser aus der bisherigen Speicherbewirtschaftung ermittelt werden. Die Eintrittswahrscheinlichkeit PE_n eines gewissen Wasserstandes n im Reservoir ergibt sich aus Gleichung 5.32, wobei i_n alle aufgezeichneten Wasserstände für einen Wasserstand n und N die gesamte Reihe an aufgezeichneten Wasserständen

beschreibt.

$$PE_n = \frac{i_n - 1}{N - 1} \quad (5.32)$$

In der Auswertung finden alle regulären Betriebszustände Beachtung, nicht jedoch Füllvorgänge des Speichers oder Absenkungen des Staustandes im Zuge von Revisionen. In Abbildung 5.14 findet sich die graphische Auswertung betreffend der Eintrittswahrscheinlichkeit eines bestimmten Wasserstandes im Reservoir.

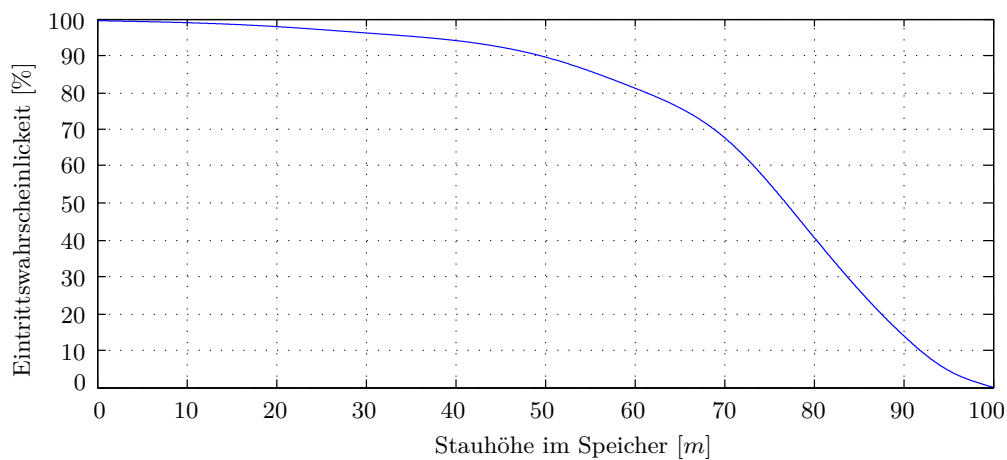


Abbildung 5.14: Eintrittswahrscheinlichkeit eines bestimmten Wasserstandes im Reservoir

Der Wasserstand im Speicher während eines Hochwasserereignisses ist weiters geprägt von der zumeist nichtlinearen Speicherinhaltslinie des Reservoirs sowie von instationären Abflussvorgängen durch die Hochwasserentlastungsanlage. Die Funktionsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage (siehe dazu Kapitel 5.3) muss dabei ebenso Berücksichtigung finden, wie der windinduzierte Wellenaufbau auf die wasserseitige Dammböschung.

Das deterministische Bemessungskonzept für österreichische Stauanlagen [17] stützt sich in seiner Herangehensweise auf festgelegte Jährlichkeiten für die Hochwasserzuflüsse. Aufgrund von immanenten Unsicherheiten in den hydrologischen Verfahren ergibt sich daraus eine durchaus hohe Streubreite an hydrologischen Parametern, welche für die Bemessung der Anlage herangezogen werden. Diesen Unsicherheiten ist es geschuldet, dass in der Vergangenheit unterschiedliche Ansätze zur probabilistischen Betrachtung von

Hochwasserereignissen und deren Wechselbeziehung mit einer Stauanlage entwickelt wurden. An dieser Stelle sind etwa die Arbeiten von *Plate* [122, 123] sowie *Meon* [108, 109] zu nennen, welche eine probabilistische Modellierung der volumetrischen Größen der Speicherbilanz verfolgen. *Sinninger et al.* [135] verfolgen den Gedanken einer probabilistischen Formulierung des maximalen Wasserstandes im Reservoir.

Pohl [124] führt in seinem Ansatz die Überlegungen von *Sinninger et al.* in eine Monte-Carlo-Simulation über. Es wird ebenfalls ein Vergleich der Höhenkoten im Reservoir durchgeführt, wobei von einem zufällig verteilten Anfangswasserstand ausgegangen wird. Die Lage des initialen Wasserstandes ist jedoch abhängig von vorangegangenen Hochwasserereignissen sowie von der Speicherbewirtschaftung. Entlastungseinrichtungen finden ebenso Berücksichtigung, wie eine probabilistische Formulierung von Windgeschwindigkeit sowie Windrichtung.

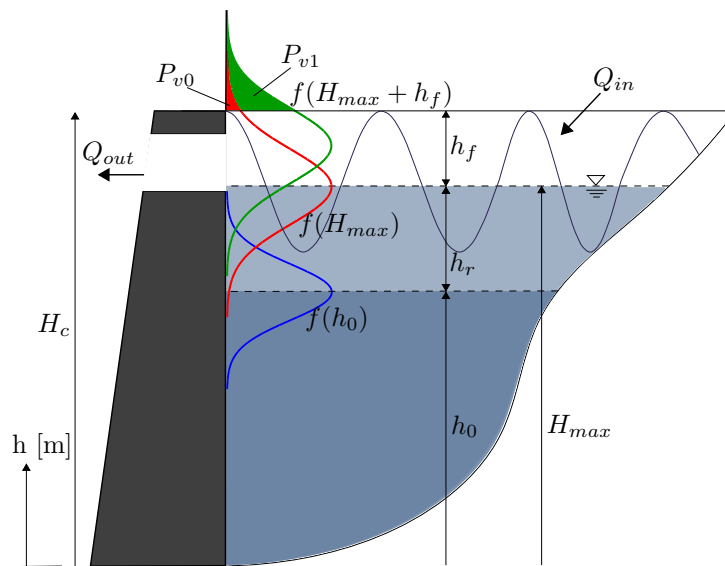


Abbildung 5.15: Prinzipskizze zur Ermittlung der Überströmwahrscheinlichkeit - vgl. [124] bzw. [66]

Die drei Hauptbelastungsgrößen, nämlich der Anfangswasserstand h_0 , der erhöhte Wasserstand im Reservoir zufolge Retention h_r , sowie die erforderliche Freibordhöhe (aufgrund eines zufälligen Windereignisses) h_f werden über Höhenkoten ausgedrückt (siehe dazu Abbildung 5.15). Weiters beschreiben die Versagensbereiche $P_{v0} = P(h_0 + h_r = H_{max} > H_c)$

die direkte Wahrscheinlichkeit eines Versagens aufgrund eines Hochwasserereignisses und $P_{v1} = P(h_0 + h_r + h_f > H_c)$ die indirekte Wahrscheinlichkeit eines Versagens aufgrund von Hochwasser und Windeinwirkung. Ein Versagen tritt genau dann ein, wenn gilt:

$$h_0 + h_r + h_f = H_{max} + h_f > H_c = \text{Höhe der Dammkrone} \quad (5.33)$$

Als theoretische Lösung der Überflutungswahrscheinlichkeit kann ein dreifaches Integral über dem Versagensbereich B in folgender Form angeschrieben werden:

$$P_v = P(h_0 + h_r + h_f > H_c) = \int_B \int \int f(h_0, h_r, h_f) \cdot dh_0 \cdot dh_r \cdot dh_f \quad (5.34)$$

Für den angenommenen, jedoch nicht allgemein zutreffenden Fall einer stochastischen Unabhängigkeit der drei Höhen h_0 , h_r und h_f ergibt sich das Integral zu:

$$P_v = \int_B \int \int f_{h_0}(h_0) \cdot dh_0 \cdot f_{h_r}(h_r) \cdot dh_r \cdot f_{h_f}(h_f) \cdot dh_f \quad (5.35)$$

Die Grenzen des Versagensbereiches B können wie folgt angeschrieben werden:

$$\begin{aligned} P_v = & \int_0^{H_c} \int_0^{H_c - h_f} \int_{H_c - h_f - h_r}^{\infty} f_{h_0}(h_0) \cdot f_{h_r}(h_r) \cdot f_{h_f}(h_f) \cdot dh_0 \cdot dh_r \cdot dh_f + \\ & + \int_0^{H_c} \int_{H_c - h_f}^{\infty} \int_0^{\infty} f_{h_0}(h_0) \cdot f_{h_r}(h_r) \cdot f_{h_f}(h_f) \cdot dh_0 \cdot dh_r \cdot dh_f + \\ & + \int_{H_c}^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} f_{h_0}(h_0) \cdot f_{h_r}(h_r) \cdot f_{h_f}(h_f) \cdot dh_0 \cdot dh_r \cdot dh_f \end{aligned} \quad (5.36)$$

Eine geschlossene Lösung von Gleichung 5.36 ist aufgrund der Komplexität der Transformationsgleichungen kaum möglich. Als Lösungsansatz schlägt *Pohl* eine Monte-Carlo-Simulation mit Zufallszahlen vor [124].

Die von *Pohl* vorgeschlagene Herangehensweise zur Ermittlung der Überströmwahrscheinlichkeit wird in einer Arbeit von *Hable* [66] aufgegriffen und in einer Bemessungssoftware

(Risk Wizard 2000) praktisch umgesetzt.

5.7 Versagen der Dammböschung

5.7.1 Allgemeines

Das geostatische Versagen einer Dammböschung stellt im Allgemeinen eine hinreichend große Schwächung des Dammbauwerks dar. Oftmals resultiert ein Böschungsversagen in einem partiellen oder totalen Versagen des Sperrbauwerkes. Der kinematische Ablauf sowie die finale Form des Böschungsbruches stellt eine in der Wissenschaft viel diskutierte Frage dar. Eine wesentliche Unterscheidung der Versagensform lässt sich anhand der Geometrie der Scherfuge treffen. So unterscheidet sich das Versagen in:

- Böschungsbruch auf gekrümmten Gleitflächen
- Böschungsbruch auf beliebigen Gleitflächen

Kreiszyklindrische Bruchflächen stellen oftmals eine sinnvolle Geometrie für tiefer reichende Rutschungen dar. Bei fast allen Böschungsgeometrien erweist es sich als probat, im Querschnitt kreisförmige Bruchflächen mit einem geeigneten Gleitkreisverfahren zu ermitteln und untersuchen. Kern eines jeden Gleitkreisverfahrens ist die Variation von Kreismittelpunkt und Durchmesser des Gleitkreises zur Ermittlung jener Kombination mit dem geringsten Sicherheitsfaktor. Arbeiten von *Fellenius* [55] [56], *Krey* [101], *Bishop* [13], und *Janbu* [87] liefern Ansätze zur Grenzwertbetrachtung von Böschungen mit kreisförmigen Gleitflächen. Ansätze mit gekrümmten Gleitflächen in Form einer logarithmischen Spirale finden sich etwa in der Arbeit von *Baker* und *Garber* [5].

5.7.2 Mohr-Coulombsches Versagenskriterium

Die Begrenzung der aufnehmbaren Schubspannungen τ in einer Kornstruktur, unter Bedachtnahme von Reibung und Kohäsion, lässt sich durch das Versagenskriterium nach *Mohr-Coulomb* wie folgt beschreiben:

$$\tau = \tau_c + \tau_\varphi \rightarrow \tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi \quad (5.37)$$

Die maximal aufnehmbare Schubspannung τ_f (Scherfestigkeit) in der Scherfuge, welche im Grenzzustand aktiviert werden kann, ergibt sich aus den Bodenparametern Reibungswinkel φ und Kohäsion c . Der Reibungswinkel beschreibt dabei jenen, von der Normalspannung abhängigen Teil der Scherfestigkeit. Im $(\sigma-\tau)$ -Diagramm (vgl. Abbildung 5.16) findet sich der Reibungswinkel als Neigungswinkel der Bruchgerade. Die Kohäsion beschreibt eine Scherfestigkeit, welche von der Normalspannung unabhängig ist.

Im Grenzzustand berührt der Mohr'sche Spannungskreis die Bruchgerade im Punkt P. Der Winkel ϑ , welcher die Schnitttrichtung zur Hauptspannungsrichtung angibt, lässt sich direkt aus dem Spannungskreis ablesen. Die Richtung der Versagensfläche ist also nur abhängig vom Reibungswinkel φ und ergibt sich zu: $\vartheta = 45 + \frac{\varphi}{2}$.

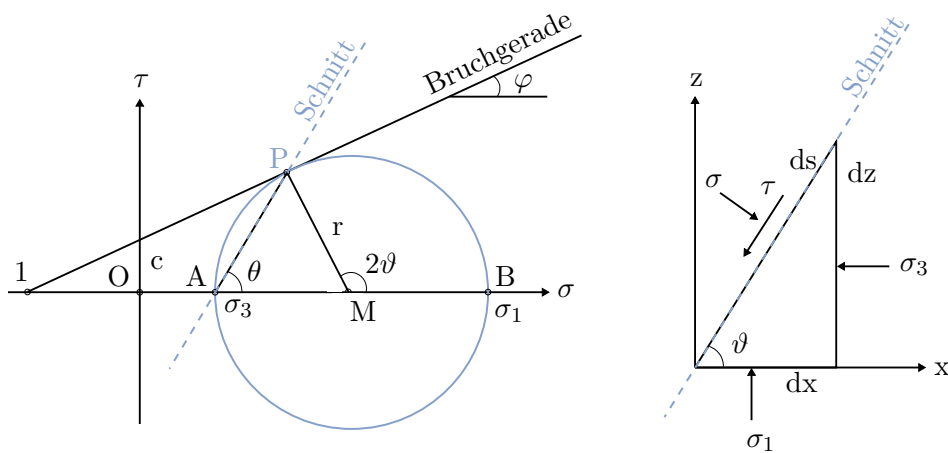


Abbildung 5.16: Mohr-Coulombsches Versagenskriterium - Schnitt durch die Versagensfläche an einem Elementarteilchen

5.7.3 Verfahren mit kreisförmigen Gleitlinien nach *Bishop*

Das Gleitkreisverfahren nach *Bishop* stellt eine Weiterentwicklung des Verfahrens von *Krey* [101] dar. Aufgrund seiner einfachen Handhabung ist es auf internationaler Ebene weit verbreitet und ist normativ etwa im *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik* [48] oder der *DIN 4084* [42] verankert. Weiters enthält die *ÖNORM B 4433* [116] Hinweise auf die Anwendung dieses Gleitkreisverfahrens.

Grundgedanke des Berechnungsverfahrens ist der Nachweis eines Momentengleichgewichts am Bruchkörper. Dabei wird dieser in eine endliche Folge an lotrechten Lamellen unter-

teilt, an welchen je für sich ein Gleichgewicht nachzuweisen ist. Die dabei auftretenden Erddrücke E_{il} und E_{ir} an den linken bzw. rechten Seiten der Lamellen treten dabei als zusätzlich unbekannte Größen in Rechnung. Die Verteilung dieser Kräfte, ebenso wie ihre Richtung lassen sich nur durch die Konstruktion einer Stützzlinie im Bruchkörper zur Erfüllung eines Momentengleichgewichts bestimmen. Das Gleitkreisverfahren nach *Bishop* verzichtet hier auf ein Momentengleichgewicht an jeder Lamelle und betrachtet lediglich ein Gleichgewicht am gesamten Bruchkörper. Der an dieser Stelle zugelassene statische Fehler ist für übliche Anwendungen nicht maßgebend. Müssen jedoch große äußere Kräfte berücksichtigt werden, ist statisch eindeutigen Methoden der Vorzug zu geben [2].

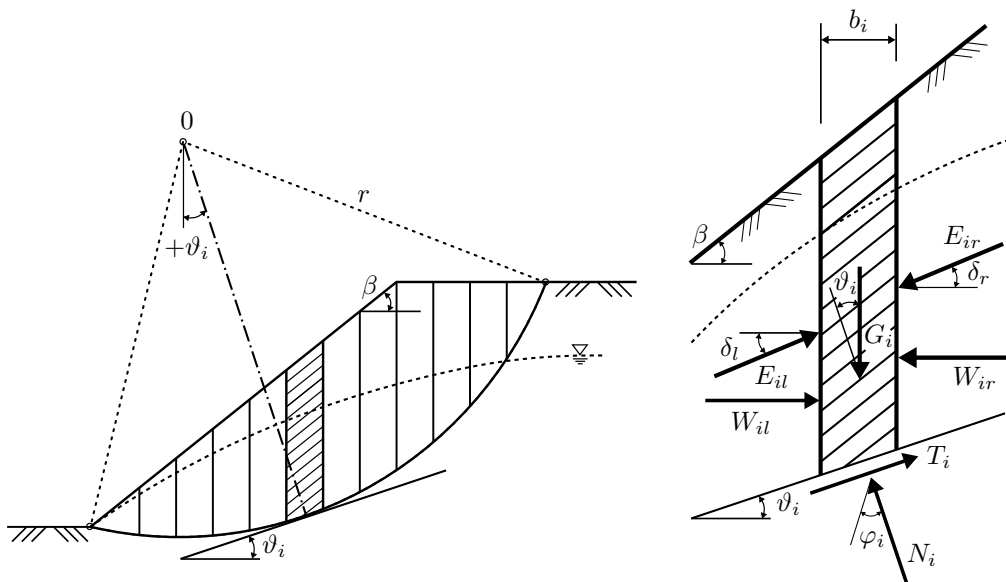


Abbildung 5.17: Prinzipkizze zum Gleitkreisverfahren nach *Bishop*

Auf Grundlage des in der *DIN 4084* [42] angeführten Teilsicherheitskonzeptes errechnet sich der Ausnutzungsgrad μ aus dem Quotienten der Resultierenden der Bemessungswerte der Einwirkungen E_d und der Resultierenden des Bemessungswiderstandes R_d bzw. aus dem Quotienten des resultierenden Momentes der Bemessungswerte der Einwirkungen E_{Md} und des resultierenden Momentes des Bemessungswiderstandes R_{Md} um den

Mittelpunkt des Gleitkreises.

$$\frac{E_d}{R_d} = \mu \leq 1 \quad \text{bzw.} \quad \frac{E_{Md}}{R_{Md}} = \mu \leq 1 \quad (5.38)$$

Der Ausnutzungsgrad μ gibt Auskunft, in welchem Maße die Bemessungswerte $\tan\varphi_{i,d}$ und $c_{i,d}$ (Designwerte) in Anspruch genommen werden. Für den gegenständlichen Fall des Gleitkreisverfahrens nach *Bishop* ergibt sich μ zu:

$$\mu = \frac{\sum G_i \cdot \sin\vartheta_i}{\sum \frac{(G_i - b_i \cdot u_i) \cdot \tan\varphi_{i,d} + b_i \cdot c_{i,d}}{\cos\vartheta_i + \mu \cdot \sin\vartheta_i \cdot \tan\varphi_{i,d}}} \quad (5.39)$$

Dabei stellt G_i die Gewichtskomponente der Lamelle und u_i den Porenwasserdruck dar. Im Sinne eines globalen Sicherheitskonzeptes werden anstelle der Designwerte die charakteristischen Scherfestigkeiten $\tan\varphi_{i,k}$ bzw. $c_{i,k}$ in Gleichung 5.38 angesetzt. Die globale Sicherheit η ergibt sich zu $\eta = 1/\mu$. An dieser Stelle sei angemerkt, dass sich der Ausnutzungsgrad, respektive die Sicherheit nicht aus dem Quotienten von rückhaltenden und treibenden Kräften bzw. Momenten, sondern aus einer Teilmobilisierung der Scherwiderstände in der Gleitfuge ergibt.

5.7.4 Verfahren mit beliebigen Gleitflächen nach *Janbu*

Grundgedanke des Berechnungsverfahrens nach *Janbu* ist der Nachweis des Gleichgewichtes aller Horizontalkräfte am Bruchkörper. Es steht damit im Gegensatz zum Verfahren nach *Bishop*, welches ein Momentengleichgewicht berücksichtigt. Vereinfachend werden auch an dieser Stelle die Schubspannungen an den Innenseiten der Lamellen vernachlässigt (siehe Kapitel 5.7.3). Anwendung findet das Nachweisverfahren bei annähernd böschungparallelen, beliebigen Gleitflächen. Die einwirkenden Kräfte E_d werden wie folgt ermittelt:

$$E_d = \sum (G_{di} + P_{vdi}) \cdot \tan\vartheta_i + F_{hd} \quad (5.40)$$

Die widerstehenden Kräfte ergeben sich zu:

verzögert ablaufen, was zu einem vermehrten Massenverlust des Basiserdstoffes führt. Aufgrund von umfangreichen Laborversuchen und Forschungsarbeiten in den vergangenen Jahrzehnten, konnte eine Vielzahl an empirischen Filterkriterien entwickelt werden, welche sich dem Grund nach auf die Relation von Fraktilwerten in der Korngrößenverteilung des Basiserdstoffes und Filters stützen.

Die folgende Aufstellung gibt einen Überblick über ausgewählte Suffosions- und Erosionskriterien. An dieser Stelle sei angemerkt, dass die Zusammenstellung keinen Anspruch auf Vollständigkeit stellt. Eine Literaturstudie zum Thema innere Erosion bei Schüttdämmen findet sich etwa in der Arbeit von *Henzinger* [70].

5.8.1 Geometrische Suffosionskriterien

5.8.1.1 Kriterium nach Ziems

Geometrische Suffosionssicherheit ist nach *Ziems* [175] gegeben wenn:

$$\eta_{S,G} = \frac{d_{min}}{F \cdot d_p} \geq 1,5 \quad (5.42)$$

Die Variable $\eta_{S,G}$ beschreibt dabei den Sicherheitsfaktor der geometrischen Suffosionssicherheit, d_{min} die Korngröße bei 0 Massenprozent Siebdurchgang (für weniger bedeutende Nachweise kann auch $d_{min} \leq d_3$ angesetzt werden) sowie d_p den mittleren Porendurchmesser. Mit Bezug auf *Busch et al.* [26] wird der Durchgangsfaktor mit $F \approx 0,6$ angesetzt. Es ergibt sich der Durchmesser des größten, suffosionsgefährdeten Kornes d_s zu:

$$d_s = 0,6 \cdot d_p \quad (5.43)$$

Der mittlere Porendurchmesser d_p , auch bekannt als hydraulisch äquivalenter Porenkanaldurchmesser, lässt sich aus dem Gesetz von Darcy (siehe Kapitel 5.5) ableiten und wie folgt bestimmen:

$$d_p = 0,455 \cdot \sqrt[6]{C_u} \cdot e \cdot d_{17} \quad (5.44)$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung 5.42 ergibt sich d_S zu:

$$d_S = 0,27 \cdot \sqrt[6]{C_u} \cdot e \cdot d_{17} \quad (5.45)$$

Weiters gelten Böden mit folgenden Ungleichförmigkeitszahlen $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ als suffosionsssicher [26]:

- Erdstoffe mit $C_u \approx 1,0$
- Erdstoffe mit $C_u < 1,0$ bei gerader Kornverteilungslinie, unabhängig von I_D
- Erdstoffe mit $C_u > 1,0$ für $I_D < 0,6$
- Erdstoffe mit $C_u < 8,0$ bei stetiger Kornverteilungslinie, unabhängig von I_D

Weisen die Kornverteilungslinien etwaige Ausfallkörnungen, starke Krümmungen oder Knicke auf, so ist Gleichung 5.44 zur Ermittlung von d_p nicht mehr anzuwenden. Stattdessen wird das größte suffosionsgefährdete Korn ermittelt und der Anteil des gefährdeten Materials grafisch dargestellt.

Kontaktsuffosion, als Sonderform der äußeren Suffosion, kann auftreten, wenn der Porenkanaldurchmesser des Filters größer als das maßgebende suffosionsgefährdete Korn des Erdstoffes ist. Ein Auftreten ist jedoch nur dann möglich, wenn das allgemeine Suffosionskriterium nicht erfüllt ist. Durch Versuche bestätigt, kann folgendes Kriterium als brauchbar erachtet werden:

$$\eta_{S,G} = \frac{d_{min,I} + d_{S,I}}{2 \cdot 0,6 \cdot d_{P,II}} \geq 1,5 \quad (5.46)$$

Dabei beschreibt $d_{S,I}$ das maßgebende suffosionsgefährdete Korn des Basiserdstoffes und $d_{P,II}$ den Porenkanaldurchmesser des Filters. Die Variable $d_{min,I}$ stellt den kleinsten, suffosionsgefährdeten Korndurchmesser des Basiserdstoffes dar.

5.8.1.2 Kriterium nach Kenney und Lau

Das Kriterium nach *Kenney* und *Lau* [92] basiert auf Überlegungen zur Porenraumgeometrie eines Kugelhauferkes. Die Körnungslinie wird dabei über das Verhältnis von H und F beschrieben. Genügt dieser Zusammenhang $H/F > 1$, so gilt das Material als suffosionsssicher. H entspricht dabei dem Massenteil zwischen den Korndurchmessern d und $4 \cdot d$ und F dem Massenanteil kleiner d .

Für die Konstruktion der Formkurve wird für mehrere Durchmesser d der Siebdurchgang F ermittelt. Im Folgenden wird jener, zum 4-fachen Durchmesser $4 \cdot d$ zugehörige Siebdurchgang $F + H$ ermittelt. Die Formkurve ergibt sich aus der Darstellung der Wertepaare H und F in einem Diagramm (siehe Abbildung 5.19). Abschließend werden die aufgetragenen Werte mit der Grenzgeraden $H = F$ verglichen, wodurch eine Aussage über die Suffosionssicherheit des Materials getroffen werden kann.

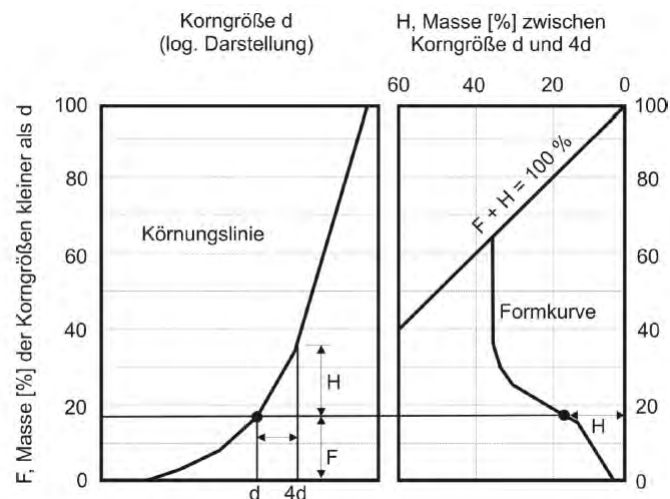


Abbildung 5.19: Konstruktion der Formkurve des Suffosionskriteriums nach *Kenny* und *Lau* [8]

5.8.1.3 Weitere geometrische Suffosionskriterien

Für den Nachweis der Suffosionssicherheit von Schüttmaterial mit Ausfallkörnungen in der Kornverteilungslinie kann das Kriterium nach *Sherard* [54] herangezogen werden. Für Materialien mit höherem Feinkornanteil sowie gleichmäßiger Kornverteilung kann die Suffosionssicherheit nach *Burenkova* [54] bestimmt werden. In einem Merkblatt der *Bundesanstalt für Wasserbau* [7] findet sich ebenfalls ein, auf *Čiřtin* und *Ziems* aufbauendes, geometrisches Suffosionskriterium.

5.8.2 Hydraulische Suffosionskriterien

Kann der Nachweis auf Suffosionssicherheit unter Zuhilfenahme von geometrischen Kriterien nicht erbracht werden, so ist der untersuchte Erdstoff dem Grunde nach suffosionsgefährdet ($\eta_{S,G} \leq 1,5$). Tatsächlich stellt sich aber Suffosion erst dann ein, wenn die Kraftwirkung der Sickerströmung groß genug ist, um feinkörnige Teile aus dem Korngerüst des Erdstoffes zu lösen und diese in weiterer Folge abzutransportieren. Der Sicherheitsfaktor für die hydraulische Suffosionssicherheit $\eta_{S,H}$ ergibt sich aus dem Quotienten des kritischen hydraulischen Gradienten $i_{S,krit.}$ und des vorhandenen hydraulischen Gradienten $i_{vorh.}$:

$$\eta_{S,H} = \frac{i_{S,krit.}}{i_{vorh.}} \geq 2,0 \quad (5.47)$$

5.8.2.1 Kriterium nach Busch et al.

Das Suffosionskriterium nach *Busch et al.* [26] findet Anwendung bei Erdstoffen mit stetiger Korngrößenverteilung. Der kritische hydraulische Gradient ergibt sich in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl C_u , der Durchlässigkeit k_f sowie der Porosität n und dem größten suffosionsgefährdeten Korn d_s zu:

$$i_{S,krit.} = 0,6 \cdot \left(\frac{\rho_d}{\rho_w} - 1 \right) \cdot [0,82 - 1,8 \cdot n + 0,0062 \cdot (C_u - 5)] \quad (5.48)$$

$$\cdot \sin \left(30^\circ + \frac{\alpha}{8} \right) \cdot \sqrt{\frac{n \cdot g \cdot d_s^2}{v_v \cdot k_f}}$$

Die Richtung der Sickerströmung wird dabei über den Winkel α , bezogen auf die vertikale Richtung, berücksichtigt:

$$\alpha = \begin{cases} 0^\circ & \text{für } \downarrow \\ 90^\circ & \text{für } \rightarrow \\ 180^\circ & \text{für } \uparrow \end{cases}$$

5.8.2.2 Kriterium nach Istomina

Für Erdstoffe mit un stetiger Korngrößenverteilung und aufwärts gerichteter Sickerströmung kann das Kriterium nach *Istomina* herangezogen werden. Dabei werden Bodenkörner mit einem Durchmesser von $d \geq 1 \text{ mm}$ dem Skelett des Erdstoffes zugeordnet [26]. Aus einer Reihe an Versuchen wurden dabei die kritischen hydraulischen Gradienten in Abhängigkeit der Ungleichförmigkeitszahl C_u des Materials ermittelt. Diese Gradienten gelten nur für äußere Suffosion und lassen sich durch die, in Abbildung 5.20 dargestellten Einhüllenden $f(C_u) = \min i_{S,krit.}$ ermitteln.

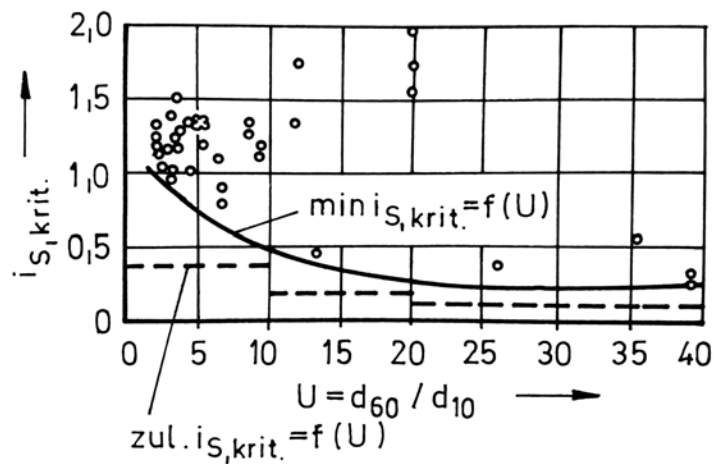


Abbildung 5.20: Kritischer hydraulischer Gradient für äußere Suffosion nach *Istomina* [26]

Unter Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes ergeben sich folgende kritische Gradienten [111]:

$$i_{S,krit.} = \begin{cases} 0,3 - 0,4 & \text{für } C_u < 10,0 \\ 0,2 & \text{für } 10 \leq C_u \leq 20,0 \\ 0,1 & \text{für } C_u > 20,0 \end{cases}$$

5.8.2.3 Weitere hydraulische Suffosionskriterien

Das Suffosionskriterium nach *Wittmann* gibt einen zulässigen hydraulischen Gradienten für den linearen Strömungsbereich von aufwärts gerichteten Sickerströmungen an. Der interessierte Leser wird an dieser Stelle auf [111] bzw. [171] verwiesen.

5.8.3 Geometrische Erosionskriterien

5.8.3.1 Kriterium nach Terzaghi und Peck

Für Erdmaterial mit einer Ungleichförmigkeit $C_u < 2$ und einer Ähnlichkeit von Filtermaterial und Basiserdstoff, geben *Terzaghi* und *Peck* [151] folgende einfache Filterregel an:

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} < 4 < \frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} \quad (5.49)$$

Der linke Term dieser Ungleichung stellt dabei das Kontakterosionskriterium und der rechte Term die Durchlässigkeitsregel dar. Im Allgemeinen gilt die Filterregel nach *Terzaghi* und *Peck* als einfach zu handhabendes sowie konservatives Kriterium.

5.8.3.2 Kriterium nach Sherard und Dunnigan

Das Erosionskriterium nach *Sherard und Dunnigan* [132] sieht eine Einteilung der Erdstoffe in vier Kategorien vor. An dieser Stelle sei angemerkt, dass nur jene Kornfraktion mit einem Durchmesser von $d \leq 4,75 \text{ mm}$ herangezogen wird. Folgende Bodengruppen werden dabei unterschieden:

Kategorie	M% < 0,075 mm	Beschreibung
1	> 85	Feinkörnige Schluffe und Tone
2	40 – 85	Schluffe und tonige Sande, sandige Schluffe/Tone
3	< 15	Sande und Kiessande mit geringerem Feinanteil
4	15 – 40	Erdstoffe zwischen den Gruppen zwei und drei

Tabelle 5.4: Einteilung der Bodenkategorien nach *Sherard* und *Dunnigan*

Das Erosionskriterium für die unterschiedlichen Bodenkategorien ergibt sich zu [132]:

Kategorie	Filterkriterium
1	$d_{15,F} \leq 9 \cdot d_{85,B}$ ¹
2	$d_{15,F} \leq 0,7 \text{ mm}$
3	$d_{15,F} \leq 4 \cdot d_{85,B}$ ²
4	$d_{15,F} \leq (40 - A)/(40 - 15) \cdot (4 \cdot d_{85,B} - 0,7 \text{ mm}) + 0,7 \text{ mm}$ ³

¹ wenn $9 \cdot d_{85,B}$ kleiner als $0,2 \text{ mm}$ ist, wird $0,2 \text{ mm}$ angesetzt

² in Bodengruppe 3 kann $d_{85,B}$ aus der originalen Kornverteilung ermittelt werden, eine Umstufung ist nicht erforderlich

³ wenn $4 \cdot d_{85,B}$ kleiner als $0,7 \text{ mm}$ ist, wird $0,7 \text{ mm}$ angesetzt

Tabelle 5.5: Filterkriterien für die unterschiedlichen Bodenkategorien nach *Sherard* und *Dunnigan*

Die Variable $d_{15,F}$ gibt dabei jenen Korndurchmesser bei 15 Massenprozent Siebdurchgang des Filters, $d_{85,B}$ jenen Durchmesser bei 85 Massenprozent Siebdurchgang des Basiserdstoffes und A den Prozentsatz kleiner $0,075 \text{ mm}$ nach der Umstufung an.

Nach *Fell et al.* [54] sind für das Filterkriterium ($d_{15,F}$) folgende Punkte zu berücksichtigen:

- Für die Bodengruppen 1 und 2 sind die Filter zur Gänze aus Sand oder Kiessand, mit einer Kornverteilung von nicht mehr als 40 Massenprozent feiner als $4,75 \text{ mm}$ herzustellen. Der maximale Korndurchmesser ist mit $50,0 \text{ mm}$ zu begrenzen.
- Die Kriterien für die Bodengruppen 1 und 2 können unabhängig von der Form der Kornverteilungslinie angewendet werden. Für die Bodengruppen 3 und 4 sind sie für eng abgestufte Kornverteilungen anwendbar. Liegen etwa Ausfallkörnungen vor, so ist der Filter auf den feineren Teil der Ausfallkörnung zu bemessen. Als Alternative wird ein *No Erosion Filter - Test (NEF-Test)* vorgeschlagen.

Folgende Anmerkungen betreffend des Filters werden von der *ICOLD* [76] gemacht:

- Im Zuge einer Umstufung soll die Kornverteilungslinie, mit Ausnahme von Bodengruppe 3, von der Kornfraktion $d > 4,75 \text{ mm}$ getrennt werden und anschließend der Durchmesser d_{85} aus der neuen Kornverteilungslinie ermittelt werden.
- Das Filtermaterial soll einen maximalen Korndurchmesser von $d_{max} = 75,0 \text{ mm}$ aufweisen. Der Filter sollte nicht mehr als 5 Massenprozent Feinanteile $\leq 0,075 \text{ mm}$ mit einer Plastizitätszahl von Null aufweisen. Die Plastizität wird anhand der

Kornfraktion $d \leq 0,425 \text{ mm}$ ermittelt. Ferner soll der Feinkornanteil kohäsionslos sein.

- Die feine und grobe Seite des Filterbandes sollen eine Ungleichförmigkeit von $C_u \leq 6$ sowie ein enges Filterband aufweisen. Ein Verhältniswert von 5 zwischen dem größten und dem feinsten Korn, bei einem Siebdurchgang von 60 % oder weniger, soll nicht überschritten werden.

Der Filterdurchmesser $d_{15,F,KE}$ (keine Erosion-Kriterium) lässt sich aus einer linearen Interpolation zwischen dem passenden Filtern aus Bodengruppe 2 und 3, für den selben Basiserdstoff ermitteln [70]:

$$d_{15,F,KE} = \frac{(40 - A)}{(40 - 15)} \cdot [(7 \div 10) \cdot d_{85,B} - (0,7 \div 1,5)] + (0,7 \div 1,5) \quad (5.50)$$

Abbildung 5.21 zeigt die Ermittlung des Filterdurchmessers $d_{15,F,KE}$ aus welcher sich auf einfacher Art und Weise Gleichung 5.50 ableiten lässt.

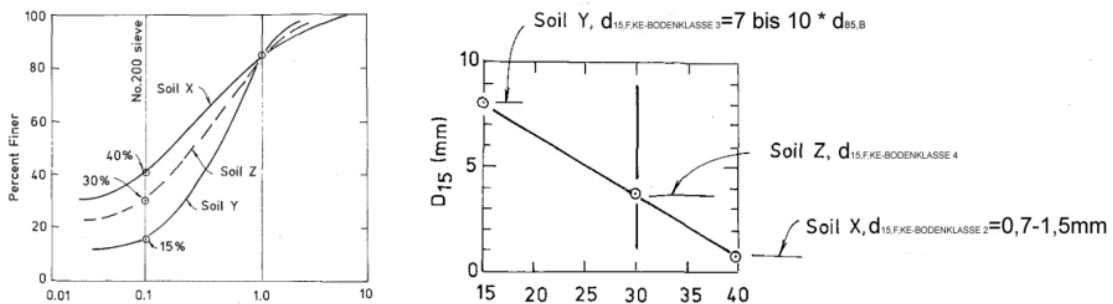


Abbildung 5.21: Ermittlung des Filterdurchmessers im keine Erosion-Kriterium [132]

5.8.3.3 Kriterium nach Fell et al.

Das Erosionskriterium nach *Fell et al.* [54] basiert auf jenem nach *Sherard* und *Dunnigan*. Es wurde als *no erosion* Kriterium entwickelt und enthält daher keine Sicherheiten. Angewendet wird dieses Kriterium zur Bewertung von bestehenden Dammbauwerken. Das Kriterium gibt eine schrittweise Vorgehensweise zur Ermittlung eines Filters an. Die Grenzen der Bodeneinteilung sind gegenüber *Sherard* und *Dunnigan* leicht abgeändert. Die angegebene, schrittweise Ermittlung des Filters wird wie folgt durchgeführt:

1. Die repräsentative Kornverteilungslinie des Basiserdstoffs wird, ausgehend von genügend Proben, ermittelt.
2. Es kann mit Schritt vier fortgefahren werden, sollte das Basismaterial keine Kiesfraktion (Material $d > 4,75 \text{ mm}$) enthalten oder wenn der Basiserdstoff ein Feinfilter ist, zu welchem ein Grobfilter ermittelt wird.
3. Erstellen einer bereinigten und umgestuften Korngrößenverteilung für Basiserdstoffe mit Kiesanteil:
 - Ermitteln des Korrekturfaktors $K = \frac{100\%}{\text{Masserprozent } d > 4,75 \text{ mm}}$.
 - Der Korrekturfaktor K wird mit dem Masseanteil der einzelnen Kornfraktionen $d < 4,75 \text{ mm}$ multipliziert.
 - Zeichnen der umgestuften Kornverteilungslinie.
4. Der Basiserdstoff wird in die nachfolgenden Bodengruppen eingeteilt:

Kategorie	M% < 0,075 mm	Beschreibung
1	> 85	Feine Schluffe und Tone
2	35 – 85	Schluffige und tonige Sande, sandige Tone, Ton, Schluff, Sand und Kies- Mischungen
3	< 15	Sand und Kies
4	15 – 35	Schluffiger und lehmiger Sand und Kies

Tabelle 5.6: Einteilung der Bodenkategorien nach *Fell et al.*

5. Um die Filterwirksamkeit zu gewährleisten, wird der maximal zulässige Durchmesser $D_{15,F}$ des Filters wie folgt ermittelt:

Kategorie	Filterkriterium
1	$D_{15,F} \leq 9 \cdot D_{85,B}$ ¹
2	$D_{15,F} \leq 0,7 \text{ mm}$ ²
3	$D_{15,F} \leq 4 \cdot D_{85,B}$
4	$D_{15,F} \leq (35 - A)/(35 - 15) \cdot (4 \cdot D_{85,B} - 0,7 \text{ mm}) + 0,7 \text{ mm}$ ³

¹ $\leq 6 \cdot D_{85,B}$ für dispersive Böden

² $\leq 0,5 \text{ mm}$ für dispersive Böden

³ wenn $4 \cdot D_{85,B}$ kleiner als $0,7 \text{ mm}$ ist, wird $0,7 \text{ mm}$ angesetzt

Tabelle 5.7: Filterkriterium für die unterschiedlichen Bodenkategorien nach *Fell et al.*

6. Für die hydraulische Filterwirksamkeit wird der minimale Durchmesser $D_{15,F}$ ermittelt. Die Anforderung wird am Basiserdstoff ohne Umstufung überprüft.

Kategorie	Kriterium
alle Kategorien	$\min D_{15,F} \geq 4 \cdot D_{15,B}$; Basiserdstoff ohne vorherige Umstufung; $D_{15,F}$ darf jedoch nicht kleiner als 0,1 mm sein, weiters sind die Feinteile mit $d \leq 0,075$ mm mit 2 Massenprozent (maximal 5 Massenprozent) begrenzt.

7. Das zu bemessende Filterband ergibt sich aus den, zwischen Schritt 5 und 6 ermittelten Korndurchmessern. Um Ausfallkörnungen zu vermeiden, sollte es möglichst eng gehalten werden, jedoch aber weit genug, um die Herstellung zu ermöglichen.
8. Um bei der Herstellung des Filtermaterials eine Entmischung zu verhindern, sollte bei maximal 2 m breiten Vertikalfiltern bzw. 0,5 m mächtigen Horizontalfiltern ein Größtkorn des Filtermaterials von $d = 75,0$ mm eingehalten werden. Für Filter mit geringeren Mächtigkeiten gelten maximale Durchmesser von $d \leq 37 \div 50$ mm. Desweiteren ist auf das Verhältnis $D_{90,F}/D_{10,F}$ zu achten. So lässt sich etwa, unter der Annahme einer Ungleichförmigkeitszahl $C_U \leq 6$, $D_{10,F}$ aus dem Quotienten $\frac{D_{15,F}}{1,2}$ ermitteln. Die dazugehörigen Werte für $D_{90,F}$ können aus folgender Tabelle entnommen werden:

Kategorie	$D_{10,F}[mm]$	maximales $D_{90,F}[mm]$
	< 0,5	20
	0,5 – 1,0	25
Alle Kategorien	1,0 – 2,0	30
	2,0 – 5,0	40
	5,0 – 10	50
	> 10	60

Tabelle 5.8: Gegenüberstellung von $D_{10,F}$ und $D_{90,F}$

9. Im letzten Schritt werden die ermittelten Punkte der feinen und groben Seite des Filterbandes miteinander verbunden und durch Extrapolation der Grenzpunkte vervollständigt. Abschließend werden die restlichen, zu den Sieben passenden, Massenprozent ausgelesen werden.

Befindet sich der zu bemessenden Filter nahe der zulässigen Grenzen oder wird etwa ein bestehender Damm untersucht, so empfiehlt sich die Durchführung eines *NEF-Tests* nach

Sherard und Dunnigan. Diese Maßnahme empfiehlt sich besonders bei feinkörnigen Böden, wo sich eine Trennung der *no erosion* und der *some erosion* Zone als klein herausstellt (siehe Abbildung 5.22).

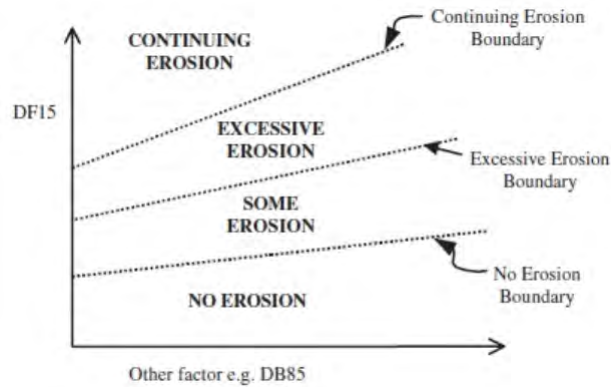


Abbildung 5.22: Erosionsgrenzen nach *Fell et al.* [54]

5.8.3.4 Kriterium nach Kenney und Lau

Das Erosionskriterium nach *Kenney* und *Lau* [54] hat seinen Ursprung in einer umfangreichen physikalischen Versuchsserie. Im Zuge des Nachweisverfahrens wird der sogenannte Engstellendurchmesser D_C des Filters ermittelt. Dieser Durchmesser entspricht jenem, des größten durch die Strömung transportierten Kornes durch den Filter. *Kenney* und *Lau* beobachteten, dass D_C in erster Linie von der feinen Kornfraktion des Filters abhängt und weniger von der Form der gesamten Kornverteilungslinie. Der Engstellendurchmesser kann wie folgt ermittelt werden:

$$D_C \leq 0,25 \cdot d_{5,F} \quad (5.51)$$

$$D_C \leq 0,20 \cdot d_{15,F} \quad (5.52)$$

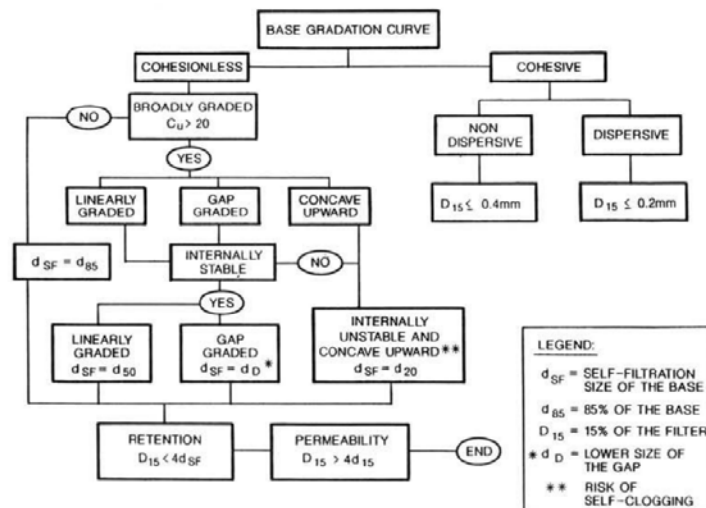
Für kohäsionslose Basiserdstoffe gilt folgende Bedingung:

$$d_{5,F} < 4 \cdot d_{50,B} \quad (5.53)$$

$$d_{15,F} < 5 \cdot d_{50,B} \quad (5.54)$$

5.8.3.5 Kriterium nach Lafleur et al.

In Versuchen an weit gestuften, nicht kohäsiven eiszeitlichen Moränenmaterialien haben *Lafleur et al.* [76] bestätigt, dass viele der herkömmlichen Kriterien nicht für weit gestufte Böden angewendet werden dürfen. Die Verbindung der Öffnungsweite des Filters mit den feineren Fraktionen erwies sich für sie als unpraktisch. Weiters wurde festgestellt, dass die Verwendung von $d_{85,B}$ als Grundlage der Bemessung, zu einem starken Austrag von Filtermaterial führt. Die Öffnungsweite O_E des Filtermaterials muss mit einem Partikeldurchmesser verglichen werden, bei dem lediglich minimales Eindringen des Basiserdstoffes in den Filter gewährleistet wird. Dafür definieren sie den bezeichnenden Durchmesser d_{SF} , welcher jener charakteristische, selbstfilternde Durchmesser des Basismaterials ist, der zu Brückenbildung an den Poren des Filtermaterials fähig ist. Die, für die Anwendung dieses Kriteriums empfohlene Vorgehensweise ist in Abbildung 5.23 ersichtlich:

Abbildung 5.23: Ablaufschema des Erosionskriteriums nach *Lafleur et al.* [54]

Gilt für die Rückhalterate $R_R = \frac{O_E}{d_{SF}} \gg 1$, so tritt fortschreitende Erosion ein. Ein Verstopfen der Filteroberfläche ist bei einem Wert von $R_R \ll 1$ sehr wahrscheinlich.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass nach *Fell et al.* [54] in einer neueren Variante das Rückhalte Kriterium von $D_{15} < 4 \cdot d_{SF}$ auf $D_{15} < 5 \cdot d_{SF}$ abgeändert wurde, wodurch nun gröbere Filter zugelassen werden. Der Vergleich mit dem Erosionskriterium für

Boden­gruppe 3 nach *Sherard* und *Dunnigan*, in welchen $d_{15,F} \leq 4 \cdot d_{85,B}$ verlangt wird, mit den von *Foster* und *Fell* [64] angegebenen Grenze für ausgeprägte und fortschreitende Erosion $d_{15} > 9 \cdot d_{85}$ lässt vermuten, dass die beiden Kriterien bereits einen gewissen Sicherheitsfaktor beinhalten.

5.8.3.6 Weitere geometrische Erosionskriterien

An dieser Stelle können noch die Kriterien nach *Vaughan* und *Soares* [102], *Bertram* [149], *Witt* und *Brauns* [76, 102] sowie *Čiřtin* und *Ziems* [25] genannt werden.

5.8.4 Hydraulische Kontakterosionskriterien

Die Einteilung der hydraulischen Kontakterosion erfolgt in Bezug auf die Lage der Strömungsrichtung zur Vertikalen (Richtung der Erdbeschleunigung - siehe Abbildung 2.2). Die Sicherheit gegenüber hydraulischer Kontakterosion $\eta_{KE,H}$ lässt sich über den Quotienten von kritischen hydraulischen Gradienten $i_{KE,krit}$ und vorhandenen hydraulischen Gradienten $i_{I,vorh}$ im Basiserdstoff (Index I) ausdrücken [26].

$$\eta_{KE,H} = \frac{i_{KE,krit}}{i_{I,vorh}} \quad (5.55)$$

Typ 1/1, 1/3 und 3/1

Für die Typen 1/1, 1/3 und 3/1 (siehe Abbildung 2.2) ist die Sicherheit gegenüber hydraulische Kontakterosion nur dann gegeben, wenn die geometrische Erosionssicherheit nachgewiesen werden kann. Vielfach wird auch ein kritischer hydraulischer Gradient von $i_{KE,krit} \approx 0$ gefordert [26].

Typ 2/2

Eine Kontakterosion kann bei Typ 2/2 nur dann eintreten, wenn das Eigengewicht des unter Auftrieb stehend Bodenkörpers geringer ist, als die vertikale, nach oben gerichtete Strömungskraft. Der kritische hydraulische Gradient $i_{KE,krit}$ ergibt sich zu:

$$i_{KE,krit} = \frac{(1 - n) \cdot (\rho_s - \rho_w)}{\rho_w} \quad (5.56)$$

An dieser Stelle sei angemerkt, dass es an der Schichtgrenze von Basiserdstoff zu Filter zu Einschnürungen des Strömungsquerschnittes kommen kann. Dies führt zu lokal höheren Gradienten. Weiters hat die Schichtdicke der betrachteten Erdstoffe einen Einfluss auf die hydraulische Sicherheit. So kann etwa eine ausreichend mächtige Filterschicht ein Anheben des feineren Erdstoffes, durch die nach oben gerichtete Strömung, verhindern. Ferner kann noch das Abstandsverhältnis zwischen den maßgebenden Porendurchmessern der beiden Schichten Einfluss auf die hydraulische Sicherheit haben [111].

Als Kriterien zum Nachweis der hydraulischen Erosionssicherheit können etwa jene von *Ovodov* oder *Ziems* sowie von *Izbaš*, mit der Weiterentwicklung von *Davidenkoff* genannt werden [111].

Typ 3/2

Für Typ 3/2 (siehe Abbildung 2.2) können nach *Busch et al.* [26] die gleichen Beziehungen wie für Typ 2/2 angewendet werden. *Muckenthaler* gibt eine Reihe an Kriterien zur Ermittlung der hydraulischen Erosionssicherheit bei einer Strömung parallel zum Basiserdstoff-Filter System an [111]. An dieser Stelle seien etwa die Kriterien von *Istomina* sowie *Brauns* genannt [111].

Typ 2/3 und 3/3

Die Typen 2/3 bzw. 3/3 (siehe Abbildung 2.2) beschreiben die Kontakterosion bei einem vertikal geschichteten Basiserdstoff-Filter-System mit aufwärts bzw. horizontal gerichteter Strömung.

5.8.4.1 Kriterium nach Zweck und Davidenkoff

Das von *Zweck* und *Davidenkoff* entwickelte hydraulische Erosionskriterium für den Typ 3/3 (näherungsweise auch für Typ 2/3) unterscheidet zwischen einem kritischen hydraulischen Gefälle, bei dem eine Bewegung von feinen Erdstoffteilchen beginnt und einem Bruchgefälle, bei dem ein Versagen der Erdstoffkombination eintritt. *Busch* und *Luckner* [25] geben weiters eine Reihe von Randbedingungen für das Kriterium an. Neben einer Ungleichförmigkeitszahl des Basiserdstoffes und Filters von $U_I = U_{II} < 2$, keiner

Druckpulsation, keinen Erschütterungen und keinen bevorzugten Strömungswegen, sollen auch stationäre Strömungsverhältnisse vorliegen.

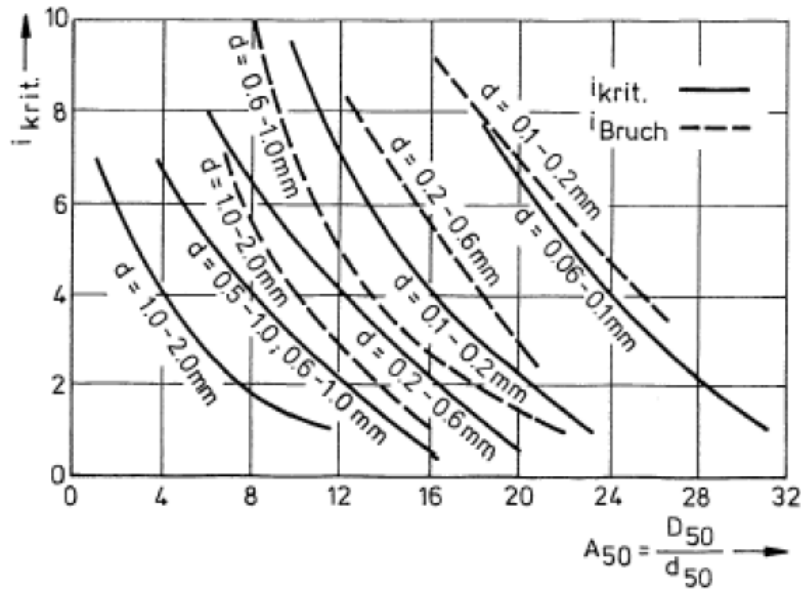


Abbildung 5.24: Kritischer hydraulischer Gradient i_{Krit} und Bruchgradient i_{Bruch} nach Zweck und Davidenkoff [171]

Aus Abbildung 5.24 lassen sich für feste Werte von $A_{50} = \frac{d_{50,F}}{d_{50,B}}$ jene kritischen hydraulischen Gradienten bestimmen, bei denen eine erste Bewegung von Partikeln mit einem gewissen Durchmesser d festzustellen ist. Das Kriterium stellt also ein hydraulisches *no erosion*-Kriterium dar.

Wie weiters aus Abbildung 5.24 ersichtlich, ergeben sich für große Werte von A_{50} kritische Gradienten i_{Krit} , welche nahezu jenen der Bruchgradienten i_{Bruch} entsprechen. Für kleine Werte von A_{50} unterscheiden sich die beiden Kurven jedoch deutlich.

5.8.5 Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion

Die Vielzahl an unterschiedlichen Filterkriterien erschwert einerseits nicht nur die Bemessung von Basis-Filter-Systemen bei neu zu errichtenden Anlagen, sondern ebenso die Zustandsbewertung bei Bestandsanlagen. Den bekannten empirischen Erosionskriterien

(auszugsweise angeführt in den Kapiteln 5.8.3 bzw. 5.8.4) liegen nur begrenzte Laboruntersuchungen zu Grunde. Folglich können diese nur für ein bestimmtes Spektrum an Basiserdstoffen und Filtern angewendet werden. Die Zusammenführung von Daten aus unterschiedlichen Laborversuchen kann jedoch ein erweitertes Bild auf die Stabilität von unterschiedlichen Basiserdstoff-Filter-Systemen liefern.

Ziel der probabilistischen Modellierung kann eine wahrscheinlichkeitsbasierte Beschreibung inhärenter Unsicherheiten in der Betrachtung der Stabilität von Basiserdstoff-Filter-Systemen sein. Einen möglichen Ansatz hierzu bietet die Arbeit von *Huber* [71], welcher zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit, die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten eines bestimmten Erosionsausmaßes ϵ_d als wesentlichen Zwischenschritt annimmt. Mittels logistischer Regression wird dabei die Unsicherheit in der Ermittlung des Erosionsausmaßes beschrieben. Als Datengrundlage dienen Arbeiten von *Delgado* [37] aber auch *Foster und Fell* [64].

Eine alternative Herangehensweise zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion greifen *USBR* und *USACE* [163] auf.

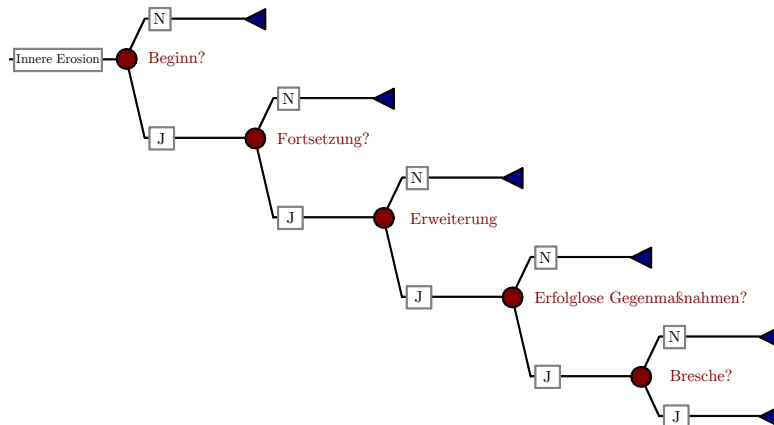


Abbildung 5.25: Ereignisbaum des Versagensmechanismus innere Erosion - vgl. [163]

Das vorgeschlagene Konzept umfasst zuerst die Klassifizierung des jeweiligen Erosionsprozesses (siehe dazu die Abbildungen 2.4 bis 2.9). Im nächsten Schritt wird ein Ereignisbaum, bestehend aus einer logischen Abfolge an einzelnen Ereignissen, erstellt (siehe Abbildung 5.25).

Folgende Zwischenschritte können bis zum Versagen des Dammbauwerks definiert werden [163]:

- Beginn der inneren Erosion: Ein etwaiger Beginn von inneren Erosionsprozessen ist in erster Reihe abhängig von den Materialeigenschaften des Schüttmaterials und Untergrundes, den hydraulischen Belastungen auf das Bauwerk und den Untergrund sowie den Spannungen im Dammbauwerk. Um die Eintrittswahrscheinlichkeit einer beginnenden inneren Erosion abzuschätzen, verwendet das *USBR* einen Ansatz, ausgehend von historisch festgestellten Schadens- und Versagensereignisse. Es werden in Summe 99 Ereignisse berücksichtigt. In den folgenden Tabellen 5.9 und 5.10 finden sich zum einen die Eintrittswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit der Erosionskategorie und zum anderen in Abhängigkeit des Erosionsmechanismus. Der *USACE* bedient sich an dieser Stelle eines analytischen Ansatzes [163].

Kategorie der inneren Erosion	Bandbreite der Eintrittswahrscheinlichkeit
Dammkörper/Dichtkern	$3 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-3}$
Untergrund	$2 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-2}$
Von Dammkörper in Untergrund	$2 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-3}$
Entlang von Einbauten	$4 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-3}$
In Richtung Drainage	$5 \cdot 10^{-4}$ bis $2 \cdot 10^{-3}$

Tabelle 5.9: Eintrittswahrscheinlichkeit Beginn innere Erosion nach *USBR* - Einteilung nach Erosionskategorie

Mechanismus der inneren Erosion	Bandbreite der Eintrittswahrscheinlichkeit
Rückschreitende Erosion/Piping	$5 \cdot 10^{-4}$ bis $2,5 \cdot 10^{-3}$
Global rückschreitende Erosion	$1 \cdot 10^{-3}$ bis $5 \cdot 10^{-3}$
Kontakterosion	$1 \cdot 10^{-3}$ bis $5 \cdot 10^{-3}$
Suffosion	$6 \cdot 10^{-4}$ bis $2,5 \cdot 10^{-3}$

Tabelle 5.10: Eintrittswahrscheinlichkeit Beginn innere Erosion nach *USBR* - Einteilung nach Erosionsmechanismus

- Fortsetzung der inneren Erosion: Der Prozess der inneren Erosion setzt sich fort, es sei denn, jene Kräfte, welche eine Fortsetzung begünstigen, werden reduziert oder die Bewegung von erodierten Bodenteilchen wird etwa durch ein geeignetes Filtersystem verhindert. Kann von einem freien Austritt der Bodenteilchen ausgegangen werden (kein Filtersystem vorhanden), so kann die Wahrscheinlichkeit der Fortsetzung der inneren Erosion mit $P_{CE} \approx 0,999$ angegeben werden. Zur Abschätzung der Wahrscheinlichkeit beim Vorhandensein eines Filtersystems darf an dieser Stelle auf [163] verwiesen werden. Von entscheidender Bedeutung für die Fortsetzung ist weiters die stetige Fortführung des Erosionsprozesses sowie die Möglichkeit, dass sich der Erosionsprozess durch einen Riss oder eine Öffnung ungehindert fortsetzt.
- Erweiterung der inneren Erosion: Der Erosionsprozess schreitet weiter fort. Es kommt zu einer Erweiterung und Vergrößerung der Erosionswege in der Dammschüttung oder dem Untergrund. Der Gesamtprozess der Erweiterung kann etwa für eine rückschreitende innere Erosion (Piping) (siehe Abbildung 2.4) oder für die Aufweitung einer Erosionsröhre (siehe Abbildung 2.7) in drei separate Prozesse unterteilt werden. Zum Ersten ist dies die Möglichkeit der Ausbildung einer stabilen Erosionsröhre, zum Zweiten der begrenzte wasserseitige Zufluss in die Erosionsröhre und zum Dritten die Möglichkeit einer Selbstfiltration.
- Erfolgreiche Gegenmaßnahmen: In diesem Zwischenschritt werden die möglichen Gegenmaßnahmen sowie deren Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit bewertet. Der Prozess umfasst zum einen das Erkennen der potentiellen Gefahr des Versagens aufgrund von innerer Erosion und zum anderen das gezielte Setzen von Gegenmaßnahmen.
- Bildung einer Bresche: Im finalen Abschnitt entwickelt sich, ausgehend von fortschreitenden Erosionsprozessen, eine Bresche im Dammbauwerk und es kommt zu einem unkontrollierten Ausströmen des aufgestauten Wassers. Mögliche Fehlermechanismen sind dabei: Das Verbinden einer Erosionsröhre mit dem Reservoir, gefolgt von einem Zusammenfallen dieser Röhre und einem Freibordverlust (siehe Abbildung 2.4). Das Versagen durch Ausspülen des luftseitigen Stützkörpers (siehe Abbildung 2.6). Ein Böschungsversagen an der Luftseite aufgrund von höheren Porenwasserdrücken in der luftseitigen Schüttung sowie in Untergrund (siehe Abbildung 2.5).

Zur Abschätzung der Wahrscheinlichkeiten einer Fortsetzung oder Erweiterung der inneren Erosion sowie zur Bewertung von Gegenmaßnahmen und der Breschenbildung geben das *USBR* und der *USACE* ein umfangreiches Tabellenwerk mit Faktoren, welche die jeweilige Eintrittswahrscheinlichkeit beeinflussen, an [163]. An dieser Stelle müssen jedoch qualitative, linguistische Faktoren in quantitative Wahrscheinlichkeiten übergeführt werden. Folgende Tabelle 5.11 gibt dabei eine Hilfestellung bei der Ableitung von linguistischen Beschreibungen hin zu einer expliziten Wahrscheinlichkeit:

Linguistische Beschreibung	Eintrittswahrscheinlichkeit	Grenzen	
		Untere	Obere
Nahezu ausgeschlossen	0,01	0,0	0,05
Sehr unwahrscheinlich	0,1	0,02	0,15
Unwahrscheinlich	0,15	0,04	0,45
Eher unwahrscheinlich	0,25	0,02	0,75
Ausgeglichen	0,50	0,25	0,85
Wahrscheinlich	0,75	0,25	0,95
Eher wahrscheinlich	0,8	0,3	0,99
Sehr wahrscheinlich	0,9	0,75	0,99
Nahezu sicher	0,99	0,9	1,0

Tabelle 5.11: Ableitung von numerischen Wahrscheinlichkeiten ausgehend von einer linguistischen Beschreibung [68]

Ebenfalls einen Ansatz zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion stellen *Foster et al.* [62] vor. Als Datengrundlage dient dabei eine statistische Erhebung von historischen Schadens- und Versagensfällen von Stauanlagen [63], welche nach der *ICOLD* als große Stauanlagen gelten (siehe dazu auch Kapitel 3.2). In der Auswertung werden eine Gesamtanzahl von 11.192 Anlagen sowie 136 Versagensereignisse berücksichtigt. Das vorgestellte Modell erlaubt dem Anwender eine Anpassung an die individuellen Gegebenheiten in der Dammkonstruktion und im Untergrund sowie an einzelne geotechnische Parameter. Die jährliche Gesamtversagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion P_p (siehe Gleichung 5.57) ermittelt sich aus der gewichteten Summe der Versagenswahrscheinlichkeit durch innerer Erosion im Dammkörper P_e , im Untergrund

P_f und vom Dammkörper in den Untergrund P_{ef} . Die Faktoren w_i stellen dabei die jeweiligen Wichtungsfaktoren zur Anpassung an die jeweilige Stauanlage dar.

$$P_p = w_E P_e + w_F P_f + w_{EF} P_{ef} \quad (5.57)$$

Die mittleren jährlichen Versagenswahrscheinlichkeiten können aus Tabelle 5.12 entnommen werden. Zur Bestimmung der einzelnen Wichtungsfaktoren geben *Foster et al.* ebenfalls Tabellen an, um eine Anpassung der Versagenswahrscheinlichkeit an die anlagenspezifischen Randbedingungen vornehmen zu können. Die Produktsuppe der dort angeführten Teilwichtungsfaktoren ergibt sich zum Wichtungsfaktor der jeweiligen Versagenswahrscheinlichkeit:

$$w_i = \prod_{j=1}^{n_i} w_{i(j)} \quad i = E, F, EF \quad (5.58)$$

In den folgenden Tabelle 5.13 bis 5.15 sind jene kalibrierten Teilwichtungsfaktoren zusammengefasst.

5 Theoretische Grundlagen des Risikomodells

Dammtyp	Dammkörper $P_e [10^{-6} \frac{1}{a}]$		Untergrund $P_f [10^{-6} \frac{1}{a}]$		Dammkörper in Untergrund $P_{ef} [10^{-6} \frac{1}{a}]$	
	< 5 J. Betrieb	> 5 J. Betrieb	< 5 J. Betrieb	> 5 J. Betrieb	< 5 J. Betrieb	> 5 J. Betrieb
Homogendamm	2080	190	255	19	19	4
Erddamm mit Filter	190	37	255	19	19	4
Erddamm mit Steinwurf am luftseitigen Fuß	1160	160	255	19	19	4
Zonierter Erddamm (mit Kern)	160	25	255	19	19	4
Zonierter Erd- und Steindamm	150	24	255	19	19	4
Kern mit Erd- und Steinschüttung	(<140)	(<34)	255	19	19	4
Erddamm mit Oberflächenabdichtung	690	75	255	19	19	4
Steindamm mit Oberflächenabdichtung	(<130)	(<17)	255	19	19	4
Erddamm mit nicht- mineralischem Kern	(<130)	(<8)	255	19	19	4
Steindamm mit nicht-mineralischem Kern	(<130)	(<13)	255	19	19	4
Alle Dämme	450	56	255	19	19	4

Tabelle 5.12: Ansätze für die mittlere Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion im Dammkörper P_e , im Untergrund P_f und vom Dammkörper in den Untergrund P_{ef} - adaptiert nach [62]

5 Theoretische Grundlagen des Risikomodells

Merkmal	Erhöhte Wahrscheinlichkeit	Neutral (1,0)	Reduzierte Wahrscheinlichkeit
Filter $w_{E(filt)}$	Bauartuntypisches Fehlen (2,0)	Bauarttypisches Fehlen	Vorhanden, qualitätsabhängig (0,02-0,2)
Kernmaterial Herkunft $w_{E(cgo)}$	Alluvial, äolisch (1,25-1,5)	Vulkanisch, marin lakustrin	Glazial (0,5)
Kernmaterial $w_{E(cst)}$	Dispersive Tone, Sande (1,2-5,0)	hoch plastische Schluffe, Kiese	Tone und tonige/ schluffige Kiese (0,3-0,8)
Verdichtung $w_{E(cc)}$	Keine oder schlecht kontrolliert (1,2-5,0)	Spüldämme Lehmkern ohne Filtersystem	Gewalzt, kontrolliert (0,5)
Durchlässe und Einbauten $w_{E(con)}$	Im Dammkörper mäßige bis schlechte Qualität (2,0-5,0)	Gut in Damm- körper integriert	Keine Einbauten oder mit Filtern (0,5-0,8)
Anschluss Untergrund $w_{E(ft)}$	Steile Widerlager, Überhänge, etc. (1,2-2,0)		Sorgfältiger Ein- schnitt, Betonver- füllung (0,9)
Sickerwasser- vorkommen $w_{E(obs)}$	Zunehmende Durch- feuchtung, Trübung, Trichter (2,0-10,0)	Stationäre Strö- mung, keine Trübung	Geringe bis keine Sickerwässer (0,5-0,7)
Monitoring und Überwachung $w_{E(mon)}$	Monatlich bis jährlich (1,2-2,0)	Unregelmäßige Überwachung, wöchentlich	Täglich bis wöchentlich (0,5-0,8)

Tabelle 5.13: Teilwichtungsfaktoren $w_{E(j)}$ zur Modifikation der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion durch den Dammkörper - adaptiert nach [62]

5 Theoretische Grundlagen des Risikomodells

Merkmal	Erhöhte Wahrscheinlichkeit	Neutral (1,0)	Reduzierte Wahrscheinlichkeit
Filterkörper zwischen Damm und Untergrund $w_{F(filt)}$	Nicht vorhanden trotz Notwendigkeit (1,2)	Nicht vorhanden	Vorhanden (0,8)
Art des Untergrundes $w_{F(fnd)}$	Locker- gestein (5,0)	geklüfteter sowie erodierbarer Fels	Ungeklüfteter Fels (0,05-1,0)
Untergrund- abdichtung Lockergestein $w_{F(cts)}$	Keine oder geringer Ein- schnitt (1,2)	Teilweise ein- gebundene Spund- wand oder Schlitz- wand	Gut ausgeführte Schlitzwand, tiefreichende Konstruktion (0,7-0,8)
Untergrund- abdichtung Festgestein $w_{F(ctr)}$	Flache Spund- oder Dicht- wand (1,5-3,0)	Durchschnittlich ausgeführte Abdichtung	Gut ausgeführte Abdichtung (0,9)
Untergrund Lockergestein $w_{F(sg)}$	Dispersiv, vulkanische Asche, residual (1,2-5,0)	Äolisch, marin, kolluvial	Alluvial oder glazial (0,5-0,9)
Untergrund Festgestein $w_{F(rg)}$	Kalkstein, Dolomit, Basalt, Gips, Marmor, Quarzit (2,0-5,0)		Sandstein, Tonstein, Konglomerate, Gneiss Glimmerschiefer, Schiefer (0,2-0,8)
Sickerwasser- vorkommen $w_{F(obs)}$	Zunehmende Durch- feutung, Trübung, Trichter (2,0-10,0)	Stationäre Strö- mung, keine Trübung	Geringe bis keine Sickerwässer (0,5-0,7)
Porenwasser- druck $w_{F(obb)}$	Sprunghafter Anstieg, schrittweiser Anstieg (2,0-10,0)	Hohe Drücke im Untergrund	Geringe Drücke im Untergrund (0,8)
Monitoring und Überwachung $w_{F(mon)}$	Monatlich bis jährlich (1,2-2,0)	Unregelmäßige Überwachung, wöchentlich	Täglich bis wöchentlich (0,5-0,8)

Tabelle 5.14: Teilwichtungsfaktoren $w_{F(j)}$ zur Modifikation der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion im Untergrund - adaptiert nach [62]

5 Theoretische Grundlagen des Risikomodells

Merkmal	Erhöhte Wahrscheinlichkeit	Neutral (1,0)	Reduzierte Wahrscheinlichkeit
Art der Unter- grundabdichtung $w_{EF(cot)}$	Tief und schmal (1,5)	Mittlere Breite und Tiefe	Flach oder fehlend (0,8)
Art des Unter- grundes $w_{EF(fnd)}$	Festgestein (1,5)		Lockergestein (0,5)
Kontrolle der Erosion im Anschluss- bereich Kern/Unter- grund $w_{EF(ecm)}$	Keine, mittlere bis schlechte Unter- grundbedingungen (1,2-5,0)	Keine, gute Untergrund- bedingungen	Vorhanden, schlechte bis gute Untergrund- bedingungen (0,1-0,5)
Verpressung des Untergrundes $w_{EF(gr)}$	Keine trotz Felsuntergrund (1,3)	Nicht möglich da Boden	Verpressung im Festgestein (0,8)
Untergrund Lockergestein $w_{EF(sg)}$	Kolluvial, glazial (2,0-5,0)		Alluvial, äolisch marin, vulkanisch (0,5-0,8)
Untergrund Festgestein $w_{EF(rg)}$	Basalt, Marmor, Sand- stein mit Schieferung, Gips (1,2-3,0)	Agglomeratre, Granit, Gneis	Sandstein, Kon- glomerat, Schiefer (0,2-0,8)
Kernmaterial Herkunft $w_{EF(cgo)}$	Alluvial, äolisch, kolluvial (1,25-1,5)	Marin, vulkanisch lakustrin	Kiese, Tone, glazial (0,3-0,8)
Kernmaterial $w_{EF(cst)}$	Dispersive Tone, Schluffe, Sande (1,2-5,0)	Kiese, hoch plastische Schluffe	Tonige und schluffige Kiese, Tone (0,3-0,8)
Anschluss Untergrund $w_{EF(ft)}$	Steile Widerlager, Überhänge, etc. (1,1-1,5)		Sorgfältiger Ein- schnitt, Betonver- füllung (0,9)
Sickerwasser- vorkommen $w_{EF(obs)}$	Zunehmende Durch- feutung, Trübung, Trichter (2,0-10,0)	Stationäre Strö- mung, keine Trübung	Geringe bis keine Sickerwässer (0,5-0,7)
Monitoring und Überwachung $w_{EF(mon)}$	Monatlich bis jährlich (1,2-2,0)	Unregelmäßige Überwachung, wöchentlich	Täglich bis wöchentlich (0,5-0,8)

Tabelle 5.15: Teilwichtungsfaktoren $w_{EF(j)}$ zur Modifikation der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion vom Dammkörper in den Untergrund - adaptiert nach [62]

5.9 Erdbebenberechnung von Talsperren

5.9.1 Allgemeines

Der Erdbebenlastfall stellt bei der Bemessung und Sicherheitsbeurteilung von österreichischen Talsperren einen seltenen aber möglichen Lastfall dar. Zu Beginn der 1970er Jahre hat sich die österreichische Staubeckenkommission mit der Sicherheitsfrage im Erdbebenfall beschäftigt und 1974 entsprechende Richtlinien diesbezüglich erlassen [145]. Mit der Veröffentlichung der *Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren* [15] in den Jahren 1996-2001 wurde der Weiterentwicklung des Standes der Technik Sorge getragen. Vor allem Fragen zur Erdbebenanregung, spezifische Fragen zur Berechnung von Talsperren sowie Rechenmethoden und das Verhalten von Talsperren im Erdbebenfall werden in diesen Richtlinien genauer behandelt.

Die direkte Auswirkungen auf das Sperrenbauwerk im Erdbebenfall können aus Kapitel 2.1 entnommen werden. Zur Gewährleistung der Sicherheit wird für österreichische Stauanlagen ein gestaffeltes Sicherheitskonzept verfolgt [15]. Dieses beinhaltet:

- Konstruktive Sicherheit: Sorgfältige Planung, Bauausführung und Instandhaltung der Anlage.
- Überwachung: Messtechnische Überwachung und regelmäßige Inspektionen sowie Erprobungen.
- Notmaßnahmen: Notabsenkung und Evakuierung zur Minimierung der Folgeschäden.

Die Stauanlagenüberwachung sowie etwaige Notmaßnahmen tragen zur Erhöhung der Sicherheit bei, finden jedoch im Erdbebenfall kaum eine Anwendung. Aufgrund der schnellen und ohne Ankündigung stattfindenden Einwirkung eines Erdbebens auf die Anlage würden Daten aus der Bauwerksüberwachung und daraus abgeleitete Maßnahmen immer zu spät kommen. Folglich ist die Verhinderung eines Schadens an der Stauanlage primär eine Aufgabe des konstruktiven Entwurfes. Oberste Prämisse ist es also, eine Stauanlage so zu bemessen, errichten und instandzuhalten, dass sie einer Erdbebeneinwirkung ohne kritischen Schaden standhält.

Eine Stauanlage ist jedenfalls so auszulegen, dass sie folgenden zwei Erdbebenlastfällen standhält [75]:

- Betriebserdbeben (Operating Basis Earthquake, OBE): Als Betriebserdbeben ist jenes Beben anzusetzen, welches in 100 Jahren mit einer 50% igen Wahrscheinlichkeit nicht überschritten wird. Die daraus abgeleitete seismische Einwirkung entspricht etwa einem 145 jährlichen Erdbeben. Im Zuge eines Betriebserdbebens dürfen keine nennenswerten Schäden an der Stauanlage auftreten und die Betriebssicherheit muss zu jedem Zeitpunkt gewährleistet sein. Für ein OBE-Ereignis findet sich in [15] eine Erdbebenkarte, welche die maximalen horizontalen Bodenbeschleunigungen für ein Betriebserdbeben angibt (siehe Abbildung A.1). An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass diese OBE-Zoneneinteilung aus einen Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 200 Jahren abgeleitet ist. Hinsichtlich der Wiederkehrperiode findet sich im *Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben* [50] ein Wert von 475 Jahren. Daraus resultiert eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren.
- Maximal Denkbare Erdbeben (Maximum Credible Earthquake, MCE): Als maximal denkbares Erdbeben wird das größtmöglich jedoch „vernünftig“ ansetzbare Beben bezeichnet. Es dürfen keine Schäden an der Stauanlage auftreten, welche zu einem unkontrollierten Wasserverlust führen. Begrenzte, kleinere Schäden können jedoch toleriert werden. Für Österreich wurde auf Basis von Ergebnissen der Extremwertstatistik, Aufzeichnungen aus historischen Erdbeben sowie weiteren geologischen Informationen eine MCE-Zonenkarte erstellt (siehe Abbildung A.2). Eine explizite Wiederkehrperiode kann dem so abgeleiteten MCE nicht zugewiesen werden. Die Zoneneinteilung soll nur als Anhalt dienen und versteht sich als Ergänzung zu einem seismologischen Gutachten für den jeweiligen Standort der Sperre. Nach der *ICOLD* wird für das MCE eine Wiederkehrperiode von etwa 10.000 Jahren vorgeschlagen [80].

Die Lastfälle des OBE sowie des MCE finden auch in der österreichischen *Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Stauanlagen* [15] der Staubeckenkommission Anwendung.

Die *ICOLD* definiert im *Bulletin 148 - Selecting seismic Parameters for large Dams* [80] (Überarbeitung von *Bulletin 72*) neben dem Operating Basis Earthquake das Safety Evaluation Earthquake (SEE). Dabei beschreibt das SSE jenes Beben, für welches begrenzt Schäden an der Anlage erlaubt sind. Die gesamte Standsicherheit muss aber zu jedem Zeitpunkt gewährleistet werden. Die Wiederkehrperiode wird dabei ebenfalls mit 10.000 Jahren angegeben.

5.9.2 Berechnungsgrundlagen für die Erdbebenberechnung von Dämmen

Zur Berechnung der Standsicherheit von Stauanlagen im Erdbebenfall kommen eine Reihe an Rechenverfahren zur Anwendung. Dem Ansatz nach unterscheiden sich zwei Gruppen an Verfahren. Zum einen ist dies eine pseudostatische Berechnung basierend auf effektiven horizontalen bzw. vertikalen Beschleunigungen, ohne einer zumindest näherungsweise Berücksichtigung der Aufschaukelung im Bauwerk und zum anderen unterschiedliche, dynamische Rechenverfahren. Als lineare Berechnungen eignen sich die Eigenfrequenzanalyse mit der Antwortspektrenmethode oder die Zeitintegration und als nichtlineare Berechnung, die direkte Integration.

Die folgende Tabelle 5.16 gibt einen Überblick über die Rechenverfahren von Schüttdämmen im Erdbebenfall.

	Rechenmethode	Modellierung von		
		Stausee	Untergrund	Nichtlinearitäten
Statisch	Pseudostatische Berechnung	Mitschwingende Wassermassen	starr	nein
	Dynamische Näherungsberechnungen	Mitschwingende Wassermassen	starr	näherungsweise
Dynamisch	Eigenschwingungsanalyse mit Antwortspektrenmethode	Mitschwingende Wassermassen	Finite Elemente masselos	nein
	Eigenschwingungsanalyse mit Zeitintegration	Mitschwingende Wassermassen	Finite Elemente masselos	nein
	Direkte Integration	Mitschwingende Wassermassen oder Finite Elemente und Randelemente	Finite Elemente masselos oder Randelemente	ja

Tabelle 5.16: Rechenverfahren zur Erdbebenberechnung für Schüttdämme im Überblick - vgl. [15]

Erdbebenberechnungen werden in Österreich entsprechend der *Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen* des BMLFUW [14] durchgeführt. Als Standardverfahren wird die pseudostatische Analyse vorgeschlagen. Eine zusätzliche dynamische Analyse ist jedenfalls bei Dämmen für Talsperren und Speicherbecken bzw. Rückstaudämmen von Flussstauanlagen mit einer Höhe von mehr als 15 m oder einem Speicherinhalt von mehr als 500.000 m³ durchzuführen.

Im Zuge der Erdbebenberechnung einer Stauanlage sind nicht nur die Auswirkungen auf das Absperrbauwerk selbst zu untersuchen. Ferner ist die Untersuchung auf die gesamte Anlage inklusive Nebenanlagen und Staubecken auszuweiten und hat auch indirekte Einwirkungen zu enthalten. Etwaige Beeinflussungen der Stauanlage durch ein Beben können der Ausfall von Betriebseinrichtungen, der Verlust des Freibords aufgrund von Setzungen oder Verschiebungen im Untergrund entlang von Störungen sein.

5.9.3 Pseudostatische Berechnung

Beim pseudostatischen Berechnungsverfahren (Ersatzlastverfahren) findet die Erdbebenwirkung auf das Absperrbauwerk durch das Ansetzen von statische Ersatzkräfte in horizontaler und vertikaler Richtung Berücksichtigung. Die Beschleunigungen werden stets als effektive Beschleunigungen in der jeweiligen Richtung angesetzt. Diese effektiven Beschleunigungswerte weisen etwa 70 % der maximalen Bodenbeschleunigung auf. Eine Veränderung dieser Werte über die Höhe des Dammes wird nicht berücksichtigt. Eine hydrodynamische Wirkung des Wassers kann durch das Aufbringen von zusätzlichen Wassermassen Berücksichtigung finden.

Das doch sehr einfach zu handhabende, pseudostatische Rechenverfahren findet seine Anwendung bei kleinen Betonsperren und Schüttdämmen. Aufgrund der entsprechenden Vereinfachungen in den Berechnungsannahmen liegen strengere Kriterien bei den Sicherheitsnachweisen vor. Weiters sei darauf hingewiesen, dass die Vereinfachungen keineswegs zu konservativen Ergebnissen in der Berechnung führen. Die Anwendung des pseudostatischen Verfahrens wird etwa in [15] oder [95] beschrieben.

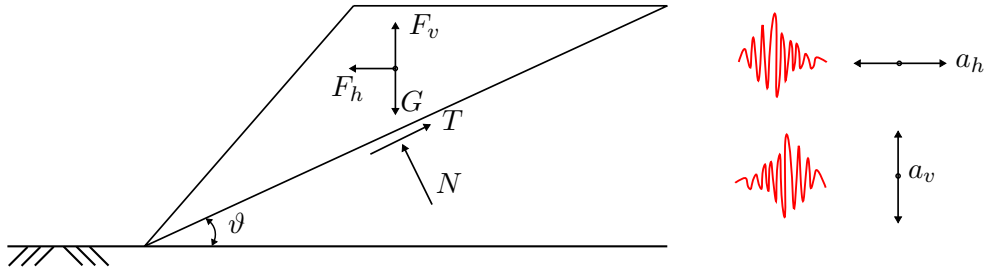


Abbildung 5.26: Prinzipskizze der pseudostatischen Erdbebenermittlung

Die anzusetzenden Ersatzlasten in horizontaler bzw. vertikaler Richtung ergeben sich zu:

$$F_h = \frac{a_h G}{g} = k_h G \quad \text{bzw.} \quad F_v = \frac{a_v G}{g} = k_v G \quad (5.59)$$

Der Sicherheitsfaktor FS_{dyn} entspricht der globalen Sicherheit η und ergibt sich nach Gleichung 5.60 zu:

$$FS_{dyn} = \eta = \frac{c \cdot L + [(G - F_v) \cdot \cos\vartheta - F_h \cdot \sin\vartheta] \cdot \tan\varphi}{(G - F_v) \cdot \sin\vartheta + F_h \cdot \cos\vartheta} \quad (5.60)$$

Die Mindestsicherheiten für den Erdbebenfall sind in der Dammbaurichtlinie festgelegt. Hier werden 3 Lastfallklassen unterschieden [14]:

- Lastfallklasse 1 - Planmäßige Einwirkungen: Etwa die Absenkung des Stauens durch den Regelbetrieb der Anlage. Geforderte Mindestsicherheit $\eta = 1,3$.
- Lastfallklasse 2 - Außerplanmäßige Einwirkungen: Etwa ein 5000-jährliches Hochwasserereignis, ein Betriebserdbeben (OBE) oder eine Schnellabsenkung des Stauspiegels. Jene Einwirkungen sind mit den Einwirkungen der Lastfallklasse 1 zu überlagern, wobei nur ein Ereignis anzusetzen ist. Geforderte Mindestsicherheit $\eta = 1,2$.
- Lastfallklasse 3 - Extreme Einwirkungen: Ein Maximal Denkbare Erdbeben (MCE). Jeweils ein extremes Einzelereignis wird mit der Lastfallklasse 1 überlagert. Geforderte Mindestsicherheit $\eta = 1,1$.

Wasserseitig werden die untersuchten Gleitkreise sowohl beim OBE als auch beim MCE mit den ungünstigsten Wasserspiegellagen überlagert. Die luftseitigen Gleitkreise am Schüttkörper werden unter Vollstau ermittelt.

5.9.4 Dynamische Näherungsberechnungen

Bei den dynamischen Näherungsverfahren zur Erdbebenberechnungen von Talsperren handelt es sich dem Grund nach um quasi statische Rechenverfahren, welche auf Grundlage von Parameterstudien eine näherungsweise Ermittlung der Trägheitskräfte vornehmen. Bekannte Ansätze sind etwa das Verfahren nach *Chopra* [28] zur Berechnung von Gewichtsmauern unter Erdbebeneinwirkung. Die Verteilung der Massenkräfte wird auf Grundlage einer näherungsweise Ermittlung der ersten Eigenschwingung des Bauwerks angesetzt. Die hydrodynamischen Kräfte zufolge der Wasserlast werden nach dem Verfahren nach *Westergaard* (Konzept der Zusatzmassen - siehe etwa [170]) ermittelt und der Untergrund wird als starr angenommen. Zur Berechnung von Schüttdämmen können etwa die Verfahren nach *Newmark* [114] oder *Makdisi* und *Seed* [107] genannt werden. Bei diesen Methoden handelt es sich um Gleitkreisberechnungen, mit einer näherungsweise Ermittlung der dynamischen Kräfte. Die Anwendung dieser Näherungsverfahren wird etwa in [15] beschrieben.

5.9.5 Methode mit Antwortspektren

Die Antwortspektrenmethode zählt zu den modalen Analysen. Im ersten Schritt des Verfahrens werden die Eigenfrequenzen, Eigenformen und Anteilsfaktoren ermittelt. Das gekoppelte System wird dazu in voneinander unabhängige Einmassenschwinger zerlegt und in weiterer Folge die Antwort auf die Erdbebenanregung berechnet. Für jede Eigenform werden, mit Hilfe des Bemessungsspektrums, die maximalen Verschiebungen, Spannungen und Schnittgrößen berechnet. Die Ergebnisse der einzelnen Eigenformen werden im nächsten Schritt überlagert, wobei aber berücksichtigt werden muss, dass die Maxima nicht gleichzeitig auftreten. Die Antwortspektrenmethode überzeugt durch ihre einfache Handhabung und ist in zahlreichen Richtlinien verankert. Grundsätzlich fehlt jedoch die Information über den zeitlichen Verlauf des Schwingvorganges sowie über die Dauer der Erdbebeneinwirkung. Die Anwendung beschränkt sich jedenfalls auf linear-elastische Systeme, da nur für solche eine Modalanalyse durchführbar ist.

5.9.6 Methoden im Zeitbereich

Modale Analyse

Die modale Analyse mit Zeitintegration stellt ein dynamisches Berechnungsverfahren dar, welches eine Zeitabhängigkeit der Belastung berücksichtigt. Für jede Eigenform werden, ausgehend von Beschleunigungszeitverläufen, eine Zeitintegration durchgeführt und die Ergebnisse Zeitschritt für Zeitschritt, nach dem Superpositionsprinzip überlagert. Das Ergebnis sind folglich die zeitlichen Verläufe der Verschiebungen und Spannungen der Struktur. Die Anwendung der modalen Analyse im Zeitbereich beschränkt sich ebenfalls nur auf linear elastische Systeme.

Direkte Integration der Bewegungsgleichungen

Die Bewegungsgleichungen werden direkt mit Hilfe eines numerischen Integrationsverfahrens gelöst. Zumeist kommen an dieser Stelle Differenzenverfahren, wie etwa die Methoden von *Wilson* oder *Newmark*, zur zeitlichen Integration zur Anwendung. Als Standardmethode für nichtlineare Problemstellungen fällt bei der direkten Integration ein erheblicher Rechenaufwand an [95].

5.9.7 Methoden im Frequenzbereich

Ein weiterer Ansatz zur Lösung der Bewegungsgleichungen besteht darin, alle zeitabhängigen Größen (Beschleunigungszeitverlauf) zuerst im Frequenzbereich, mittels einer Fourier-Transformation darzustellen. Im nächsten Schritt wird die Struktur für eine Anzahl von harmonischen Anregungen berechnet, wobei für eine jede Frequenz im Wesentlichen eine statische Berechnung mit einer komplexen Steifigkeitsmatrix durchzuführen ist [15]. Abgeschlossen wird die Methodik durch eine Rücktransformation der gesuchten Kraft- und Verschiebungsgrößen vom Frequenzbereich zurück in den Zeitbereich. Die Methode beschränkt sich ebenfalls auf lineare Systeme

5.10 Ansätze zur Breschenentwicklung bei Staudämmen

Im folgenden Abschnitt werden die Grundlagen zur Thematik der Breschenentwicklung bei Staudämmen erläutert. Dabei werden sowohl empirisch-parametrisierte als auch physikalisch-analytische Ansätze zur Breschenentwicklung vorgestellt.

5.10.1 Empirisch parametrisierte Ansätze

Aus Daten von sowohl dokumentierten Versagensfällen, als auch durchgeführten Laborversuchen, wurden in den vergangenen Jahrzehnten eine Reihe von empirischen Ansätzen entwickelt. Kennzeichnend für diese Ansätze zur Breschenentwicklung sind die Bezugnahme auf charakteristische Dammparameter wie etwa Dammhöhe oder Speichervolumen. So lassen sich auf einfache Art und Weise, Werte für den Spitzenabfluss ermitteln, ohne jedoch eine Aussage über Form und Dauer der Abflussganglinie aus dem Speicher treffen zu können.

Des Weiteren weisen die empirisch parametrisierten Ansätze Anwendungsgrenzen hinsichtlich des Schüttmaterials, der Dammhöhe und/oder des Speicherinhalts auf. Im Zuge einer Vorstudie liefert ein Vergleich von unterschiedlichen Ansätzen oftmals einen wichtigen Anhaltspunkt über den quantitativen Bereich des Spitzenabflusses. Eine Zusammenstellung von unterschiedlichen empirischen Ansätzen findet sich in der Arbeit von Wu [173] bzw. in Tabelle 5.17.

5.10.1.1 Verfahren nach Rüdisser

Rüdisser untersuchte im Rahmen einer Versuchsserie die Breschenentwicklung zufolge Überströmen an Modelldämmen mit unterschiedlichen Stützkörpermaterialien. Die Arbeit resultiert in einer Gleichung zur Ermittlung des Spitzenabflusses in folgender Form:

$$Q_P = 0,0328 \cdot (HV)^{0,625} \quad (5.61)$$

Die Form der Abflussganglinie lässt sich dabei anhand von charakteristischen Wellenformen ableiten. Für eine detailliertere Beschreibung des Verfahrens darf an dieser Stelle auf [126] verwiesen werden.

5 Theoretische Grundlagen des Risikomodells

Referenz	vorgeschlagener Ansatz	Fallstudien	Bemerkungen
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = 1,268(h_w + 0,3)^{2,5}$	16 u. 5 hyp. Fälle	
SCS (1981)	$Q_p = 16,6(h_w)^{1,85}$	13	
Hagen (1982)	$Q_p = 0,54(h_d S)^{0,5}$	6	
Singh and Snorrason (1984)	$Q_p = 1,776S^{0,47}$ $Q_p = (h_d)^{1,89}$	20 reale Fälle 8 sim. Fälle	Ansatz auf Basis der Simulationen
MacDonald and Langridge-Minopolis (1984)	$V_{er} = 0,0261(V_w h_w)^{0,769}$ $V_{er} = 0,00348(V_w h_w)^{0,852}$ $t_f = 0,0179(V_{er})^{0,364}$	42	Erddämme keine Erddämme
Costa (1985)	$Q_p = 1,154(V_w h_w)^{0,41}$		
Evans (1986)	$Q_p = 0,981(h_d S)^{0,42}$	31	aus konstr. Dämmen
USBR (1988)	$Q_p = 0,72(V_w)^{0,53}$ $B_{avg} = 3h_w ; t_f = 0,011B_{avg}$ $Q_p = 19,1(h_w)^{1,85}$	21	
Von Thun and Gilette (1990)	$B_{avg} = 2,5h_w + C_b$ $t_f = B_{avg}/(4h_w)$ $t_f = B_{avg}/(4h_w + 61)$	57	Erosion (Erosionsresistent) (Erosionsanfällig)
Fröhlich (1995a)	$Q_p = 0,607(V_w)^{0,295}(h_w)^{1,24}$	22	
Fröhlich (1995b)	$B_{avg} = 0,1803K_0(V_w)^{0,32}(h_b)^{0,19}$ $t_f = 0,00254(V_w)^{0,53}(h_b)^{-0,9}$	63	Überströmen und innere Erosion in K_0
Walder and O'Connor (1997)	$Q_p = f(V_w, \text{Erodierbarkeit})$		Erosion
Xu and Zhang (2009)	$B, Q_p,$ $t_f = f(V_w, h_w, \text{Erodierbarkeit})$	75	Überströmen, innere Erosion, Erodierbarkeit
Pierce et al (2010)	$Q_p = 0,0176(Vh)^{0,606}$ $Q_p = 0,038V^{0,475}h^{1,09}$	87	

Tabelle 5.17: Zusammenfassung ausgewählter parametrisierter Ansätze zur Breschenentwicklung - vgl. [173]

5.10.2 Physikalisch-Analytische Ansätze

Im Gegensatz zu den empirischen Ansätzen bedienen sich die physikalischen Ansätze analytischen oder numerischen Auswertungen von Gleichungen wie etwa einer Wehrgleichung, den Saint-Venant oder Exner Gleichungen. Weiters bedienen sich diese Ansätze auch einem Sedimenttransport, um so die Entwicklung der Bresche in Längs- bzw. Querrichtung zu beschreiben.

Die mathematische Beschreibung der räumlichen Entwicklung einer Bresche ist eine

äußerst komplexe Aufgabe. So erfolgt die Aufteilung der Breschenentwicklung getrennt in Längs- und in Querrichtung. Wird die Entwicklung in Längsrichtung zumeist nur auf einen Mechanismus begrenzt, so werden in Querrichtung oft unterschiedliche Breschenformen berücksichtigt. Desweiteren stellt die Breschenentwicklung bei Zonendämmen eine nochmals komplexere Aufgabe dar. Weisen doch unterschiedlich verbauten Schüttmaterialien unterschiedliche Widerstände gegen Erosion auf.

Für den Breschenquerschnitt werden häufig, die in der Gerinnehydraulik üblichen Trapez-, Rechteck- oder Parabelprofile angesetzt (siehe dazu Abbildung 5.27). Besonderes Augenmerk ist an dieser Stelle auf die Böschungen der Bresche zu legen. Durch ein plötzliches Abgleiten eines Teiles der Breschenböschung kommt es zu einer sofortigen Querschnittserweiterung und somit einem sprunghaften Anstieg der Abflussganglinie.

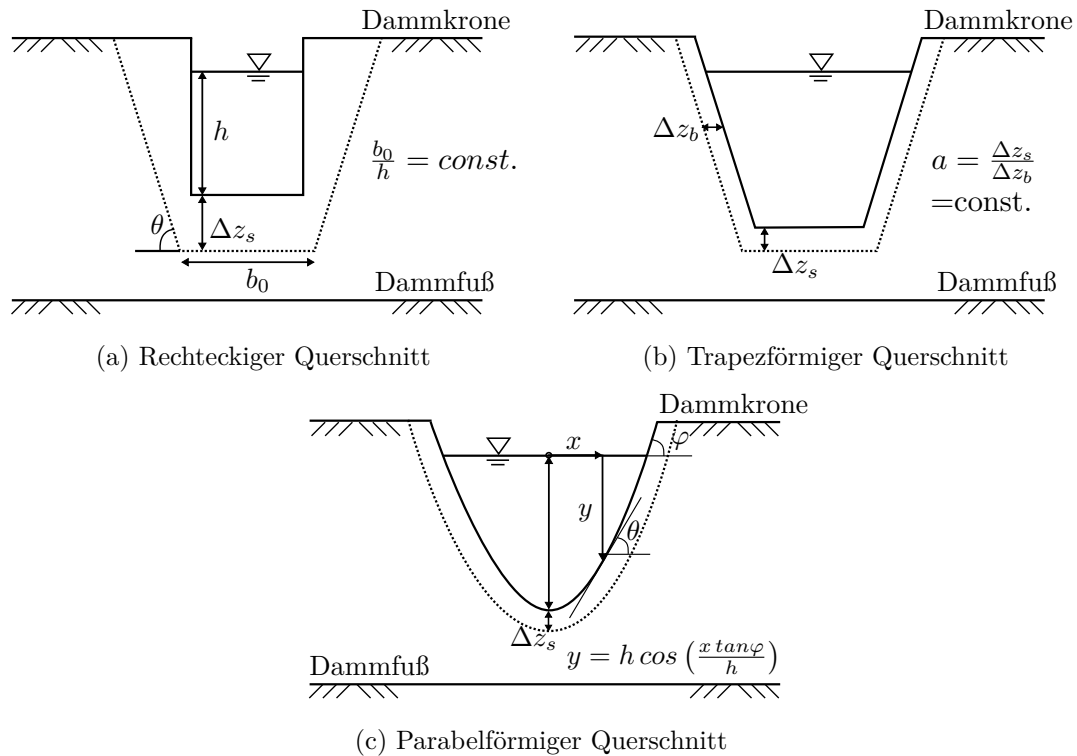
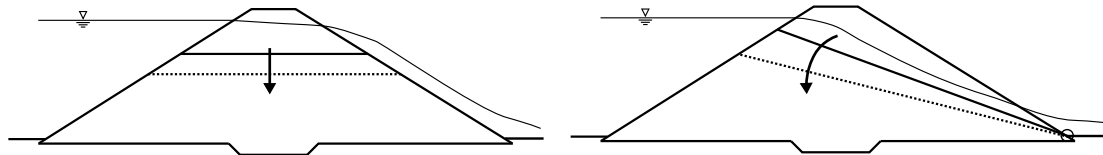


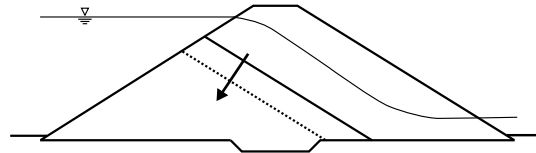
Abbildung 5.27: Ansätze zur Entwicklung einer Dammbresche in Querrichtung

Als mögliche Mechanismen zur Breschenentwicklung in Längsrichtung kann zu einen der horizontale Abtrag parallel zur Dammkronen genannt werden (siehe Abbildung 5.28a)

genannt werden. Diesem Ansatz liegt etwa das Modell nach *Broich* [21] zugrunde. Weitere Ansätze sind etwa die Breschenentwicklung mit Rotation am luftseitigen Dammfuß (siehe Abbildung 5.28b), sowie eine Erosion parallel zur Dammböschung (Abbildung 5.28c) [65].



(a) Breschenentwicklung parallel zur Dammkrone (b) Breschenentwicklung mit Rotation am luftseitigen Dammfuß



(c) Breschenentwicklung parallel zur luftseitigen Dammböschung

Abbildung 5.28: Ansätze zur Entwicklung einer Dammbresche in Längsrichtung

Neuerlich wird an dieser Stelle auf die jeweiligen Anwendungsgrenzen des jeweiligen Ansatzes hingewiesen. Eine Missachtung dieser Grenzen kann zu fehlerhaften Ergebnissen führen. Die Tabellen 5.18 und 5.19 enthalten eine Zusammenstellung von vereinfachten analytisch-physikalischen Ansätzen und Tabelle 5.20 eine Aufstellung von mehrdimensionalen physikalischen Ansätzen [173].

5.10.2.1 Verfahren nach Broich

Das von *Broich* entwickelte Verfahren zur Berechnung von Abflussganglinien beim Versagen von Schüttdämmen stellt ein vereinfachtes physikalisches Verfahren dar [20]. Der Ansatz verwendet einen expliziten Algorithmus zur Berechnung der Wasserspiegellage, des Breschendurchflusses und der Breschenaufweitung. Für die Abflussberechnung kommt

eine erweiterte Form der Überfallformel nach *Poleni-Weisbach* zur Anwendung:

$$Q = c\mu b\sqrt{gh}h_{gr}^{\frac{3}{2}} \quad (5.62)$$

Wobei c einen dimensionslosen Faktor für Rückstauinflüsse darstellt.

Der Massenerhalt des erodierten Dammmaterials wird dabei mit der Exner-Gleichung in folgender Form sichergestellt:

$$\frac{dV_{erod}}{dt} + \frac{1}{1-p}(V_{s1} - V_{s2}) \quad (5.63)$$

Hierbei beschreibt V_{erod} das erodierte Feststoffvolumen und V_{s1} bzw. V_{s2} jenes Sedimentvolumen, das den wasserseitigen bzw. luftseitigen Kontrollquerschnitt passiert.

Hinsichtlich der Breschenentwicklung in Querrichtung nimmt *Broich* einen trapezförmigen Querschnitt mit horizontaler Sohle an. Die Neigung der Breschenböschung wird mit $m_b = \tan(\alpha) = 0,5$ festgelegt und das Verhältnis a von vertikaler Eintiefung Δz_s zu seitlicher Aufweitung Δz_b als konstant angenommen (siehe dazu auch Abbildung 5.27b). Die Breschenentwicklung in Längsrichtung sieht einen Sedimentabtrag parallel zur Dammkrone vor (siehe Abbildung 5.28a).

Über eine Iterationsschleife wird nun der vertikale Abtrag an der Breschensohle ermittelt. Nach einer Prüfung der Anfangsbedingungen erfolgt die Berechnung des Breschendurchflusses nach Gleichung 5.62. Es folgt die Berechnung des Sedimenttransportes, in Abhängigkeit des gewählten Modelles mit anschließender Ermittlung der vertikalen und horizontalen Breschenaufweitung. Diese Schritte werden so lange wiederholt, bis die vertikale Erosion in zwei aufeinanderfolgenden Zeitschritten zum Stillstand kommt. Anschließend wird, in Abhängigkeit der Speicherinhaltslinie der neue Wasserstand im Reservoir ermittelt und wieder bei der Ermittlung des Breschendurchflusses begonnen.

Im Zuge der Iteration wird auch der nichtlineare Zusammenhang zwischen Sedimenttransport und Strömungsverhalten berücksichtigt. Als Abbruchkriterium dient folgende Beziehung:

$$\frac{|\Delta z_s^{(i)} - \Delta z_s^{(i-1)}|}{\Delta z_s^{(i-1)}} \leq \epsilon \quad (5.64)$$

Für die Wasserspiegellage im Speicher und den Breschendurchfluss kann eine QH-

Beziehung in Form einer Volumenbilanz angeschrieben werden:

$$\sum Q_{Abfluss} - \sum Q_{Zufluss} = A_{Reservoir}(h) \frac{dh}{dt} \quad (5.65)$$

Für eine trapezförmige Initialbresche mit $m_b = \tan(\alpha) = 0,5$ mit $\alpha = 26,565^\circ$ folgt das erodierte Sedimentvolumen ΔV_{erod} im Zeitschritt Δt folgender Beziehung:

$$\Delta V_{erod} = A_s \frac{l_0 + l_1}{2} + A_b \frac{l_0 + b_k}{2} \quad (5.66)$$

Für den Abtragungsquerschnitt an der Breschensohle A_s bzw. den seitlichen Abtragungsquerschnitt A_b gilt:

$$A_s = \Delta z_s (b_0 + \Delta z_b - \tan \alpha \Delta z_s) \text{ sowie } A_b = h_{b0} \Delta z_b \quad (5.67)$$

sowie für die obere Breschenbreite:

$$b_1 = b_0 + \Delta z_b \quad (5.68)$$

Das erodierte Volumen ΔV_{erod} ergibt sich demzufolge zu:

$$\Delta V_{erod} = \Delta z_s (b_0 + \Delta z_b - \tan \alpha \Delta z_s) \left(l_0 + \frac{\Delta z_s}{2} (m_o - m_u) \right) + \frac{h_{b0} \Delta z_b}{2} (l_0 + b_k) \quad (5.69)$$

mit

$$\Delta z_b = a \Delta z_s \quad (5.70)$$

Im nächsten Schritt lässt sich ein Polynom zweiten Grades in folgender Form ableiten:

$$A \Delta z_s^2 + B \Delta z_s - C = 0 \quad (5.71)$$

Die Koeffizienten ergeben sich zu:

$$A = \frac{1}{2} b_0 (m_o + m_u) + a l_0 - \tan \alpha l_0 \quad (5.72)$$

$$B = b_0 l_0 + \frac{a}{2} h_{b0} (l_0 + b_k)$$

Zum einen ist dies der Ansatz nach *Meyer-Peter* und *Müller* [110] und zum zweiten jener nach *Smart* und *Jäggi* [137].

Die Ermittlung des Sedimenttransportes über eine Beziehung von Schleppspannung und Korngröße nach *Meyer-Peter* und *Müller* stellt historisch gesehen einen der ersten Ansätze zum Sedimenttransport dar. Auf Grundlage von hydraulischen Modellversuchen mit gleichförmigen Sanden und Kiesen in einem ebenen Gerinnebett wurde versucht, die verfügbare Schleppspannung aus dem Abfluss, mit der kritischen Schleppspannung zu Beginn der Bewegung des Sediments, in Verbindung zu setzen (siehe Abbildung 5.30).

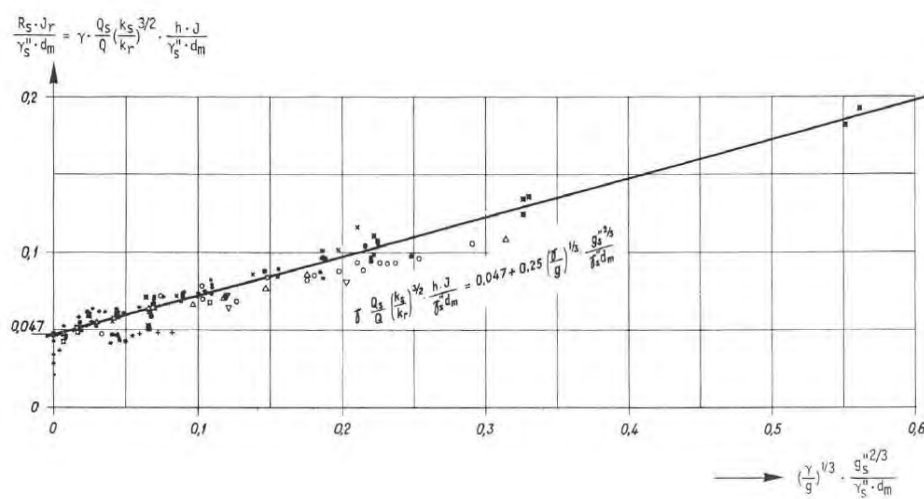


Abbildung 5.30: Diagramm nach *Meyer-Peter* und *Müller* [110]

Die Anwendungsgrenzen liegen bei einem maximalen Sohlgefälle von $J \leq 2,0 \%$, meinem mittleren Korndurchmesser von $0,4 \text{ mm} \leq d_{50} \leq 29,0 \text{ mm}$ und einer Strömungsgeschwindigkeit $v \leq 2,9 \text{ m/s}$. Die Gleichgewichtsbedingung für den Sedimenttransport kann wie folgt angegeben werden:

$$\gamma_w \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \frac{hJ}{\gamma_s'' d_m} = A + B \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \frac{g_s^{1/2/3}}{\gamma_s'' d_m} \quad (5.75)$$

oder aber:

$$\tau' = \tau_{cr} + \tau_g \quad (5.76)$$

Die Konstanten A bzw. B ergeben sich zu $A = 0,047$ und $B = 0,25$. Weiters beschreibt die Variable $k_s [m^{1/3}/s]$ den Sohlwiderstand und die Variable $k_r [m^{1/3}/s]$ den Widerstand aufgrund der Kornreibung. Die Geschiebetransportkapazität wird durch $g_s [t/m \cdot s]$ angegeben. Der Parameter τ' ist gegenüber der mittleren Schubspannung an der Gerinnesohle $\tau = \rho_w g h J$ durch die Faktoren $\left(\frac{Q_s}{Q}\right)$ sowie $\left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2}$ reduziert.

Aufbauend auf den Daten der Versuche von *Meyer-Peter* und *Müller* entwickelten *Smart* und *Jäggi* [137] einen Ansatz zum Sedimenttransport für höhere Gefällebereiche. Ausgehend von Versuchen in natürlichen Gerinnen, wird die Sedimentationsrate $q_B [m^3/m \cdot s]$ in Abhängigkeit des Sohlgefälles und des Abflusses ermittelt. Der Anwendungsbereich des Ansatzes liegt bei einem Gefälle von $0,2\% \leq J \leq 20\%$. Bei einem steileren Sohlgefälle kann keine Unterscheidung zwischen einem Sedimenttransport und Geschiebetransport mehr gezogen werden. Es tritt weiters eine Art Kriechen des Untergrundes, verglichen mit dem Beginn eines Murganges, auf. Nach *Rickenmann* [128] beschränkt sich die Anwendung des Ansatzes nach *Smart* und *Jäggi* weiters auf Sedimente mit einer Ungleichförmigkeitszahl von $C_u \leq 10$.

Die Sedimentationsrate q_B nach *Smart und Jäggi* kann wie folgt angegeben werden:

$$q_B = \frac{4}{(s-1)} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0,2} q J^{1,6} \left(1 - \frac{\theta_{cr}(s-1)d_m}{h_m J}\right) \quad (5.77)$$

Nach *Smart* und *Jäggi* besteht in deren Ansatz nur eine schwache Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl C_u , weshalb dieser Faktor teilweise auch vernachlässigt werden darf. Im Falle einer Vernachlässigung empfehlen sie, den Wert auf 1,05 zu setzen. Gleichung 5.77 ergibt sich folglich zu:

$$q_B = \frac{4,2}{(s-1)} q J^{1,6} \left(1 - \frac{\theta_{cr}(s-1)d_m}{h_m J}\right) \quad (5.78)$$

Die Variablen θ_{cr} und s in den Gleichungen 5.77 bzw. 5.78 beschreiben dabei die kritische Schubspannung (Shields-Parameter) sowie das Verhältnis von Sedimentdichte zu Flüssigkeitsdichte. Der Vergleich mit dem Sedimenttransportansatz nach *Meyer-Peter*

und Müller zeigt, dass jener von Smart und Jäggi den Sedimenttransport in einem Gefällebereich zwischen 2 und 5 ‰ unterschätzen. In diesem Fall empfiehlt sich eine Verdoppelung der theoretischen Transportrate.

Sowohl der Sedimenttransport nach Meyer-Peter und Müller als auch jener nach Smart und Jäggi sind im Programmpaket *DEICH* [21] enthalten.

Model	Breschenform		Durchfluss	Sedimenttransport	Geomechanik	Lösungsansatz	Bemerkungen
	Quer	Längs					
Singh and Scailatos (1988)	Dreieck		breite Wehr Formel	Erosionsrate als Funktion der Fließgeschwindigkeit		Analytische Lösung	Vereinfachte Speicherinhaltslinie
	Trapez Rechteck		Wehr Formel	Funktion aus Fließgeschwindigkeit und Wassertiefe		Analytische Lösung	Vereinfachte Speicherinhaltslinie
Rezov (2003)	Rechteck	Exner Gleichung	Wehr Formel	Funktion der Fließgeschwindigkeit		Analytische Lösung	Vereinfachte Speicherinhaltslinie, Steinschütt-dämme
Franca and Almeida (2004)	experimentell bestimmt		Wehr Formel			Analytische Lösung	Vereinfachte Speicherinhaltslinie
Macchione and Rino (2008)	Dreieck		Wehr Formel	Funktion der Schleppspannung		Analytische Lösung	Vereinfachte Speicherinhaltslinie
Cristofano (1965)	Trapez		breite Wehr Formel	Christofano	kein seitl. Ausbruch	Iterativ	
BRDAM (Brown and Rodgers 1981)	Basisbreite Parabel	konst. Neigung	Wehr Formel Rohrformel bei Innere Erosion	Schoklitsch	Keilausbruch bei Innerer Erosion, kein seitl. Ausbruch	Numerisch	
Ponce and Tsivoglou (1981)	Aus Kronenbreite und Durchfluss stabiler Abschnitt	Exner Gleichung	Saint-Venant Gleichung	Meyer-Peter Müller	kein seitl. Ausbruch	Finite diff. Methode	
Lou (1981)	Aus effektiver Scherspannung	Exner Gleichung	Saint-Venant Gleichung	DuBoys Einstein Meyer-Peter Müller	kein seitl. Ausbruch	Finite diff. Methode	
Nogueira (1984)	Aus effektiver Scherspannung	Exner Gleichung	Saint-Venant Gleichung	lineare Erosion	kein seitl. Ausbruch	Finite diff. Methode	
DAMBRK (Fread 1984)	Trapez	konst. Neigung	Wehr Formel		keine	Numerisch	
BEED (Singh and Scailatos 1985)	Rechteck	konst. Neigung	Wehr Formel	Meyer-Peter Müller, Einstein and Brown	Seitliche Breschenstabilität	Iterativ	
	Trapez	konst. Neigung	Wehr Formel			Numerisch	

Tabelle 5.18: Zusammenfassung ausgewählter vereinfachter physikalischer Ansätze zur Breschenentwicklung (1/2) [173]

Model	Breschenform		Durchfluss	Sedimenttransport	Geomechanik	Lösungsansatz	Bemerkungen
	Quer	Längs					
EMBANK (Chen and Anderson 1986)	Schichterosion		breite Wehr Formel	DuBoys Shields Diagramm		Iterative Nomogramme	Straßen- dämme
NWS BREACH (Fread 1988)	Breschenbreite unbestimmt	Rechteck Trapez	konst. Neigung	Meyer-Peter Müller angepasst von Smart	Seitl. Breschen- stabilität Keilausbruch	Numerisch Iterativ	
DEICH_A (Broich 1998)		Trapez	ebener Abtrag	Meyer-Peter Müller			
BRES (Visser 1998; Zhu et al 2006)		Trapez	Rotation zu konst. Neigung	mehrere Formeln kohäsiv nicht kohäsiv	Einfache Böschungs- berechnung	Numerisch Iterativ	Deichbruch
HR BREACH (Mohamed et al. 2002; Morris et al. 2009a)	aus effektiver Scherspannung abhängig	Rechteck	Variable Wehr Formeln 1D stetig- ungleichf. Gleichungen	mehrere Formeln kohäsiv nicht kohäsiv	Böschungs- berechnung Böschungs- berechnung Mehrzonnen- dämme	Numerisch Iterativ	Monte Carlo
Kraus and Hayashi (2005)	Rechteck	Rechteck	1D Keulegan Gleichung	Empirische Formeln	keine	Numerisch Iterativ	Küsten- barrieren Begrenzt
FIREBIRD (Wang et al. 2006)	variables Trapez	Exner Gleichung	Saint-Venant Gleichung	Sedimenttransport Erosionsrate	Seitl. Stabilität	Numerische finite diff.	getestet Deichbruch
D'Eliso (2007)	Rechteck zu Trapez	Rechteck zu Headcut Trapez	Headcut Bermoulli Glg.	Erosionsrate	Hangoberfläche Böschungs- berechnung	Numerisch Iterativ	
WinDAM/SIMBA (Hanson 2005, Temple 2005, Hanson 2010)	Rechteck Trapez	Rechteck Trapez	Wehr Formel	Parameterformeln für Headcut Erosionsrate	Seitliche Breschen- erosion	Numerisch Iterativ	
Wu et al. (2009)	Rechteck Trapez	Rechteck Trapez	variabler Abtrag	mehrere Formeln kohäsiv nicht kohäsiv	Headcut seitl. Erosion	Numerisch Iterativ	

Tabelle 5.19: Zusammenfassung ausgewählter vereinfachter physikalischer Ansätze zur Breschenentwicklung (2/2) [173]

Model	Breschenform	Durchfluss	Sedimenttransport	Geomechanik	Lösungsmethode	Bemerkungen
Tingsanchali and Chinnarasri (2001)	1D Exner Glg.	1D Saint-Venant Gleichungen	mehrere Ansätze	Böschungsberechnung	Finite differenzen Methode, nicht gekoppelt	Überströmen keine seitl. Erosion
DEICH_N1 and DEICH_N2 (Broich 1998)	1D Exner Glg. 2D Exner Glg.	Saint-Venant Gleichungen	9 Ansätze vorhanden		1D/2D numerisches Model, nicht gekoppelt	
Dave_F (Fröhlich 2004)	2D Exner Glg.	2D Saint-Venant Gleichungen	Erosionsformel von Wepp, USDA		2D numerisches Model	geprüft mit Feldversuchen
Wang and Bowles (2006)	Clear-warer scour	2D Saint-Venant Gleichungen	Erosionsrate Chen and Anderson	3D Böschungsberechnung	2D TVD fin. diff. Model	nicht kohäsive Dämme Überströmen
Faeh (2007)	2D Exner Glg.	2D Saint-Venant Gleichungen	Geschwebe- und Geschiebeformeln	Böschungsberechnung	2D finite Volumen Model	nicht kohäsive Dämme Überströmen
Wang et al. (2008)	2D ungleichung Sedimenttransportgleichung	2D Saint-Venant Gleichungen	Geschiebeformel	Böschungsberechnung	2D finite Volumen Model	nicht kohäsive Dämme Überströmen
Roelvink et al (2009)	2D ungleichung Sedimenttransportgleichung	2D Saint-Venant Gleichungen Wellenwirkung	Soulsby	Geröllberechnung	2D fin. diff. Model, nicht gekoppelt	nicht kohäsive Dämme Überströmen
Wu and Wang (2007)	1D/2D ungleichung Gesamttransport	Verallgemeinerte Saint-Venant Gleichungen	Gesamttransport von Wu et al.	Böschungsberechnung	1D/2D finite Volumen Model	nicht kohäsive Dämme Überströmen
Cao et al. (2011)	2D ungleichung Sedimenttransport	Verallgemeinerte Saint-Venant Gleichungen	Meyer-Peter Müller modifiziert	Böschungsberechnung	Finite Volumen Model	nicht kohäsive Dämme Überströmen

Tabelle 5.20: Zusammenfassung ausgewählter mehrdimensionaler physikalischer Ansätze zur Breschenentwicklung [173]

5.11 Flutwellenberechnung - Ermittlung der Überflutungsflächen

Kommt es trotz eines ordnungsgemäßen Entwurfes, einer gewissenhaften Bauausführung und einer ausführlichen Überwachung der Stauanlage zu der Ausbildung einer Initialbresche, so beginnt ein progressiver Dammersoionsbruch. Dieser Bruchvorgang führt zu einem unkontrollierten Entleeren des Speicherraumes. Die so entstehende Flutwelle stellt im Allgemeinen ein ernstes Gefährdungspotential für die Gebiete unterhalb der Stauanlage dar.

Eine genau Kenntnis über den zeitlichen Verlauf des Abflusses sowie eine Ausweisung der möglichen, überfluteten Flächen ist für eine Gefahren- und Notfallplanung von besonderer Bedeutung. Folglich bildet eine Flutwellenanalyse für den Versagensfall der Stauanlage die Grundlage für die Ermittlung des Gefährdungspotentials und in weiterer Folge für die Durchführung von aktiven oder passiven Schutzmaßnahmen. Durch die Kenntnis von Vorwarnzeiten für die unterschiedlichen Gebiete können somit zielgerichtete Evakuierungspläne für den Notfall erstellt werden. Weiters lassen sich, aufbauend auf die ermittelten Überflutungspläne, sowohl das wirtschaftliche Schadenspotential als auch das Gefahrenpotential für den Menschen abschätzen.

5.11.1 Verfahren zur Durchführung von Flutwellenanalysen

Eine Flutwellenanalyse erfordert jedenfalls Kenntnis über die Abflussvorgänge aus dem Speicher beim Versagen des Sperrenbauwerkes. Liegen für den Versagensfall nur Werte für den Spitzenabfluss vor, so können bei der folgenden Abflussberechnung diese Werte nur als stationärer Wert für den Durchfluss berücksichtigt werden. Die Ergebnisse einer solchen Flutwellenberechnung sind im Allgemeinen als konservativ einzustufen. Bei genauer Kenntnis über den zeitlichen Verlauf des Abflusses erlauben instationäre Berechnungen eine wesentlich genauere Vorhersage der Überflutungsvorgänge.

Für die Berechnung der Überflutungsvorgänge kommen zumeist Ansätze aus der Gerinnehydraulik zur Anwendung. Aufgrund der Komplexität dieser oftmals instationären und ungleichförmigen Abflussberechnungen, werden oftmals moderne EDV-Programme verwendet. Für die Berechnung kommen sowohl eindimensionale oder zweidimensionale Modelle sowie Hybridmodelle zur Verwendung.

Die durchgeführten Flutwellenanalysen für die beiden Case Studies (siehe dazu Kapitel 6.3 bzw. 7.4) stellen zweidimensionale, instationäre und ungleichförmige Abflussberechnungen dar. Im Zeitraum der Erstellung der vorliegenden Arbeit entstand unter der Mitwirkung des Autors eine Diplomarbeit von *Dünkner*, welche sich in detaillierter Art und Weise mit der Flutwellenanalyse der beiden Case Studies auseinandersetzt. Auch für die Aufarbeitung der theoretischen Hintergründe der Simulationen darf an dieser Stelle dankenswerter Weise auf [45] verwiesen werden.

Im Folgenden werden die getroffenen Vereinfachungen sowie die verwendeten Grundgleichungen der Flutwellenanalyse erläutert:

Unter der Annahme eines inkompressiblen Fluids mit einheitlicher Dichte wird die flächige Ausbreitung des Wassers als wesentlich größer angenommen als die vertikale Ausbreitung. Diese Annahme führt zu niedrigen vertikalen Geschwindigkeiten und somit zu einer hydrostatischen Druckverteilung. In seichten Wasserstellen stellen die Terme der barotropischen Druckgradienten sowie der Bodenreibung die dominanten Faktoren in den Momentengleichungen dar. Ferner werden Terme aus Unstetigkeiten, Advektion und Viskosität vernachlässigt.

Unter der Annahme eines inkompressiblen Fluids kann die Massenerhaltung für einen instationären Fall wie folgt angeschrieben werden:

$$\frac{\delta H}{\delta t} + \frac{\delta hu}{\delta x} + \frac{\delta hv}{\delta y} + q = 0 \quad (5.79)$$

Die Variablen u bzw. v stellen dabei die Geschwindigkeitskomponenten in die x- bzw. y-Richtung dar. Die Variable q beschreibt den Zu- bzw. Abfluss im Kontrollvolumen. Für die absolute Höhe der Wasseroberfläche gilt: $H_{(x,y,t)} = z_{(x,y)} + h_{(x,y,t)}$. Schreibt man nun Gleichung 5.79 in Vektorform an, so hat diese folgende Gestalt:

$$\frac{\delta H}{\delta t} + \nabla \cdot hV + q = 0 \quad (5.80)$$

Die Integration über die horizontale Oberfläche mit dem Grenznormalvektor n führt unter Verwendung des Gaußschen Integralsatzes zu:

$$\frac{\delta}{\delta t} \iiint_{\Omega} d\Omega + \iint_S V \cdot n dS + Q = 0 \quad (5.81)$$

Die Variable Ω beschreibt dabei den dreidimensionalen Volumenbereich, welcher durch den Rand S begrenzt wird. Der Geschwindigkeitsvektor wird durch V dargestellt.

Unter der, Eingangs erwähnten Annahmen betreffend einer hydrostatischen, vertikalen Druckverteilung kann die Saint-Venant Gleichung zur Impulserhaltung für den zweidimensionalen Fall wie folgt angeschrieben werden:

$$\frac{\delta V}{\delta t} + V \cdot \nabla V = -g \nabla H + v_t \nabla^2 V - c_f V + f k \times V \quad (5.82)$$

Dabei stellt v_t die Wirbelviskosität, c_f den Bodenreibungskoeffizienten und f den Coriolis Parameter sowie k den Einheitsvektor in vertikaler Richtung dar. Im Zuge einer Dimensionsanalyse erkennt man, dass bei einer geringen Wassertiefe der Bodenreibungsterm maßgebend wird. Aus dieser Tatsache ist Gleichung 5.82 für trockene Zellen im Berechnungsnetz mit $V = 0$ begrenzt. Für eine genauer Erklärung der einzelnen Term darf an dieser Stelle auf [24] verwiesen werden.

Im nächsten Schritt erfolgt die Approximation der diffusiven Wellengleichung aus der Saint-Venant Gleichung. Die getroffenen Vereinfachungen für seichte Flüssigkeitsbereich gelten hier im selben Maße, wie zuvor. Maßgebend ist abermals der Term aus der Bodenreibung, Terme für Advektion, Turbulenz sowie der Coriolis Effekt werden vernachlässigt. Die vereinfachte Form der Impulserhaltung nimmt nun folgende Gestalt an:

$$\frac{n^2 |V| V}{(R(H))^{4/3}} = -\nabla H \quad (5.83)$$

Dabei beschreibt $R(H)$ den hydraulischen Radius als ausgelagerte Zellfunktion der Wasserstandhöhe H . Durch Normierung ergibt sich Gleichung 5.83 zu:

$$V = \frac{-(R(H))^{2/3}}{n} \frac{\nabla H}{|\nabla H|^{1/2}} \quad (5.84)$$

Die Variable $n = \frac{1}{k_{st}}$ beschreibt hier den Kehrwert des Rauigkeitsbeiwertes nach Strickler. Durch Einsetzen der diffusen Wellengleichung aus Gleichung 5.84 in die Massenerhaltungsgleichung 5.80 ergibt sich die klassische Form der diffusiven Wellen Approximation der Saint-Venant Gleichung:

$$\frac{\delta H}{\delta t} - \nabla \cdot \beta \nabla H + q = 0 \quad (5.85)$$

mit

$$\beta = \frac{(R(H))^{5/3}}{n|\nabla H|^{1/2}} \quad (5.86)$$

Randbedingungen für Durchflüsse können wie folgt angegeben werden:

$$\iint_b V \cdot ndS = Q_b \quad (5.87)$$

Für die weiteren theoretischen Hintergründe darf an dieser Stelle abermals auf [24] verwiesen werden.

Eine Übersicht über mögliche hydraulische Modelle zur Flutwellenanalyse findet sich im *ICOLD Bulletin 111 - Dam Break Flood Analysis - Review and Recommendations* [78].

5.12 Verfahren zur Ermittlung des Schadenspotentials

Die freigesetzte Flutwelle beim Versagen einer Stauanlage kann zu einer Reihe an Schäden stromabwärts der Anlage führen. Diese möglichen Schäden reichen von mehr oder minder großen ökonomischen Schäden bis zu einem Verlust von Menschenleben in einem historischen Ausmaß. Im Zuge einer Risikoanalyse ist es daher unerlässlich, das Schadenspotential, welches bei einem Stauanlagenversagen vorherrscht, zu quantifizieren. Die möglichen Folgen eines Sperrenversagens können von direkter oder indirekter Natur sein und sich sowohl als ökonomische Folgen als auch als Folgen für den Menschen darstellen (siehe dazu Kapitel 4.2). Bei der Einteilung der Auswirkungen eines Überflutungsereignisses kann dabei weiters zwischen materiellen (greifbaren) und immateriellen (nicht greifbaren) Folgen unterschieden werden. Lassen sich etwa die materiellen Folgen, wie z.B. Schäden an Gebäuden oder Infrastruktur, Verlust von landwirtschaftlicher Fläche oder die Wiederaufbaukosten noch quantifizieren, so ist dies für immaterielle Folgen, wie etwa den Verlust von historischen Kulturgütern oder den Schäden an der Umwelt zumeist nicht möglich.

Um nun die Ergebnisse einer Risikoanalyse auf internationaler Ebene vergleichen zu können, werden die möglichen Auswirkungen eines Stauanlagenversagens durch eine Ermittlung des Schadenspotentials aufgezeigt. Dabei können folgende Betrachtungsweisen

zum Einsatz kommen:

- **Ermittlung der Opferzahlen:** Es werden die potentiellen Todesopfer zufolge des Stauanlagenversagens ermittelt. Es existieren bereits eine Reihe an internationalen Richtlinien, welche sich in der Ermittlung des Schadenspotentials auf eine Opferzahl stützen (siehe dazu Kapitel 4.3). Im folgenden Kapitel 5.12.1 finden sich detailliertere Ausführungen zur Ermittlung des Schadenspotentials anhand von Opferzahlen.
- **Ermittlung des ökonomischen Schadens:** Diese beinhalten sowohl eine Quantifizierung der direkten wirtschaftlichen Schäden, verursacht durch den Sperrenbruch als auch eine Betrachtung der indirekten wirtschaftlichen Schäden. Verfahren zur Ermittlung der wirtschaftlichen Konsequenzen finden sich etwa in [139].
- **Andere Auswirkungen:** Eine Zerstörung von Kulturschätzen, die soziale Beeinträchtigung der Bevölkerung oder die Zerstörung der Umwelt lässt sich oftmals nicht monetär bewerten und somit auch nur bedingt in eine quantitative Betrachtungsweise integrieren. Ungeachtet dieser Tatsache sollten diese Themen aufgrund ihrer großen sozialen Bedeutung jedoch im Zuge einer Risikoanalyse behandelt werden [4].

Obgleich nun die möglichen ökonomischen Schäden oder die potentiellen Todesopfer ermittelt werden, muss zuerst eine hydraulische Flutwellenanalyse durchgeführt werden (siehe Kapitel 5.10 bzw. 5.11). Die dabei gewonnenen Ergebnisse über den zeitlichen Verlauf des Überflutungsherganges (Ankunftszeit der Flutwelle und Wasseranstiegsraten in den jeweiligen Ortschaften), die maximalen Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten sind die Eingangswerte für die Ermittlung des Schadenspotentials.

5.12.1 Verfahren zur Ermittlung der Opferzahlen

In den vergangenen Jahrzehnten wurden eine Reihe an Ansätzen entwickelt, um die Zahl der potentiellen Todesopfer bei einem Stauanlagenversagen abschätzen zu können. Da sich die meisten dieser Betrachtungen jedoch auf empirische Daten aus vergangenen Überflutungsereignissen zurückführen lassen und der Mensch durch sein individuelles Verhalten das Ergebnis stark beeinflusst, kann immer nur ein Richtwert der Opferzahl angegeben werden. Eine genaue Quantifizierung der Todesopfer ist in Hinblick auf die Mannigfaltigkeit der Versagensmöglichkeiten sowie den Hergang der Überflutung selbst

nicht möglich. Vielmehr ist es von Bedeutung die Grenzen und Besonderheiten der einzelnen Verfahren zur Opferzahlenermittlung zu kennen, um so durch die Anwendung von mehreren Ansätzen eine fundierte Aussage über das jeweilige Versagensszenario machen zu können. Entscheidende Faktoren, welche die Opferzahlen bei einem Stauanlagenversagen beeinflussen, können folgende sein [159]:

- Ursache und Art des Versagens.
- Anzahl der Personen im Gefahrengebiet zum Zeitpunkt des Versagens (Population at Risk - PAR).
- Zeitlicher Verlauf von Warnungen.
- Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten der Flutwelle.
- Jahreszeit, Wochentag und Uhrzeit des Versagens.
- Ablauf von Evakuierungen.
- ...

Im Zeitraum der Erstellung der vorliegenden Arbeit entstand unter Mitwirkung des Autors eine Diplomarbeit von *Tröthann*, welche sich mit der Beurteilung der Opferzahlen bei den beiden Case Studies auseinandersetzt. Auch für die Aufarbeitung der theoretischen Hintergründe darf an dieser Stelle dankenswerter Weise auf [153] verwiesen werden. Im Folgenden werden zwei Methoden zur Beurteilung der potentiellen Todesopfern bei einem Sperrenversagen vorgestellt.

5.12.2 Methode nach Graham

Brown und *Graham* lieferten 1988 mit ihrer Arbeit [23] den Grundstein für die quantitativen Methoden zur Opferzahlenermittlung bei einem Stauanlagenversagen. Es wurde dabei der Ansatz verfolgt, dass die Anzahl der potentiellen Opfer (Loss of Life - LOL) nicht ausschließlich durch die Anzahl der Personen im Gefahrengebiet wiedergegeben werden kann. Als Datengrundlage dienten Statistiken von 24 Versagensfällen aus den Vereinigten Staaten. Es wurde etwa aufgezeigt, dass aufgrund der längeren Laufzeit der Flutwelle bei einer großen Entfernung zur Stauanlage die Opferzahlen deutlich geringer ausfallen, da sich die Vorwarnzeiten für diese Gebiete entsprechend verlängern. Aufbauend auf diese Arbeit sowie einer Arbeit von *DeKay* und *McClelland* [36] wurde vom *USBR* im Jahr

1999 eine Richtlinie zur Opferzahlenermittlung herausgegeben [159]. Dabei gliedert diese Richtlinie den Verfahrensablauf in sieben Schritte, welche im Folgenden genauer erläutert werden:

1. Festlegung der zu untersuchenden Versagensszenarien

Zu Beginn des Verfahrens müssen die Szenarien des Versagens festgelegt werden. Hier wird etwa auf die Versagensursachen, den Wasserstand im Reservoir oder auf die Wetterbedingungen zum Zeitpunkt des Versagens eingegangen. So sind etwa bei einem Versagensfall mit einem halb vollen Speicher unterschiedliche Opferzahlen zu erwarten als bei einem Überströmversagen der Stauanlage.

2. Festlegung der Zeitkategorien für die Versagensszenarien

Es zeigt sich eine starke Abhängigkeit der Anzahl an Personen im Gefahrengebiet von der Jahreszeit, dem Wochentag sowie der Tageszeit. In Wohngebieten etwa verlässt ein Großteil der Menschen am Morgen ihre Häuser um zu ihren Arbeitsstätten zu gelangen und befindet sich Nachts wiederum in ihren Wohnhäusern. Bereits hier ergeben sich durchaus große Unterschiede zwischen der Tageszeit und dem Wochentag. In Tourismusorten ergeben sich, abhängig von der jeweiligen Saison (Haupt- oder Nebensaison), ebenfalls große Unterschiede in diesen Personenzahlen. Desweiteren kann auch davon ausgegangen werden, dass Warnungen in der Nacht später ausgegeben werden und somit mehr Personen im Gefahrengebiet verbleiben.

3. Festlegung über den Zeitpunkt der Warnung der Bevölkerung

Graham gibt dabei eine Tabelle an [23], anhand jener die Vorwarnzeit (Warning Time - WT) bei einem Stauanlagenversagen abgeschätzt werden kann. Dabei soll die Tabelle nur als Anhaltspunkt verstanden werden. Um die Vorwarnzeit richtig einschätzen zu können, sollten Faktoren wie ein Vorhandensein von Notfallplänen oder ein entsprechendes Überwachungs- und Monitoringsystem der Anlage berücksichtigt werden. Tabelle 5.21 enthält jene von *Graham* vorgeschlagenen Richtwerte für die Vorwarnzeiten. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass diese Tabelle nur für Schüttdämme gültig ist. Aufgrund

des Fehlens einer entsprechenden Datengrundlage für Betonsperren wird empfohlen, die Vorwarnzeiten für den Einzelfall abzuschätzen.

Versagens- ursache	Besondere Markmale	Versagens- zeitpunkt	Wann kommt es zur Warnung?	
			Viele Beobachter	Keine Beobachter
Überströmen	Einzugsgebiet < 260 km ²	Tag	0,25 Stunden vor Versagen	0,25 Stunden nachdem Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht
		Nacht	0,25 Stunden vor Versagen	1,0 Stunden nachdem Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht
	Einzugsgebiet > 260 km ²	Tag	2,0 Stunden vor Versagen	1,0 Stunden vor Versagen
		Nacht	1,0-2,0 Stunden vor Versagen	0,0 - 1,0 Stunden vor Versagen
Innere Erosion	voller Speicher normales Wetter	Tag	1,0 Stunden vor Versagen	0,25 Stunden nachdem Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht
		Nacht	0,50 Stunden vor Versagen	1,0 Stunden nachdem Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht
Erdbeben	Sofortiges Versagen	Tag	0,25 Stunden nach Versagen	0,25 Stunden nachdem Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht
		Nacht	0,25 Stunden nach Versagen	1,0 Stunden nachdem Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht
	Verzögertes Versagen	Tag	2,0 Stunden vor Versagen	0,50 Stunden bevor Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht
		Nacht	2,0 Stunden vor Versagen	0,50 Stunden bevor Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht

Tabelle 5.21: Richtwerte für die Abschätzung der Vorwarnzeit (WT) beim Versagen von Schüttdämmen - vgl. [159]

Nach *Graham* wird bezüglich der Vorwarnzeit zwischen „viele Beobachter“ und „keine Beobachter“ unterschieden. Dabei beschreiben „viele Beobachter“ einen Ausgangszustand, bei dem sich ein Stauanlagenverantwortlicher vor Ort befindet oder zumindest die Anlage von der Bevölkerung direkt gesehen werden kann.

4. Ermittlung des Überflutungsgebietes für jedes Versagensszenario

Zur Ermittlung der Anzahl der Personen im Gefahrengebiet werden im Zuge einer hydraulischen Flutwellenanalyse die potentiellen Überschwemmungsgebiete ausgewiesen. Die Flutwellenanalyse beinhaltet dabei die Betrachtung von unterschiedlichen Versagensszenarien (Versagen aufgrund von innerer Erosion, Überströmen, Erdbeben, ...). An dieser Stelle können auch unterschiedliche Wasserstände im Speicher Berücksichtigung finden.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass eine gewissenhafte, hydraulische Modellierung des Versagensfalles eine große Bandbreite an Ergebnissen mit sich bringt. So ergeben sich bereits nur aufgrund des gewählten Ansatzes zur Breschenentwicklung Abflussganglinien, welche sich sowohl in Form als auch im Spitzenabfluss deutlich unterscheiden. Weiters wird das Überflutungsregime auch von den hydraulischen und geometrischen Parametern des Untersuchungsgebietes beeinflusst. Aufgrund dieser Variationen werden in weiterer Folge auch Parameter wie etwa die Anzahl der gefährdeten Personen sowie die Vorwarnzeiten und die Schwere der Flut beeinflusst.

5. Ermittlung der Anzahl der Personen im Gefahrengebiet

Die Ermittlung der Anzahl der Personen im Gefahrengebiet hat für alle untersuchten Versagensszenarien und Zeitkategorien zu erfolgen. Dabei definieren sich die gefährdeten Personen als jene, die sich im Überflutungsgebiet befinden, noch bevor eine Warnung ausgesprochen wird. Die Anzahl der gefährdeten Personen kann durchaus stark von der gewählten Zeitkategorie abhängig sein. Unterschiede zwischen den Jahres- und Tageszeiten sollen hier Berücksichtigung finden.

6. Ermittlung der Opferzahlen anhand von empirischen Gleichungen

Graham gibt für unterschiedliche Vorwarnzeiten Gleichungen zur Opferzahlenermittlung an:

- Weniger als 15 Minuten

$$LOL = 0,5 \cdot PAR \quad (5.88)$$

- Zwischen 15 und 90 Minuten

$$LOL = PAR^{0,6} \quad (5.89)$$

- Mehr als 90 Minuten

$$LOL = 2 \cdot 10^{-4} \cdot PAR \quad (5.90)$$

Die Gleichungen 5.88 bis 5.90 ermittelte *Graham* dabei mittels logistischer Regressionsanalyse aus dem vorhandenen Datensatz von 24 Versagensereignissen. Die jeweilige Opferrate lässt sich aus dem Quotienten von PAR und LOL ermitteln. Abbildung 5.31 zeigt dabei die Auswertung dieser Gleichungen. Für eine ausführlichere Ausarbeitung dieser Thematik darf auf [153] verwiesen werden.

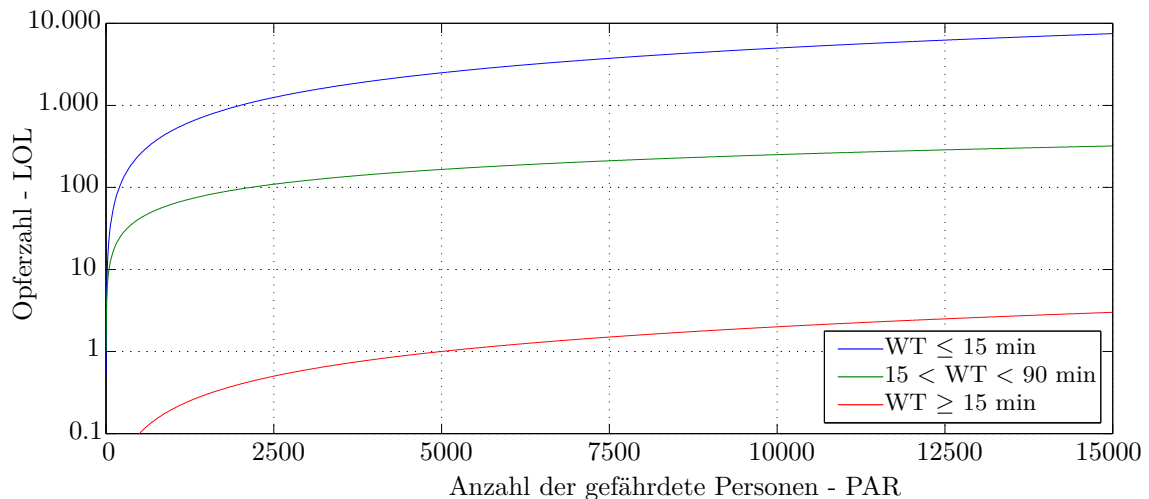


Abbildung 5.31: Auswertung der Gleichungen 5.88 bis 5.90 für bis zu 15000 gefährdete Personen

DeKay und *McClelland* [36] erweiterten, aufbauend auf der Arbeit von *Graham* und *Brown*, diese Methode zur Opferzahlenbestimmung. Die Datengrundlage wurde dabei um einige Versagensfälle erweitert und zusätzlich eine Unterscheidung hinsichtlich der Stärke der Flut vorgenommen. *DeKay* und *McClelland* zeigen in der Arbeit einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen Opferzahl und Anzahl der gefährdeten Personen

auf. Den Einfluss der Vorwarnzeit berücksichtigen sie in Form einer stetigen Variablen. Gleichungen 5.91 und 5.92 beschreiben dabei die potentiellen Todesopfer für starke Kräfte (High Force) oder schwache Kräfte (Low Force). In Abbildung 5.32 sind diese Gleichungen für unterschiedliche PAR ausgewertet.

$$LOL_{HF} = \frac{PAR_{HF}}{1 + 13,277 \cdot PAR_{HF}^{0,440} \cdot e^{(2,982 \cdot WT - 3,790)}} \quad (5.91)$$

$$LOL_{LF} = \frac{PAR_{LF}}{1 + 13,277 \cdot PAR_{LF}^{0,440} \cdot e^{(0,759 \cdot WT)}} \quad (5.92)$$

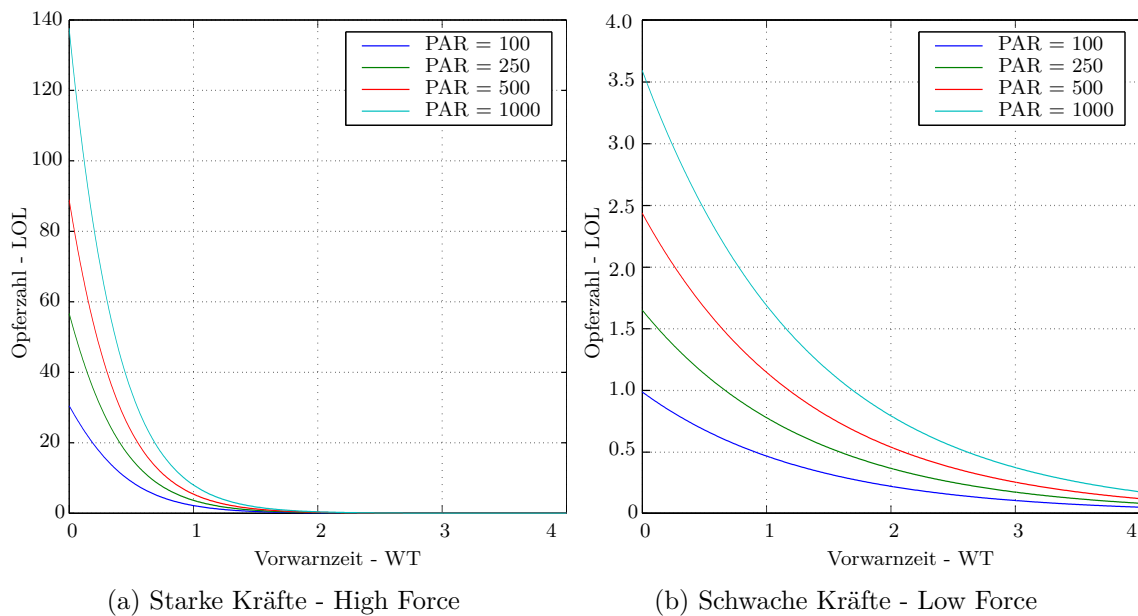


Abbildung 5.32: Auswertung der Gleichungen 5.91 und 5.92 für Vorwarnzeiten bis 4 Stunden

Graham gibt in seiner Arbeit [159] Opferraten in Abhängigkeit der Schwere der Flut, der Vorwarnzeit und des Verständnisses über die Schwere der Flut an. Dabei wird die Schwere der Flut in drei Kategorien eingeteilt:

- **Leichte Schwere der Flutwelle** (Low Severity of Floods): Es werden Gebäude

überschwemmt, jedoch nicht zerstört. Die möglichen Opferraten liegen im Bereich von 0 bis 1 %. Diese Kategorie kann mit der Kategorie Low Force nach *DeKay* und *McClelland* verglichen werden (vergleiche Gleichung 5.92 bzw. Abbildung 5.32b).

- **Mittler Schwere der Flutwelle** (Medium Severity of Floods): Es werden Gebäude zerstört und noch intakte Gebäude werden als temporäre Zufluchtsorte während der Überflutung genutzt. Ohne einer Vorwarnung kann es zu Opferraten von bis zu 25 % kommen. Diese Kategorie lässt sich mit der Kategorie High Force von *DeKay* und *McClelland* vergleichen.
- **Starke Schwere der Flutwelle** (High Severity of Floods): Diese Kategorie beschreibt plötzliche Überflutungen in einem verheerenden Ausmaß. Diese Kategorie kommt vor allem beim Versagen von Betonsperren zu tragen und resultiert in Opferraten von 50 bis sogar 100 %. Weiters kann eine starke Schwere der Flut unmittelbar hinter dem Absperrbauwerk angenommen werden. Als Beispiele könne etwa die Versagensfälle von Vajont oder St. Francis genannt werden.

Um den Einfluss der Vorwarnzeit auf die Opferrate zu berücksichtigen, werden diese ebenfalls in drei Kategorien eingeteilt:

- **Keine Warnung** (No Warning): Es werden keine offiziellen Warnungen ausgesprochen. Die ankommende Flutwelle wird von den Personen im Gefahrengebiet lediglich gehört oder gesehen.
- **Wenig Warnung** (Some Warning): Warnungen werden rund 15 bis 60 Minuten vor dem Eintreffen der Flutwelle herausgegeben.
- **Ausreichende Warnung** (Adequate Warning): Warnungen werden mehr als 60 Minuten vor dem Eintreffen der Flutwelle ausgesprochen.

Um nun das Evakuierungsverhalten der gefährdeten Personen in der Opferzahlenermittlung zu berücksichtigen, führt *Graham* einen zusätzlichen Faktor ein, welcher das Verständnis der Bevölkerung über die Schwere der Flut beschreibt. Dabei wird das Verständnis als Funktion der Distanz zum Sperrenstandort oder der Zeit bis zum Eintreffen der Flutwelle betrachtet. Der Faktor über das Verständnis der Schwere der Flut findet nur bei wenig oder ausreichender Warnung Berücksichtigung und kann wie folgt eingeteilt werden:

- **Vages Verständnis über die Schwere der Flut** (Vague Understanding of Flood

Severity): Die Stauanlage hat noch nicht versagt und die Auswirkungen der potentiellen Flutwelle sind noch unklar. Es werden unklar Warnungen ausgesprochen.

- **Genaueres Verständnis über die Schwere der Flut** (Precise Understanding of Flood Severity): Die Anlage hat bereits versagt und die Auswirkungen der Flutwelle sind bereits ersichtlich. Die herausgegebenen Warnungen sind präziser.

Folgende Opferraten können nun für die 15 Kombinationsmöglichkeiten aus Schwere der Flut, Vorwarnzeit und Verständnis über die Schwere der Flut angegeben werden (siehe Tabelle 5.22):

Schwere der Flut	Vorwarnzeit	Verständnis über Schwere der Flut	Opferrate	
			Durchschnitt	Bandbreite
Stark	Keine Warnung	N/A	0,75	0,30 - 1,00
	15 - 60 Minuten	Vage	0,30 - 1,00 mit Anpassung auf die Anzahl an Personen welche nach einer Warnung im Gefahrengebiet verbleiben	
		Genau		
	mehr als 60 Minuten	Vage	im Gefahrengebiet verbleiben	
		Genau		
	Mittel	Keine Warnung	N/A	0,15
15 - 60 Minuten		Vage	0,04	0,01 - 0,08
		Genau	0,02	0,005 - 0,04
mehr als 60 Minuten		Vage	0,03	0,005 - 0,06
		Genau	0,01	0,002 - 0,02
Leicht		Keine Warnung	N/A	0,01
	15 - 60 Minuten	Vage	0,007	0,0 - 0,015
		Genau	0,002	0,0 - 0,004
	mehr als 60 Minuten	Vage	0,0003	0,0 - 0,0006
		Genau	0,0002	0,0 - 0,0004

Tabelle 5.22: Empfohlene Opferraten unter Berücksichtigung der Schwere der Flut, der Vorwarnzeit und des Verständnisses über die Schwere der Flut - vgl. [159]

Um nun die Schwere der Flut abschätzen zu können, kommt eine Betrachtung der möglichen Zerstörung durch die Flutwelle zur Anwendung. *Graham* gibt als Grenze

zwischen leichter und mittlerer Schwere eine Wassertiefe von $h = 3,0 \text{ m}$ an. Weiters lässt sich durch die Ermittlung des Parameters DV ebenso eine Unterscheidung treffen. Dieser Parameter kann wie folgt ermittelt werden:

$$DV = \frac{Q_{df} - Q_{2.33}}{W_{df}} \quad (5.93)$$

Dabei beschreibt der Parameter Q_{df} den Durchfluss aufgrund des Sperrenversagens, $Q_{2.33}$ den durchschnittlichen Durchfluss im Jahresmittel sowie W_{df} die maximale Breite der Überflutungsfläche aufgrund des Versagens. Als Grenze zwischen leichter und mittlerer Schwere der Flut gibt *Graham* einen Wert von $DV = 4,6 \text{ m}^2/\text{s}$ an.

Hinsichtlich der Vorwarnzeit gibt *Graham* keine Angaben bezüglich der Kategorisierung. Eine Miteinbeziehung der Fließzeit der Flutwelle scheint an dieser Stelle jedenfalls sinnvoll und sollte Bestandteil der vorzunehmenden Kategorisierung sein.

5.12.3 Methode nach Jonkman

Einen weiteren Ansatz zur Opferzahlenermittlung bei Überflutungsereignissen gibt *Jonkman* in einer seiner Arbeiten an [89]. Die empirische Datengrundlage bilden in erster Linie Auswertungen aus der Flutkatastrophe in den Niederlanden und Großbritannien im Jahre 1953. Die Methodik des Ansatzes entspricht einer qualitativen Risikoanalyse und unterscheidet sich darin grundlegend von der Methode nach *Graham*.

Jonkman teilt in seiner Arbeit das zu untersuchende Gebiet wie folgt ein:

- **Betroffenes Gebiet** (Exposed Area): Jenes Gebiet, welches direkt von den physikalischen Effekten der Flutwelle betroffen ist.
- **Gefährdetes Gebiet** (Threatened Area): Jenes Gebiet, welches potentiell betroffen sein könnte.

Somit zählen alle Personen zur Bevölkerung in Gefahr (PAR) welche sich, noch bevor Warnungen ausgesprochen werden, im betroffenen Gebiet aufhalten. Folgende drei Elemente bilden die Grundpfeiler des Verfahrens:

- **Physikalische Effekte:** Diese werden durch ein kritisches Ereignis hervorgerufen und berücksichtigen die Verteilung und Größe des betroffenen Gebietes.

- **Anzahl der betroffenen Personen** (Exposed Population - EXP): Diese Ermittlung erfolgt unter Berücksichtigung von Evakuierungen, sicheren Zonen und Rettung.
- **Ermittlung der Opferraten:** Erfolgt unter Berücksichtigung der ersten beiden Elemente.

Ausgehend von diesen drei Grundpfeilern kann die Abschätzung der Opferzahlen bei Flutwellen wie folgt ausgedrückt werden:

$$LOL(c) = F_D(c) \cdot EXP(c) \quad (5.94)$$

Die Opferzahl LOL kann als Produkt aus einer Dosis-Wirkungs-Funktion F_D und der betroffenen Bevölkerung EXP in Abhängigkeit eines physikalischen Effektes c angeschrieben werden. Die Anzahl der betroffenen Personen ermittelt sich in Abhängigkeit der evakuierten Personen F_E und jenen Personen F_S , welche sich an einem sicheren Ort im Gefahrengebiet befinden:

$$EXP(c) = [1 - F_E(c)] \cdot [1 - F_S(c)] \cdot PAR(c) \quad (5.95)$$

Die Opferzahl ergibt sich folglich zu:

$$LOL(c) = F_D(c) \cdot [1 - F_E(c)] \cdot [1 - F_S(c)] \cdot PAR(c) \quad (5.96)$$

Die Dosis-Wirkungs-Funktion (Sterblichkeitsfunktion) beschreibt dabei die Sterblichkeit der betroffenen Personen unter der Einwirkung des physikalischen Effektes. Diese Sterblichkeitsfunktion kann etwa als Konstante, Stufenfunktion, Probit-Funktion sowie über einen linearen oder exponentiellen Zusammenhang angesetzt werden. Für eine ausführlichere Darstellung dieser Thematik darf an dieser Stelle auf [89] sowie [153] verwiesen werden.

Einen Ansatz der Sterblichkeitsfunktion als Funktion in Abhängigkeit der Wassertiefe h liefert *Waarts* in einer seiner Arbeiten [167]. Diese Sterblichkeitsfunktionen stellen sich wie folgt dar:

$$\left. \begin{aligned} F_D(h)_1 &= 0,665 \cdot 10^{-3} \cdot e^{1,16 \cdot h} \\ F_D(h)_2 &= 0,4 \cdot 10^{-3} \cdot e^{1,27 \cdot h} \end{aligned} \right\} F_D \leq 1 \quad (5.97)$$

Einen Ansatz, welcher sowohl die Wassertiefe h als auch eine Wasseranstiegsrate w berücksichtigt, liefern *Vrouwenvelder* und *Steenhuis* [89] in einer Arbeit. Die abgeleitete Sterblichkeitsfunktion lässt sich wie folgt anschreiben:

$$F_D = 0 \quad \text{für } h < 3,0 \text{ m oder } w < 0,3 \text{ m/h} \quad (5.98)$$

$$F_D(h, w) = \min(\max(8,5 \cdot e^{0,6 \cdot h - 6} - 0,15; 0); 1) \cdot \min(\max(8,5 \cdot e^{1,2 \cdot w - 4,3} - 0,15; 0); 1)$$

$$F_D = 1 \quad \text{für } h > 6,25 \text{ m oder } w < 2,0 \text{ m/h}$$

Ein Modell, welches sowohl den Wasseranstieg, die Wassertiefe als auch die Strömungsgeschwindigkeit berücksichtigt, stellt die *Standaardmethode 2004* dar [98]. Die Opferraten für die unterschiedlichen Kategorien könne wie folgt ermittelt werden:

- Opferrate bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten

$$F_D(h) = 1 \quad \text{für } hv \geq 7,0 \text{ m}^2/\text{s und } v \geq 2,0 \text{ m/s} \quad (5.99)$$

- Opferrate bei schnellem Wasseranstieg

$$F_D(h) = 1,45 \cdot 10^{-3} \cdot e^{1,39 \cdot h} \quad \text{für } w \geq 0,5 \text{ m/h und } 1,5 \leq h \leq 4,7 \text{ m} \quad (5.100)$$

$$F_D(h) = 1 \quad \text{für } w \geq 0,5 \text{ m/h und } h > 4,7 \text{ m} \quad (5.101)$$

- Opferrate in den übrigen Gebieten

$$F_D(h) = 1,34 \cdot 10^{-3} \cdot e^{0,59 \cdot h} \quad \text{für } w < 0,5 \text{ m/h und } h > 0,0 \text{ m} \quad (5.102)$$

$$F_D(h) = 1,34 \cdot 10^{-3} \cdot e^{0,59 \cdot h} \quad \text{für } w \geq 0,5 \text{ m/h und } h < 1,5 \text{ m} \quad (5.103)$$

Im Folgenden wird die grundlegende Herangehensweise der Methode nach Jonkman erläutert. Dabei folgt der Ansatz der Struktur aus Abbildung 5.33. Wichtige Faktoren, welche die Opferzahlen beeinflussen sind zum einen die physikalischen Ereignischarakteristika der Überflutung. Zu diesen zählen in erster Linie die Wassertiefe, die Wasseranstiegsrate, die Fließgeschwindigkeit, die Ankunftszeit der Flutwelle sowie der Zeitpunkt (Tageszeit,

Wochentag, Jahreszeit). Hinsichtlich der Systemcharakteristika zeigen sich die Kapazität der Infrastruktur, die Möglichkeiten eines sicheren Schutzraumes, die Gebäudequalität sowie Warnungen und Evakuierungspläne als bestimmende Faktoren in der Opferzahlenermittlung.

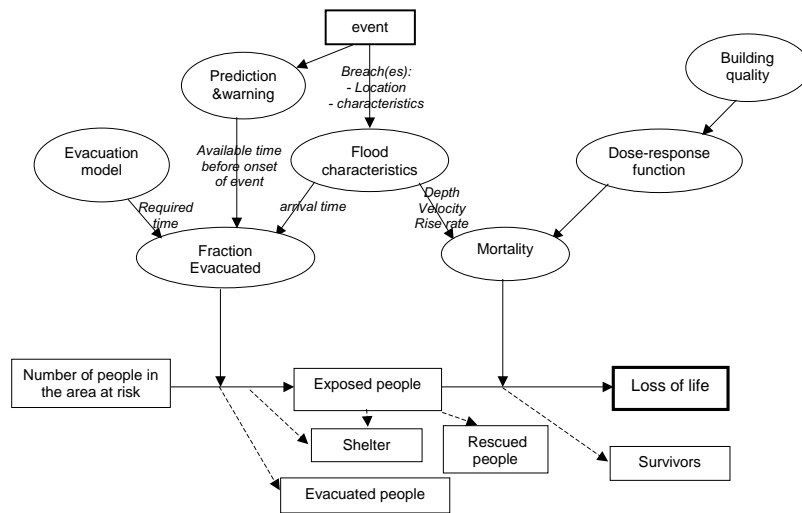


Abbildung 5.33: Struktureller Aufbau der Methode nach Jonkman [89]

1. Analyse der Flutwellencharakteristika

Am Beginn des Verfahrens steht abermals die Durchführung einer Flutwellenanalyse. Die theoretischen Grundlagen dazu finden sich in Kapitel 5.11.1. Auf die möglichen Unsicherheiten, welche eine Flutwellensimulation mit sich zieht wurde bereits in Kapitel 5.12.2 eingegangen.

2. Ermittlung der Anzahl der betroffenen Bevölkerung

Zur Ermittlung der Anzahl der Personen, die der Flut ausgesetzt sind, kann auf Gleichung 5.95 zurückgegriffen werden. Dabei reduziert sich die Gesamtanzahl der betroffenen Bevölkerung um die Anzahl an geretteten Personen *RES*. Jener Anteil der Bevölkerung, der evakuiert wird, kann als Funktion der verfügbaren Zeit bis zum Eintreffen der

Flutwelle T_A angeschrieben werden.

$$EXP = [1 - F_E(T_A)] \cdot [1 - F_S] \cdot PAR - RES \quad (5.104)$$

Jener Faktor F_E , welcher den Anteil der evakuierten Personen beschreibt, setzt sich aus zwei zeitlichen Bestandteilen zusammen. Diese sind zum einen die verfügbare Zeit sowie die erforderliche Zeit. Weiters setzt sich die verfügbare Zeit aus jener Zeit vor Beginn der Überflutung und nach Beginn der Überflutung zusammen. Jene Zeit vor Beginn der Überflutung ist sowohl abhängig von der Auftrittswahrscheinlichkeit des Versagensmechanismus als auch von Faktoren wie starken Regenfällen im Untersuchungsgebiet oder dem momentanen Durchfluss im untersuchten Gerinne. *Jonkman* gibt dabei eine Aufstellung mit Expertenschätzung, zur Einschätzung der verfügbaren Zeit vor Beginn der Überflutung, an (siehe Tabelle 5.23). An dieser Stelle sei angemerkt, dass sich die Einschätzungen der verfügbaren Zeit vor dem Beginn der Überflutung auf Flachlandgebiete beschränken und von *Jonkman* keine Angaben zu Gebirgsregionen gemacht werden.

System	Fehlermechanismus	Verfügbaren Zeit [h]		
		5 %	50 %	95 %
Küste (Nordsee)	Überströmen	4,0	12,0	51,0
	Überströmen	24,0	60,0	120,0
Fluss (Rhein)	Piping	24,0	54,0	120,0
	Versagen von wasserbaulichen Anlagen	24,0	58,0	120,0
Fluss (Meuse)	Stabilität	16,0	28,0	41,0
	Stabilität	4,0	11,0	21,0

Tabelle 5.23: Einschätzung der verfügbaren Zeit vor dem Beginn der Überflutung [89]

Jene Zeit nach dem Beginn der Überflutung lässt sich mittels einer Flutwellenanalyse ermitteln. Die erforderliche Zeit der Evakuierung ist abhängig von der Zeit bis zum Aussprechen der Warnung, der Effizienz der Warnung sowie der zeitlichen Komponente der Reaktionsphase. *Jonkman* gibt dabei eine Übersicht betreffend der erforderlichen Zeit der Evakuierung an (siehe Tabelle 5.24).

	Vorhergesehen Flut Vorbeugende Evakuierung	Unvorhergesehen Flut Erzwungene Evakuierung
Entscheidungszeit	4,0 Stunden	2,0 Stunden
Vorwarnzeit	2,0 - 3,0 Stunden	2,0 - 3,0 Stunden
Anteil der gewarnten Personen	0,95 - 1,0	Ist situationsabhängig. Erste Einschätzung: Offizielle Warnung: 0,8 - 1,0 Keine offizielle Warnung: 0,3 - 0,5
Reaktionszeit	Durchschnitt: 2,5 Stunden Ganze Bevölkerung: 6,0 Stunden	Durchschnitt: 1,0 Stunde Ganze Bevölkerung: 2,0 Stunden
Anteil der Bevölkerung, die die Warnung beachten	0,95	Keine Hinweise in der Literatur

Tabelle 5.24: Einschätzung der erforderlichen Zeit zur Evakuierung [89]

Zusätzlich zur Anzahl jener Personen, welche evakuiert werden, ist auch noch die Anzahl jener Personen von Interesse, die einen sicheren Schutzraum (Shelter) aufsuchen. Zum Unterschied der evakuierten Personen, welche das Gefahrengebiet verlassen, verbleiben diese im betroffenen Gebiet. Die Anzahl dieser Personen muss in der Sterblichkeitsrate berücksichtigt werden.

Rettungsmaßnahmen, welche dem Grund nach erst nach dem Überflutungsereignis eingeleitet werden, können ebenfalls die Opferzahlen reduzieren. Für Personen, welche sich im Wasser befinden, hängen die Überlebenschancen in erster Linie von der Wassertemperatur ab. Personen auf Erhöhungen, Dächern oder Baumkronen können mittels Booten oder Helikopter gerettet werden. Es muss jedenfalls die Zeit bis zur Einleitung der Rettungsmaßnahmen spezielle Berücksichtigung finden [89].

3. Ermittlung der Opferraten

Zur Ermittlung der Opferraten wird das zu untersuchende Gebiet in drei Zonen, in Abhängigkeit der Überflutungscharakteristik, eingeteilt. Die Datengrundlage zur Herleitung der Gleichungen zur Opferzahlenbestimmung besteht aus 11 Überflutungsereignissen, welche wiederum in 165 kleinere Zonen unterteilt wurden. Es unterscheiden sich folgende Zonen:

- **Bruchzone** (Breach zone): Unmittelbar hinter der Sperrenstelle ist, aufgrund des Stauanlagenversagens, mit sehr hohen Strömungsgeschwindigkeiten zu rechnen. Es

wird angenommen, dass sich jene Personen, welche sich in der Bruchzone aufhalten, entweder von der Flutwelle mitgerissen werden oder innerhalb von Gebäuden durch den Einsturz ums Leben kommen. *Jonkman* gibt für die Bruchzone folgende Opferrate an:

$$F_D = 1,0 \quad \text{für } hv \geq 7,0 \text{ m}^2/\text{s} \text{ und } v \geq 2,0 \text{ m/s} \quad (5.105)$$

Die Größe der Bruchzone lässt sich im Zuge der Flutwellenanalyse feststellen. Mit der Annahme einer radialen Ausbreitung der Flutwelle unmittelbar hinter der Bruchstelle lässt sich der Grenzradius R_C wie folgt abschätzen:

$$R_C = \frac{Q_{\text{Bruch}}}{\pi \cdot hv_c} \quad (5.106)$$

Wobei für das Produkt aus Wassertiefe und Strömungsgeschwindigkeit der Grenzwert von $hv_c = 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ angesetzt wird.

- **Zone mit schnellem Wasseranstieg** (Zone with rapidly rising water): In dieser Zone können Personen, welche sich in den unteren Gebäudestockwerken aufhalten, von der Flutwelle überrascht werden. Verbunden mit einer hohen Wassertiefe können Personen im Gebäude eingeschlossen werden. Weiters kann aus der Datengrundlage eine oft große Anzahl an eingestürzten Gebäuden in dieser Zone verzeichnet werden [89]. Die aus der Datengrundlage abgeleiteten Sterblichkeitsfunktionen können sowohl über eine logarithmische Normalverteilung (siehe Gleichung 5.107) als auch über eine exponentielle Beziehung (siehe Gleichung 5.108) angeschrieben werden:

$$F_D(h) = \Phi_N \left(\frac{\ln(h) - \mu_N}{\sigma_N} \right), \quad \mu_N = 1,46, \quad \sigma_N = 0,28 \quad (5.107)$$

für $h \geq 2,1 \text{ m}$ und $w \geq 0,5 \text{ m/h}$ bzw. $hv < 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ oder $v < 2,0 \text{ m/s}$

$$F_D(h) = e^{-\frac{h-A}{B}}, \quad A = 4,57 \quad B = 0,69 \quad (5.108)$$

- **Übrige Zone** (Remaining Zone): Die übrige Zone gibt die Opferraten außerhalb der Bruchzone und der Zone mit schnellem Wasseranstieg an. In dieser Zone finden Personen leichter einen sicheren Schutzraum und es sind geringere Opferzahlen

zu erwarten. Die abgeleiteten Trendlinien folgen wiederum einer logarithmischen Normalverteilung (siehe Gleichung 5.109) bzw. einer exponentiellen Beziehung (siehe Gleichung 5.110):

$$F_D(h) = \Phi_N \left(\frac{\ln(h) - \mu_N}{\sigma_N} \right), \quad \mu_N = 7,60, \quad \sigma_N = 2,75 \quad (5.109)$$

für $w < 0,5 \text{ m/h}$ oder $w \geq 0,5 \text{ m/h}$ und $h < 2,1 \text{ m}$ bzw. $hw < 7,0 \text{ m}^2/\text{s}$ oder $v < 2,0 \text{ m/s}$

$$F_D(h) = e^{\frac{h-A}{B}} \quad \text{für } 0 \leq h \leq A \quad (5.110)$$

$$F_D(h) = 1 \quad \text{für } h \geq A$$

$$A = 12,40 \quad B = 1,99$$

5.12.4 Weitere Methoden

Als weitere Methode zur Opferzahlenermittlung kann an dieser Stelle die RESCDAM LOL Methode [127] genannt werden. Als eine Erweiterung der Methode nach Graham sowie der RESCDAM LOL Methode versteht sich der Ansatz von Ehsan [47]. Als weitere Verfahren können noch die LIFESim Methode [1] sowie die SUFRI Methode [88] genannt werden.

5.13 Risikomodell

Die in Kapitel 5.1 bis 5.12 angeführten theoretischen Grundlagen bilden nun das notwendige Rüstzeug für die Erstellung des Risikomodells. Der grundlegende Aufbau der gesamten Analyse folgt dabei dem Schema von Abbildung 5.34. Innerhalb dieser Analyse nimmt das Risikomodell mit der Betrachtung der Einwirkungen, des Systemverhaltens sowie der möglichen Folgen eine besondere Stellung ein. Das Risikomodell schließt mit einer Risikokalkulation ab, welche ihrerseits wiederum die Grundlage für eine Risikoevaluierung darstellt.

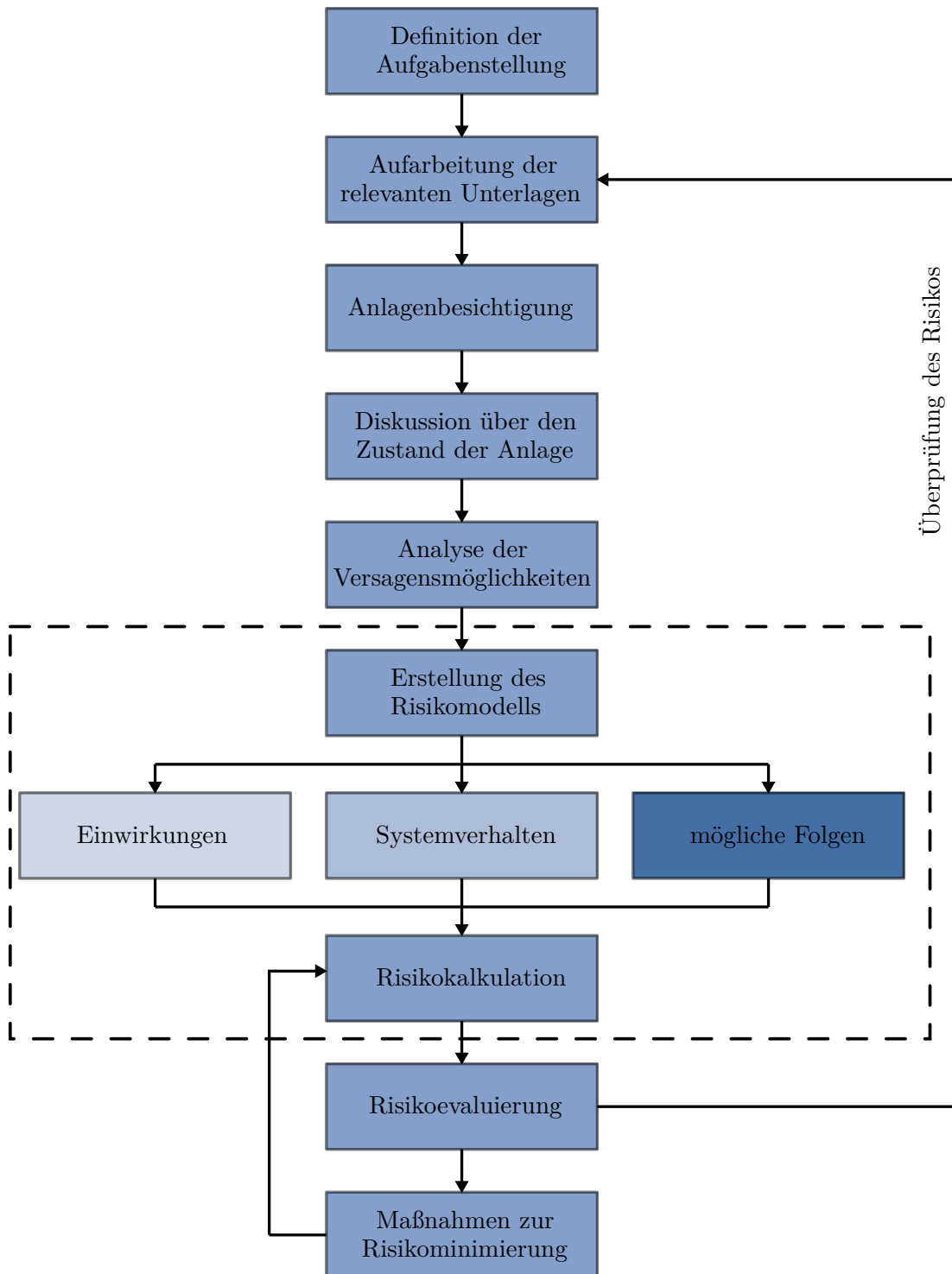


Abbildung 5.34: Aufbau der Risikoanalyse sowie Position des Risikomodells innerhalb der Analyse - vgl. [139]

Die grundlegende Herangehensweise innerhalb des Risikomodells kann dabei in folgende Schritte unterteilt werden:

1. **Festlegung der Versagensmechanismen:** Bevor das Risikomodell erstellt wird, ist eine Analyse der Versagensursachen durchzuführen. In Kapitel 2.1 findet sich eine Aufarbeitung der möglichen Versagensmechanismen von Schüttdämmen.
2. **Festlegung der Versagensszenarien:** Die zu untersuchenden Versagensszenarien werden festgelegt. Die Szenarienanalyse sollte dabei folgende Szenarien beinhalten:
 - Normalbetriebsszenario: An dieser Stelle werden alle planmäßigen Einwirkungen auf die Anlage betrachtet. Diese Betrachtung umfasst die unterschiedlichen Wasserstände im Reservoir sowie die zeitliche Änderung des Stauspiegels, welche sich aus Regulierungsvorgängen im Zuge des Anlagenbetriebes ergeben. Speicherabsenkungen aufgrund von Revisionen können ebenfalls an dieser Stelle genannt werden.
 - Hydrologisches Szenario: Das hydrologische Szenario ist gekennzeichnet durch hydrologisch bedingte Belastungen auf das Sperrenbauwerk. Aufgrund von Regenereignissen im Einzugsgebiet der Anlage folgt eine Änderung des Stauspiegels im Speicher. Ein möglicher Ausfall von Entlastungseinrichtungen muss an dieser Stelle betrachtet werden. An dieser Stelle darf auf Kapitel 2.1.2, Versagen durch Überströmen hingewiesen werden.
 - Seismisches Szenario: Die Anlage erfährt eine Belastung durch ein Erdbeben. Das jeweilige Bemessungsbeben wird hinsichtlich seiner Jährlichkeit analysiert. Zum Thema Versagen durch seismische Einwirkungen darf auf Kapitel 2.1.4 verwiesen werden.
 - Kombinierte Szenarien: An dieser Stelle werden mögliche Kombinationen von Normalszenario, hydrologischen Szenario sowie seismischen Szenario betrachtet.
 - Weitere Szenarien: In dieser Kategorie werden anlagenspezifische Szenarien festgehalten. Diese können etwa eine Massenbewegung in den Speicherraum, eine Speicherschnellabsenkung oder aber ein Sabotageakt sein.
3. **Festlegung der Belastungen:** Es erfolgt eine Betrachtung der seismischen und hydrologischen Bemessungsereignissen hinsichtlich ihrer Jährlichkeit. In Abhän-

gigkeit der betrachteten Szenarien werden die jeweiligen Belastungen miteinander kombiniert.

4. **Betrachtung der Entlastungseinrichtungen:** Die vorhandenen Entlastungseinrichtungen werden hinsichtlich ihrer Ausfallswahrscheinlichkeit analysiert (siehe Kapitel 5.3). Mechanische Bauteile sind an dieser Stelle von besonderen Interesse. Zur Ermittlung der Ausfallswahrscheinlichkeit kann etwa auf Verfahren wie die Fehlerbaumanalyse (siehe Kapitel 5.4) zurückgegriffen werden.
5. **Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeiten:** Die bodenmechanischen Parameter des Damms werden in Form einer Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion formuliert (siehe Kapitel 5.2). Im nächsten Schritt werden zum einen die Böschungstabilität sowie die Sicherheit gegenüber Versagen durch innerer Erosion berechnet. Die theoretischen Grundlagen finden sich in den Kapiteln 5.7 bzw. 5.8. Zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit selbst wird eine Monte-Carlo-Simulation für eine hinreichend große Anzahl an Berechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse werden den jeweiligen Eintrittswahrscheinlichkeiten der Belastungen gegenübergestellt. Zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge Überströmen kann auf Kapitel 5.6 verwiesen werden.
6. **Durchführung einer Flutwellenanalyse:** Für die festgelegten Versagensszenarien werden Flutwellenanalysen durchgeführt. Die theoretischen Grundlagen finden sich dabei in Kapitel 5.10 bzw. 5.11.
7. **Ermittlung des Schadenspotentials:** Auf Basis der durchgeführten Flutwellenanalyse wird eine Ermittlung des Schadenspotentials angestellt (siehe dazu Kapitel 5.12). Das Ergebnis dieser Berechnungen ist nun eine Bandbreite an potentiellen Todesopfern zufolge des Versagens der Stauanlage.
8. **Gegenüberstellung der Ergebnisse:** Im abschließenden Schritt werden die Ergebnisse aus den Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit der Stauanlage jenen Ergebnissen aus der Ermittlung des Schadenspotentials gegenübergestellt. Abschließend erfolgt ein Vergleich der Ergebnisse anhand von internationalen normativen Richtlinien (siehe dazu Kapitel 4.3).

Dieses Risikomodell wird in den folgenden Kapiteln 6 bzw. 7 jeweils an einer permanent und einer nicht permanent eingestauten Anlage exemplarisch angewendet.

6 Case Study 1 - Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

Die Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen befindet sich nördlich der zu schützenden Marktgemeinde Mariasdorf (Bezirk Oberwart/Burgenland) und besteht im Wesentlichen aus folgenden Anlagenteilen:

- Absperrbauwerk: Homogener Erdschüttdamm: $L_{Krone} = \text{ca. } 115 \text{ m}$, $h_{max} = 12,0 \text{ m}$, luft- und wasserseitige Böschungsneigung: 1:3.
- Durchlassbauwerk mit anschließendem Tosbecken: $L_{gesamt} = 76 \text{ m}$, Überdeckter Querschnitt: $1,80 \times 2,50 \text{ m}$, Stahlschütz mit manueller Bedienung - Drosseleinstellung lichte Höhe = $0,57 \text{ m}$.
- Hochwasserentlastung: Überströmsektion im Absperrbauwerk mit Tosgraben und anschließender Einmündung in das Tosbecken des Durchlassbauwerkes.

6.1 Anlagenbeschreibung

6.1.1 Topographie, geologische Verhältnisse und Grundwasserverhältnisse

Die untersuchte Hochwasserrückhalteanlage befindet sich etwa 1,5 km nordwestlich des Ortsteiles Mariasdorf/Tauchen. Die Talsohle des Beckens liegt auf 442,00 müA. Im Bereich des Beckenstandortes erreichen die Talflanken im Südwesten (orographisch rechte Seite) Höhen bis 655,00 müA und im Nordosten (orographisch linke Seite) Höhen bis 654,00 müA. Der Tauchenbach durchfließt das Tauchenbachtal von Nordwesten in Richtung Südosten. Im Bereich des Beckenstandortes stellt sich das Tal als schmal mit steilen

Flanken dar. Erst im Bereich der Einmündung des Sandwiesenbaches weitet sich der Talquerschnitt auf.

Der Ortsteil Tauchen befindet in den Sedimenten des Karpatium, genauer in der Sinnersdorfer-Formation. Anzutreffen sind hier Blockschotter in lehmiger Grundmasse sowie Wildbachschutt. An der orographisch rechten Talflanke dominiert Wechselschiefer (Graphitphyllit und Phyllit). Orographisch links findet sich Biotitgranit mit einem Grobneisfenster. Im Einzugsgebiet des Tauchenbaches sind unterschiedliche Gesteine zu finden. Am stärksten vertreten sind Wechselschiefer, Hüllschiefer, Grobgnese, Grünschiefer, Kalkphyllit und Kreide (Sericitkalkschiefer). Der Tauchenbach selbst fließt in Talfüllungen, bestehend aus Kiesen und Aulehmen. Die Untergrundverhältnisse im Bereich des Beckenstandortes zeigen unter einer etwa 40,0 cm mächtige Schicht aus Mutterboden Schichten aus schluffigen Sanden mit einer Mächtigkeit von 3,0 m in Talmitte und 1,0 m an den Talflanken. Diese Bodenschicht aus Aulehmen bzw. Ausanden wird lokal von pflanzlichen Resten sowie locker gelagerten Kieseinlagerungen durchzogen. In zunehmender Tiefe können Wechsellagerungen unterschiedlicher Bodenarten festgestellt werden (Talalluvionen). Bis zu einer Tiefe von max. 9,5 m findet sich sandiger, kiesiger und lokal steiniger Kies mit einem Größtkorn der Einlagerungen von bis zu 100 mm in Talmitte und 400 mm im Talbodenrand. Ab einer Tiefe von 9,5 m ist unverwitterter Fels anzutreffen. Ein Schichtenmodell des Untergrundes findet sich im Anhang A.2 unter Abbildung A.3.

Hinsichtlich der Grundwasserverhältnisse kann aufgrund der wechselnden Untergrundverhältnisse Schicht- bzw. Grundwasser in unterschiedlichen Tiefen festgestellt werden. Es kann jedenfalls ein Grundwasserspiegel bei etwa 1,25 bis 1,50 m unter Geländeniveau angetroffen werden. Die festgestellten Grundwasserstände sind ebenfalls in Abbildung A.3 vermerkt.

Ein Überblick über die Bodenkennwerte kann aus Tabelle 6.1 entnommen werden.

6 Case Study 1 - Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

	Sand, schluffig	Sand, schluffig	Schluff, sandig	Filter	Dammkörper	Reibungsfuß
Tiefe unter GOK [m]	0,5 - 3,0	3,0 - 4,0	4,0 - 9,5	-	-	-
Bodengruppe	SU - SU*	SU* - OU	SU* - GU*	-	-	-
Bodenklasse	2 - 3	2 - 3	3 - 5	-	-	-
Feuchtwichte γ [kN/m ³]	20	18	20	18	20	22
Wichte unter Auftrieb γ' [kN/m ³]	10	8	10	10	10	12
Reibungswinkel ϕ [°]	22,5	15	27,5	35	25	12
Kohäsion c [kN/m ²]	0	0	5	0	5	50
Steifemodul E_{S1} [kN/m ²]	3000	1000	15000	50000	-	-
Steifemodul E_{S2} [kN/m ²]	6000	3000	30000	100000	-	-
Durchlässigkeit k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-6}/1 \cdot 10^{-8*}$	$1 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 6.1: Überblick über die Bodenkennwerte des HWRB Mariasdorf/Tauchen [93]

6.1.2 Hydrologische Bemessung und Retentionsbemessung

Die hydrologische Bemessung bzw. Retentionsbemessung des Rückhaltebeckens hat zum Ziel, während eines HQ_{100} -Bemessungsereignisses das Hochwasser soweit zu retentieren, dass eine schadlose Abfuhr des Wassers im vorhandenen Gerinneprofil sichergestellt werden kann. Am Beginn dieser Retentionsberechnung steht die Ermittlung von Hochwasserganglinien und Anstiegszeiten für den Tauchenbach auf Grundlage der Arbeit von *Kreps* [100]. Für ein HQ_{100} kann ein Spitzenabfluss von $38,20 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt werden. Abbildung 6.1 zeigt die ermittelten Ganglinien für unterschiedliche Jährlichkeiten bis hin zum Bemessungsereignis HQ_{100} .

*Ausgehend von in-situ Durchlässigkeitsuntersuchungen für den Schüttkörper wurde eine mittlere Durchlässigkeit von $k_f = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ ermittelt [94].

Auf Grundlage der allgemeinen Retentionsgleichung

$$I(z) = A \cdot \Delta z = \int_0^t (Q_Z - Q_A) dt \quad (6.1)$$

ergibt sich ein maximal erforderlicher Beckeninhalt von rund 254.000 m³ sowie ein dazugehöriger maximaler Drosselabfluss von 8,20 m³/s.

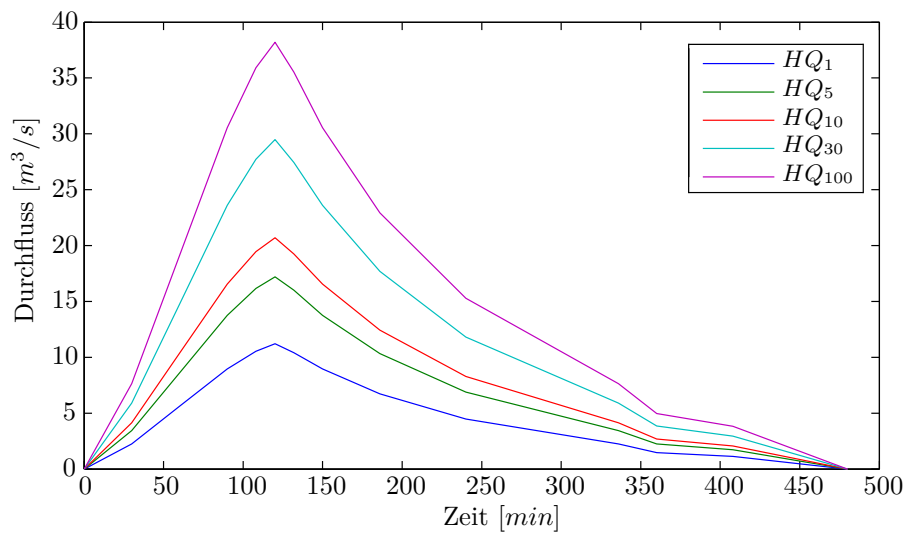


Abbildung 6.1: Hochwasserganglinien ermittelt nach *Kreps* [100] für die Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen - vgl. [81]

Tabelle 6.2 gibt Auskunft über die hydrologischen Kennwerte des Rückhaltebeckens für unterschiedliche Jährlichkeiten.

Als Sicherheitshochwasser ist für die Anlage ein 5000-jähriges Hochwasser, mit einem Spitzenabfluss von $HQ_{5000} = 61,12 \text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt.

6.1.3 Absperrbauwerk und Speicherraum

Als Absperrbauwerk für die Hochwasserrückhalteanlage fungiert ein homogener Erdschüttdamm. Der Schüttkörper weist eine maximale Höhe von rund 12,0 m auf und bindet beidseitig in das bestehende Gelände des Tauchenbachtals ein. Aufgrund der festgelegten Dammböschungsneigungen von 1:3, jeweils für die Wasser- bzw. Luftseite, resultiert eine

6 Case Study 1 - Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

	Zufluss [m^3/s]	Ret. Abfluss [m^3/s]	Stauhöhe [müA]	Stauhöhe [m]	S_{erf} [m^3]
HQ_{100}	38,20	8,20	452,65	10,65	253660
HQ_{30}	29,50	7,46	451,19	9,19	176000
HQ_{10}	20,70	6,71	449,54	7,54	102080
HQ_5	17,20	6,36	448,83	6,83	75109
HQ_1	11,20	5,57	447,37	5,37	34461

Tabelle 6.2: Hydrologische Kennwerte der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen [81]

Kenndaten des Absperrbauwerkes	
Typ	Homogener Erdschüttdamm
Länge	115,0 m
Kronenbreite	5,0 m
Maximale Basisbreite	75,0 m
Volumen Dammschüttung	32.000 m^3
In Anspruch genommene Grundfläche	7050 m^2
Dammoberkante	454,00 müA
KOK Hochwasserentlastung	452,65 müA
Sohle Grundablass	442,00 müA
Max. Höhe über Grundablass	12,0 m
Freibord	0,50 m
Böschungsneigung luftseitig	1:3
Böschungsneigung wasserseitig	1:3

Tabelle 6.3: Überblick über die Kenndaten der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen [93]

maximale Basisbreite der Aufstandsfläche von rund 75,0 m. Die Kronenlänge beträgt rund 115,0 m. Das gesamte Schüttvolumen des Dammes inkl. Drainagekörper beträgt etwa 32.000 m^3 . Am luft- bzw. wasserseitigen Fuß der Dammbauwerkes befindet sich jeweils ein Reibungsfuß aus Wasserbausteinen bis zu 4,0 to mit einer Breite von 2,0 - 3,0 m und einer Tiefe von 3,0 - 4,0 m. Um mögliche Setzungsrisse im Dammkörper vorzubeugen, wurden im Zuge einer Vorlastschüttung ein Teil der zu erwartenden Setzungen vorweggenommen.

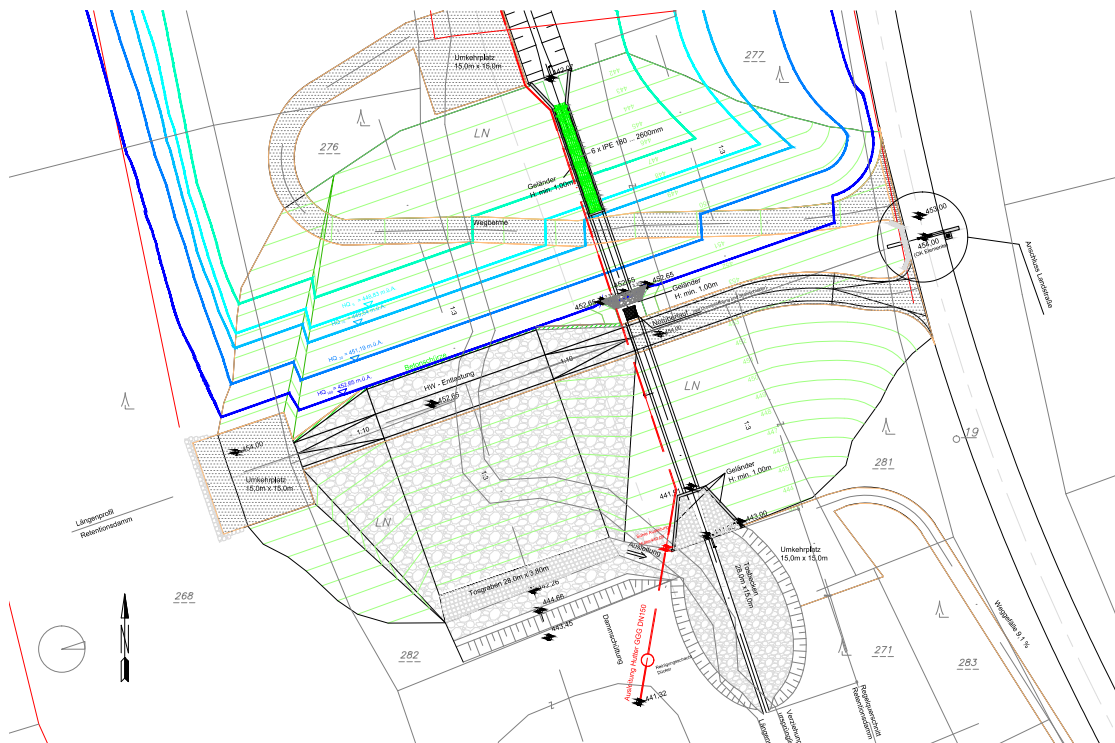


Abbildung 6.2: Übersichtslageplan der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

Hinsichtlich der Durchlässigkeit des Schüttmaterials werden Werte von $k_f \leq 10^{-6} - 10^{-7} \text{ m/s}$ gefordert. Weiters werden für das Schüttmaterial verdichtbare Korngemische der Bodengruppen GU*, GT*, SU* und UL sowie ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 97\%$ verlangt. Das Schüttmaterial wurde lagenweise mit einer Schichtenmächtigkeit von 0,3 - 0,4 m eingebaut und entsprechend verdichtet. Der luftseitige Filterkörper weist eine Breite von rund 4,0 m auf und besteht aus einem gut durchlässigen Material (GK 16/32, 40/70) welches mit einer Filterlage aus Geokunststoff umhüllt wurde. In Tabelle 6.3 finden sich die wichtigsten Kenndaten des Absperrbauwerkes Mariasdorf/Tauchen. Abbildung A.5 (siehe Anhang A.2) enthält überdies Schnitte durch das Absperrbauwerk der Rückhalteanlage.

Das Retentionsvolumen für den Lastfall HQ_{100} beträgt $V_{ret,HQ100} = 250.000 \text{ m}^3$. Der maximale Beckeninhalt (Lastfall HQ_{5000}) kann mit $V_{ret,HQ5000} = 333.000 \text{ m}^3$ angegeben werden. In Abhängigkeit des jeweiligen Hochwasserereignisses ergibt sich aus der Topologie der Talform folgende Speicherinhaltslinie (siehe Abbildung 6.3).

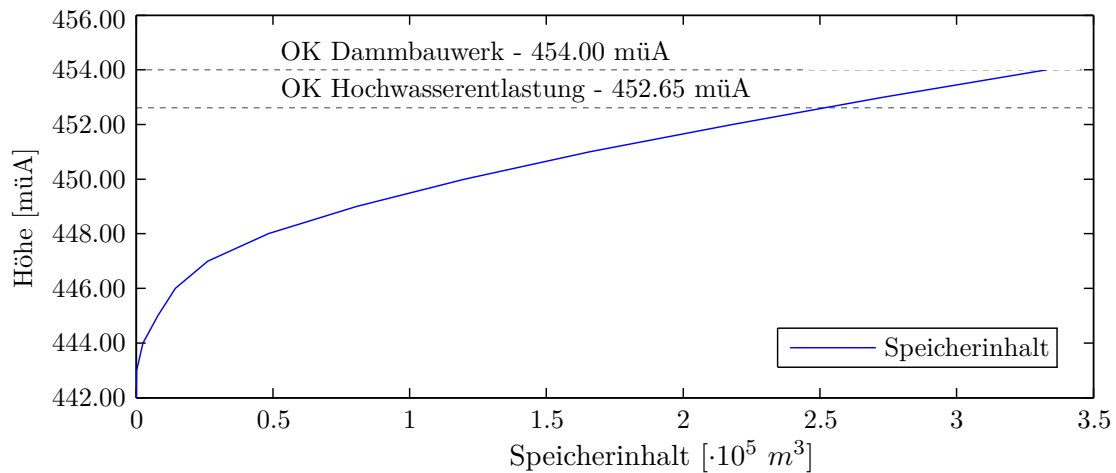


Abbildung 6.3: Speicherinhaltslinie der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

6.1.4 Durchlassbauwerk

Das Durchlassbauwerk besitzt oberwasserseitig, nach einer rund 10 m langen Vorfeldsicherung durch eine verdeckte Steinschichtung, eine trichterförmige Aufweitung auf etwa 6,10 m. Nach besagter Aufweitung ist ein Grobrechen zur Abwehr von Verklausungen durch Totholz und Grobgeschiebe angebracht. Der Rechen selbst weist bei einer Neigung von $19,5^\circ$ sowie einen Stababstand von 12,0 cm eine Bruttofläche von $13,0 m^2$ auf. Die folgende Drosselöffnung weist ein Kastenprofil mit einer lichten Weite von $1,80 \times 2,50$ m auf. Die Sohle des Durchlasses besteht aus einer Steinpflasterung auf Unterbeton. Durch ein etwa mittig situiertes Stahlschütz kann der Abfluss abermals gedrosselt werden. Als Notüberlauf dient der $1,80 \times 1,80$ m große Drosselschacht, in welchem auch die Schützentafel montiert ist. Die unterwasserseitige Aufweitung auf ca. 11,20 m bildet den Übergang in das anschließende Tosbecken. Im Bereich dieser Aufweitung befindet sich eine Anordnung von 5 Störkörpern, welche eine ausreichende Energiedissipation im Betriebsfall der Anlage gewährleisten [9]. Die Sohle des Durchlassbauwerkes befindet sich im Einlaufbereich auf Kote 442,00 müA und weist eine Sohlneigung von 1,7 ‰ auf. Aufgrund der ungünstigen Untergrundverhältnisse ist das gesamte Durchlassbauwerk auf einer Reihe von duktilen Rammpfählen gegründet.

Die Schützentafel im Durchlassbauwerk befindet sich 0,57 m über der Gerinnesohle

und ist im Drosselschacht fest verankert. Eine Steuerung des Schützes während eines Hochwasserereignisses ist somit nicht möglich. In Abhängigkeit des jeweiligen Stauspiegels im Speicherraum ergibt sich ein Abfluss aus dem Durchlassbauwerk, welcher der Kennlinie aus Abbildung 6.4 folgt. Für ein HQ_{100} Bemessungshochwasser (Stauspiegel bei 452,65 müA) folgt ein retentierter Abfluss aus dem Rückhaltebecken von $HQ_{100,ret} = 8,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

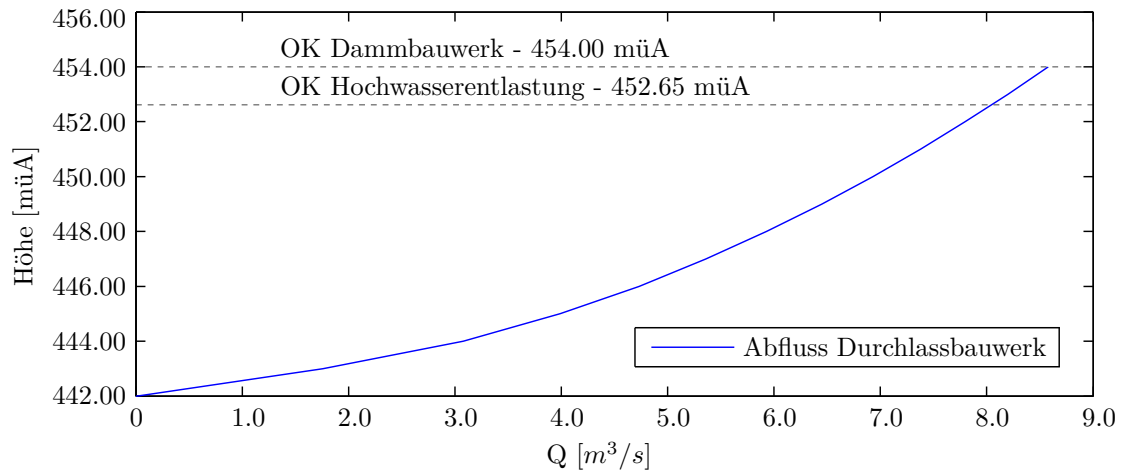


Abbildung 6.4: Kennlinie des Durchlassbauwerkes der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

6.1.5 Hochwasserentlastung

Als Hochwasserentlastung dient eine, in das Absperrbauwerk integrierte Entlastungsanlage, bestehend aus einer oberwasserseitigen Betonschürze, der Überfallsektion mit einer anschließenden Steinrampen sowie einem Tosgraben und einem Tosbecken. Bemessungsdurchfluss der Hochwasserentlastung ist ein HQ_{5000} mit einem Spitzenabfluss von $61,12 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die 70 cm breite Betonschürze dient der Sicherung der Dammkrone. Die trapezförmige Überfallsektion weist eine Sohlbreite von 28,0 m und eine Neigung von 2 ‰ in Fließrichtung auf. Die maximale Breite ergibt sich zu rund 55,0 m. Die rund 32,0 m lange raue Rampe besteht aus einer verdeckten Steinschichtung, KL IV, $D_s = 50,0 \text{ cm}$, versehen mit einer untenliegenden, geotextilen Trennlage. Der Aufbau des Tosgrabens und Tosbeckens besteht aus einer 50 cm mächtigen, verdeckten Steinschichtung KL IV im Betonbett.

Abbildung A.5 im Anhang A.2 enthält einen Schnitt durch die Hochwasserentlastung der Rückhalteanlage. Dieser Abbildung können die genauen Aufbauten von Rampe, Tosgraben und Tosbecken entnommen werden.

Die Bemessung der Hochwasserentlastung erfolgt für eine raue Rampe mit trapezförmigen Querschnitt nach der Überfallformel nach *Poleni-Weisbach* mit einem Überfallbeiwert $\mu = 0,72$.

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2gh}^{\frac{3}{2}} \quad (6.2)$$

Ausgewertet für Wasserspiegellagen über dem HQ_{100} -Stauziel bei 452,65 müA ergibt sich folgende Kennlinie der Hochwasserentlastung (siehe Abbildung 6.5):

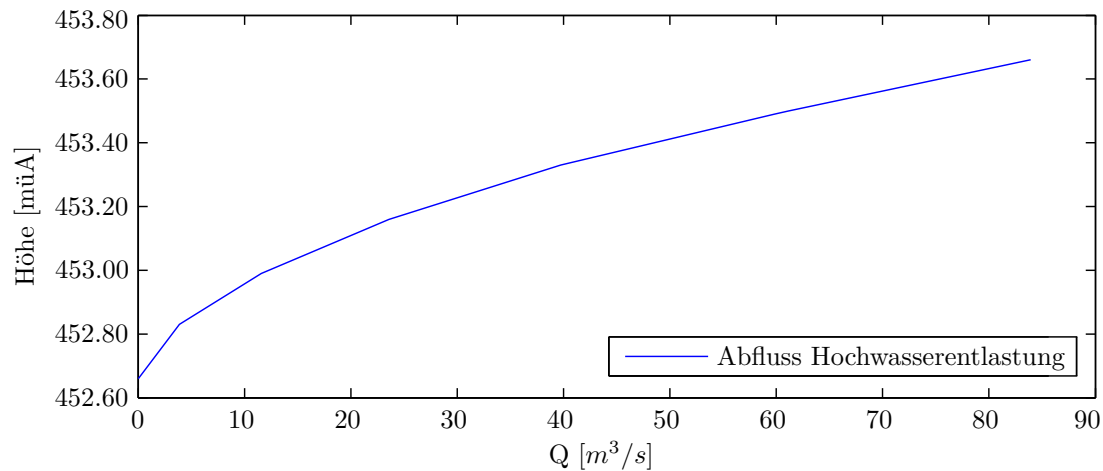


Abbildung 6.5: Kennlinie der Hochwasserentlastung der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

6.1.6 Untersuchungsgebiet der Flutwellenanalyse

Das Untersuchungsgebiet des Tauchenbachtals erstreckt sich vom Standort des Rückhaltebeckens Mariasdorf/Tauchen bei km 23,570 bis zum Rückhaltebecken Großpetersdorf bei km 0,000. Mit einem durchschnittlichen Sohlgefälle von 7 ‰ erweist sich das Tal als größtenteils flach. Das mäandrierende Gerinne ist über weite Strecken von Waldgebieten und Hecken abgegrenzt. Im gesamten Untersuchungsgebiet queren einige übergeordnete

ten Landstraßen den Tauchenbach. An diesen Stellen wird das Gerinne mittels eines Durchlassbauwerkes durch den Straßendamm hindurchgeführt. Nennenswert sind an dieser Stelle die Querung der Burgenland Straße 50 bei km 18,300, jene der Bergwerker Landesstraße bei km 16,750 sowie die der Goberlinger Landstraße bei km 13,650. Diese Straßenquerungen drosseln den Tauchenbach im Hochwasserfall und erzeugen aufgrund der Durchlassbauwerke natürliche Retentionsräume.

Nennenswerte Zubringer für den Tauchenbach im Untersuchungsgebiet sind zum einen der Stubenbach (Einmündung bei km 19,900) sowie der Glasbach, welcher bei km 13,530 einmündet. Zu diesen beiden Gerinnen liegen auch hydrologische Daten vor [82].

Abbildung 6.6 enthält das Längsprofil des Tauchenbaches im Untersuchungsgebietes der Rückhalteanlage.

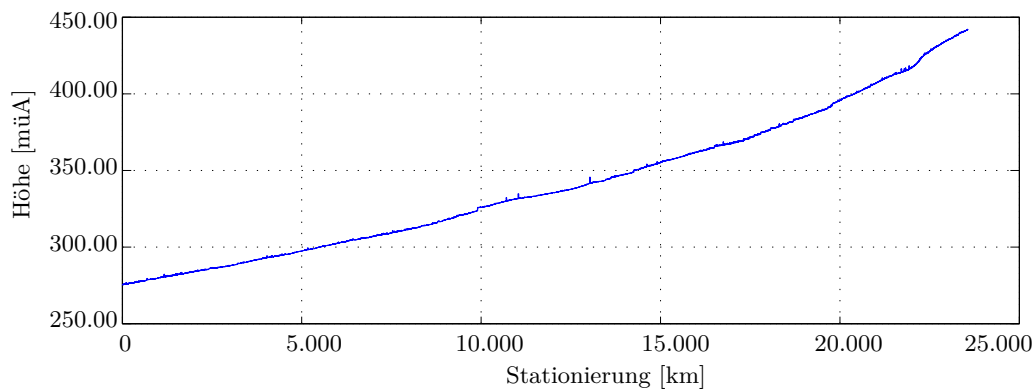


Abbildung 6.6: Längsprofil des Untersuchungsgebietes der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

6.2 Geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit

Unter den Gesichtspunkten des in Kapitel 2.1.1 erläuterten Versagensmechanismus eines geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit bzw. der in Kapitel 5.7 erläuterten Grundlagen zum Nachweis der Böschungsstabilität, werden in diesem Kapitel die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen der Rückhalteanlage vorgestellt. Ziel der Berechnungen ist es, das Absperrbauwerk hinsichtlich einer erweiterten Reihe an Belastungssituationen auf seine Standsicherheit zu untersuchen.

Die Untersuchungen wurden mit dem Programmpaket *SLIDE 6.0* durchgeführt und beruhen im Wesentlichen auf zwei gekoppelten Modellen. Zum einen ist dies ein Modell zur Berechnung der Sickerströmungen im Dammkörper und zum anderen ein Modell zur Identifizierung der kritischen Gleitkreise sowie zur Ermittlung des Sicherheitsfaktors sowie der Versagenswahrscheinlichkeit der Dammböschung. Um die Auswirkung einer Hochwasserwelle auf das Dammbauwerk zu ermitteln, handelt es sich zum Großteil um transiente Simulationen. Eine Auswertung der Ergebnisse erfolgt jeweils hinsichtlich eines Sicherheitsfaktors gegenüber Böschungsbruch sowie einer Wahrscheinlichkeit, dass sich ein kritischer Gleitkreis ausbildet.

6.2.1 Modellbeschreibung des geotechnischen und strömungsmechanischen Rechenmodells

Die geometrischen Randbedingungen des zweidimensionalen Modells umfassen das Absperrbauwerk im Regelschnitt sowie einen Teil des Untergrundes. Das Dammbauwerk besteht aus dem Dammkörper selbst, sowie einem Filter und einem Reibungsfuß am luftseitigen Ende der Böschung. Hinsichtlich des Untergrundes werden drei Schichten bis zu einer Tiefe von 10,0 m unter GOK modelliert. Abbildung 6.7 zeigt das geotechnische Modell zur Ermittlung der kritischen Gleitkreise. Besonders hingewiesen sei an dieser Stelle auf die angewendeten Methoden zur Gleitkreisberechnung. Im gegenständlichen Fall handelt es sich um die Verfahren nach *Bishop* sowie nach *Janbu* (vgl. Kapitel 5.7).

Die angesetzten bodenmechanischen Parameter orientieren sich an jenen, welche bereits im Planungsstadium der Anlage Anwendung gefunden haben (siehe Tabelle 6.1 sowie [93, 94]). Tabelle 6.4 enthält sämtliche angesetzten Werte betreffend Reibungswinkel φ , Kohäsion c sowie Wichte γ mit der zugrundeliegenden, probabilistischen Modellierung der Parameter. Sämtliche bodenmechanische Werte werden als normalverteilt angenommen und innerhalb eines Intervalls der dreifachen Standardabweichung ($\mu \pm 3\sigma$) modelliert. Werte für die Standardabweichung selbst liegen für die Wichte γ im Bereich von $\sigma_\gamma = 0,05 \div 0,1\mu$ (vergleiche dazu [120]) sowie für Reibungswinkel φ und Kohäsion c im Bereich von $\sigma_{\varphi,c} = 0,1 \div 0,15\mu$. Diese Werte orientieren sich an den Arbeiten von *Baecher* und *Christian* [86], welche für die Standardabweichung der Kohäsion von tonigen Material einen Wert von $\sigma_c = 0,1 \div 0,5\mu$ angeben. Weiters geben sie einen Wert für den Reibungswinkels von $\sigma_\varphi = 0,1 \div 0,56\mu$ an. *Phoon* und *Kulhawy* geben für Tone und Sande einen Wert

von $\sigma_\varphi = 0,05 \div 0,15\mu$ an [120].

Weiters wird für alle Simulationen eine Flächenlast auf der Dammkrone von $10,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

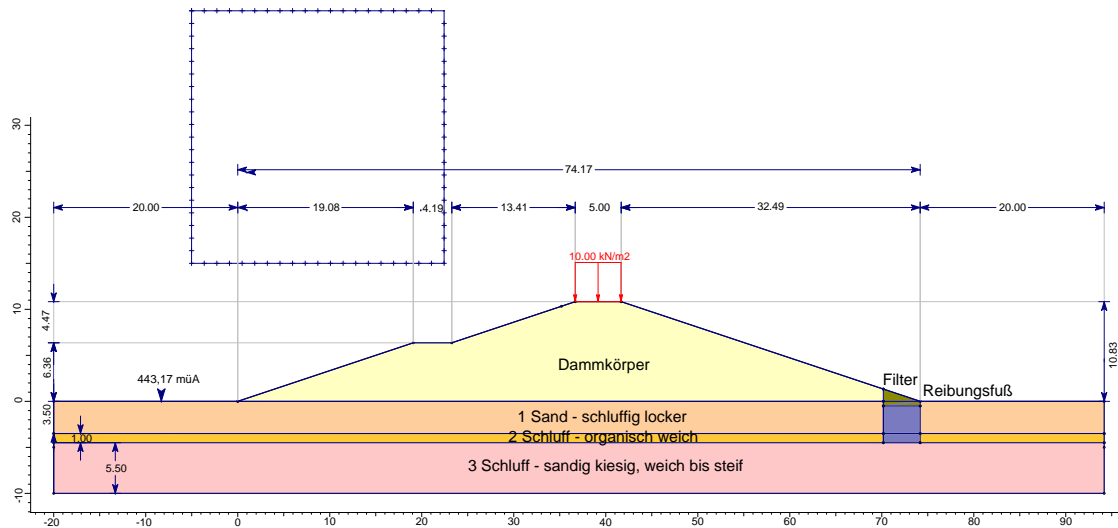


Abbildung 6.7: Geotechnisches Rechenmodell der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

Die geometrischen Randbedingungen des strömungsmechanischen Rechenmodells sind mit jenen des geotechnischen Modells ident und können Abbildung 6.8 entnommen werden. Für die Berechnung der Sickerströmung wird das Gesetz von Darcy (siehe Kapitel 5.5) an einem zuvor erzeugten Rechnetz mit 1225 Elementen angewendet. An dieser Stelle sei erwähnt, dass der angesetzte Wert für die Durchlässigkeit der Dammschüttung aus einer Reihe von in-situ Prüfungen während der Bauphase der Rückhalteanlage abgeleitet wurde. Es erfolgt eine Bestimmung des k_f -Wertes aus einer statistischen Auswertung der durchgeführten Versuche. Eine probabilistische Modellierung innerhalb des gekoppelten geotechnischen-hydraulischen Rechenmodells erfolgt nicht. Die angesetzten Werte betreffend der Durchlässigkeit der Bodenschichten und des Dammkörpers finden sich in Tabelle 6.5.

Bodenschicht	Bodenparameter	μ	σ	Verteilung
Dammkörper	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-8}$	-	-
Filter	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-2}$	-	-
Reibungsfuß	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-6}$	-	-
1 Sand, schluffig	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-7}$	-	-
2 Schluff, organisch	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-7}$	-	-
3 Schluff, sandig	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-8}$	-	-

Tabelle 6.5: Übersicht der verwendeten hydraulischen Bodenparameter der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

Im Folgenden werden an diesem gekoppelten Modell sowohl stationäre als auch transienten Berechnungen mit unterschiedlichen Belastungssituationen durchgeführt. Unabhängig davon liegt den Berechnungen der Böschungsstabilität eine probabilistische Modellierung der Bodenparameter zugrunde. Sowohl für die Ermittlung des Sicherheitsfaktors als auch der Versagenswahrscheinlichkeit werden für jeden Zeitschritt die Bodenparameter innerhalb einer normalverteilten Dichtefunktion variiert. Mittels einer Monte-Carlo-Simulation (vgl. Kapitel 5.4.3) werden 10000 Simulationen mit zufällig gewählten Werten innerhalb dieser Dichtefunktionen für φ , c und γ durchgeführt.

Zusammengefasst können sämtliche Eingangswerte für die Simulationen Tabelle 6.6 entnommen werden.

6.2.2 Lastfallklasse 1 - HQ₁₀₀

Für den Lastfall eines 100 jährlichen Hochwassers (Lastfallklasse 1) wird die Stauhöhe, welche sich aus der Hochwasserganglinie für ein HQ₁₀₀ (siehe Abbildung 6.1) sowie aus der Speicherinhaltslinie des Beckens (siehe Abbildung 6.3) ableiten lässt, als transiente Randbedingung im Sinne eines hydraulischen Potentials an der Wasserseite des Absperrbauwerkes aufgebracht. Die zeitliche Auflösung der Berechnung erfolgt für einen Zeitschritt von $\Delta t = 30 \text{ min}$. Die gesamte Simulationszeit ist mit $t = 20 \text{ h} \hat{=} 1200 \text{ min}$ begrenzt.

Noch vor Beginn des Einstaus können sowohl an der wasser- als auch an der luftseitigen Böschung hinreichend hohe Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch von $\eta_{B,p} = 1,44$ bzw. $\eta_{B,p} = 1,50$ ermittelt werden. Im Verlauf des Einstauvorganges steigt der Sicherheitsfaktor nach dem Verfahren nach *Bishop* (vgl. Kapitel 5.7.3) auf der Wasserseite auf einen Wert

6 Case Study 1 - Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

Eingangswerte			
Allgemeines	Mesh	Freie Tetraeder	1225 Elemente
	Grid	quadratisch	20x20 Knoten
	Solver	Typ	stationär/transient
Modelle	Untergrund	Versagenskrit.	Mohr-Coulomb
		Böschungsstab.	Bishop - Janbu
	Flüssigkeit	Sickerströmung	Gesetz von Darcy
	stat. Modell	Monte-Carlo-Sim.	$1 \cdot 10^5$ Versuche
Parameter	Untergrund	Durchlässigkeit	$k_f = \text{fest}$ (vgl. Tab 6.5)
		Reibungswinkel	$\phi = \text{variabel}$ (vgl. Tab 6.4)
		Kohäsion	$c = \text{variabel}$ (vgl. Tab 6.4)
		Wichte	$\gamma = \text{variabel}$ (vgl. Tab 6.4)
	Flüssigkeit	Wasser	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
Randbedingungen	Wand	Stat. Wand	No Slip
	Einlass	Hydr. Potential	variabel
	Auslass	Druck/Durchfluss	$Q = 0 \text{ m}^3/\text{s}, p = 0 \text{ Pa}$

Tabelle 6.6: Übersicht der Eingangswerte für die Böschungsberechnungen der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

von $\eta_{B,p} = 3,56$ (Mittelwert aus 10^6 Simulationen). Im Zuge der deterministischen Betrachtung ergibt sich eine rechnerische Sicherheit von $\eta_{B,d} = 3,51$ (siehe Abbildung 6.9). Ein ähnliches Bild zeigt sich bei den Gleitkreisen nach dem Verfahren nach *Janbu*. Die Sicherheiten liegen mit $\eta_{J,p} = 3,17$ bzw. $\eta_{J,d} = 3,13$ jedenfalls unter den Werten nach *Bishop* (siehe Abbildung 6.10). Qualitativ kann kein signifikanter Unterschied zwischen den beiden Bruchfiguren festgestellt werden. Das Böschungsversagen verläuft an der Luftseite der Dammkrone, schneidet den Übergang zwischen den schluffigen Bodenschichten 2 und 3 und endet im Bereich des wasserseitigen Böschungsfußes.

6 Case Study 1 - Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

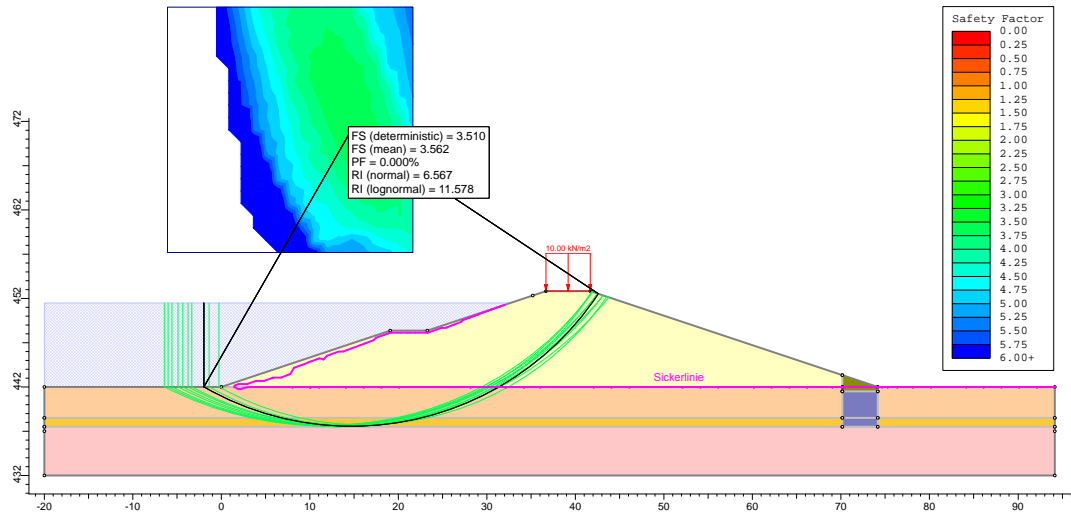


Abbildung 6.9: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - HQ_{100} - Verfahren nach *Bishop*

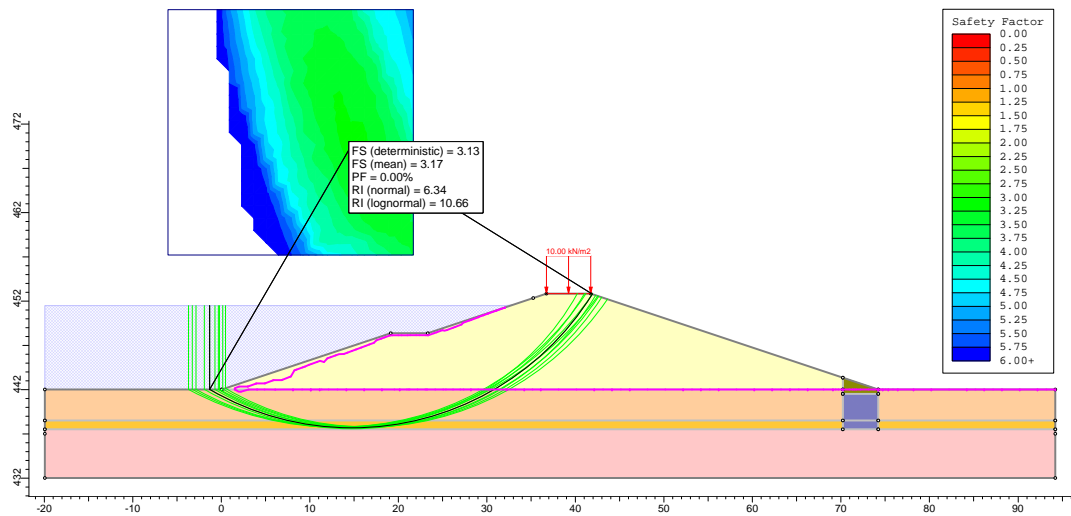


Abbildung 6.10: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - HQ_{100} - Verfahren nach *Janbu*

Nach Erreichen des HQ_{100} -Stauzieles beginnt der Abstauvorgang im Rückhaltebecken. Es kann festgestellt werden, dass sich mit sinkendem Wasserstand auch der Sicherheitsfaktor

verringert. Nach einer Zeit von $t = 17,5 h$ ist das Reservoir vollständig entleert und die probabilistisch errechneten Sicherheitsfaktoren ergeben sich zu $\eta_{B,p} = 1,42$ bzw. $\eta_{J,p} = 1,30$. Hinsichtlich der Versagenswahrscheinlichkeit kann ein Anstieg auf $PF_B = 6,00 \cdot 10^{-4}$ bzw. $PF_J = 4,80 \cdot 10^{-3}$ ermittelt werden. Die Gleitkreise der Bruchfigur scheiden nunmehr die Wasserseite der Dammkrone, sind aber qualitative mit jenen bei Vollstau vergleichbar (siehe Abbildung 6.11 bzw. 6.12).

Der zeitliche Verlauf des Sicherheitsfaktors an der Wasserseite kann aus Abbildung 6.13 entnommen werden. Es zeigt sich ein direkter Zusammenhang mit dem Stauspiegel im Reservoir. Aufgrund der sehr geringen Durchlässigkeit des Schüttmaterials ($k_f = 1 \cdot 10^{-8} m/s$) sowie des vergleichsweise kurzen Ein- bzw. Abstauvorganges wird der Dammkörper nur unwesentlich im Bereich des wasserseitigen Fußes durchströmt. Die Durchsickerung beträgt in diesen Bereichen maximal einen Meter. Folglich befindet sich während des Entleervorganges nur ein äußerst geringer Teil der Dammschüttung unter Auftrieb. Aus dieser Tatsache folgend, kann somit auch kein wesentlicher Abfall des Sicherheitsfaktors, aufgrund eines Porenwasserüberdruckes im Schüttkörper, während des Abstauens beobachtet werden.

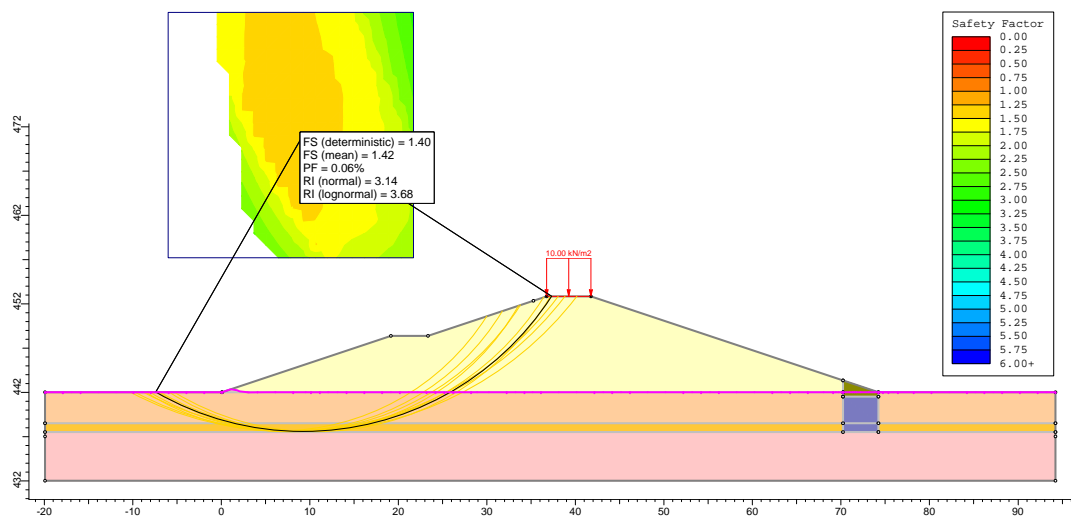


Abbildung 6.11: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 17,5 h$ - HQ_{100} - Verfahren nach Bishop

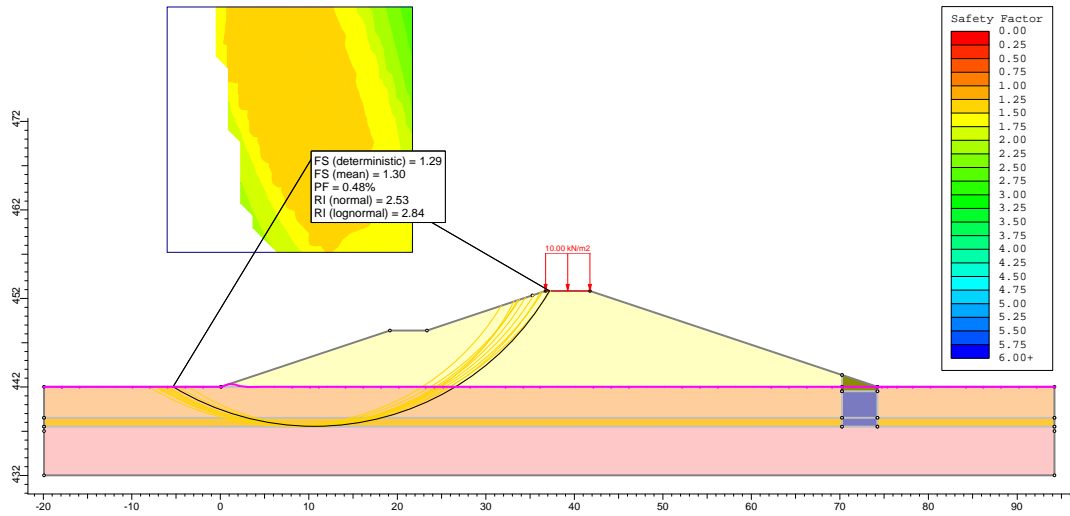


Abbildung 6.12: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 17,5 \text{ h}$ - HQ_{100} - Verfahren nach Janbu

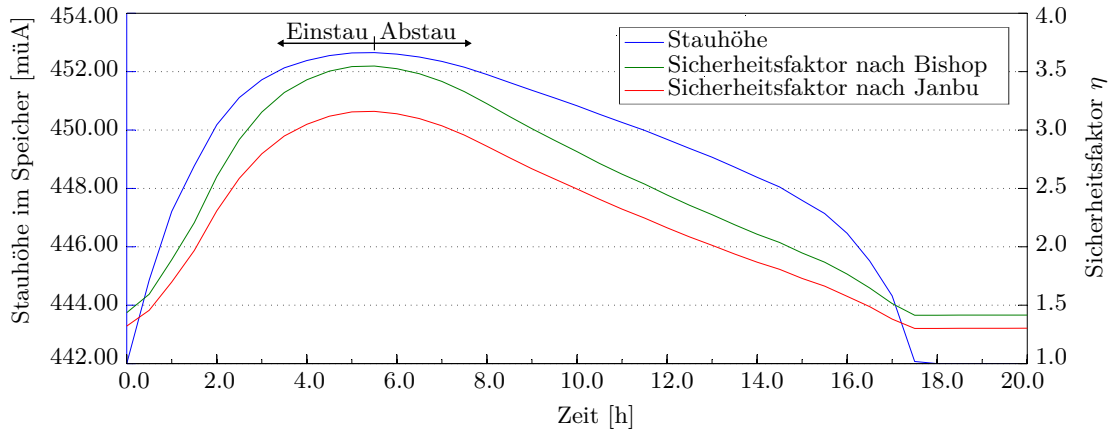


Abbildung 6.13: Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung während eines HQ_{100} -Hochwasserereignisses

Bei der Betrachtung der Böschungsstabilität an der Luftseite zeigt sich folgendes Bild: Die ermittelten Sicherheiten liegen im Bereich von $\eta_{B,p} = 1,50$ bzw. $\eta_{J,p} = 1,39$ mit einer maximalen Versagenswahrscheinlichkeit von $PF_J = 8,00 \cdot 10^{-4}$. Jene Gleitkreise mit der minimalen Sicherheit nach dem Verfahren nach *Bishop* schneiden die Dammkrone

sowie die Bodenschichten 2 und 3 im Bereich des Reibungsfußes und erstrecken sich bis rund 20,0 m in Richtung Luftseite (siehe Abbildung 6.14). Ein etwas gegenteiliges Bild zeigt sich bei den Bruchfiguren nach dem Verfahren nach Janbu. Der minimale Gleitkreis reicht hier von der Krone bis zum luftseitigen Reibungsfuß. Unter den zehn Gleitkreisen mit den geringsten Sicherheitsfaktoren finden sich auch solche, wie nach dem Verfahren nach *Bishop* ermittelt werden konnten (siehe Abbildung 6.15). Die Auswertung des zeitlichen Verlaufes der Sicherheit zeigt einen konstanten Wert über die Dauer der gesamten Hochwasserwelle. Während des Ein- bzw. Abstauvorganges stellt sich aufgrund der kurzen Belastungsdauer sowie der geringen Durchlässigkeit keine Sickerlinie bis zum luftseitigen Bereich des Dammes ein.

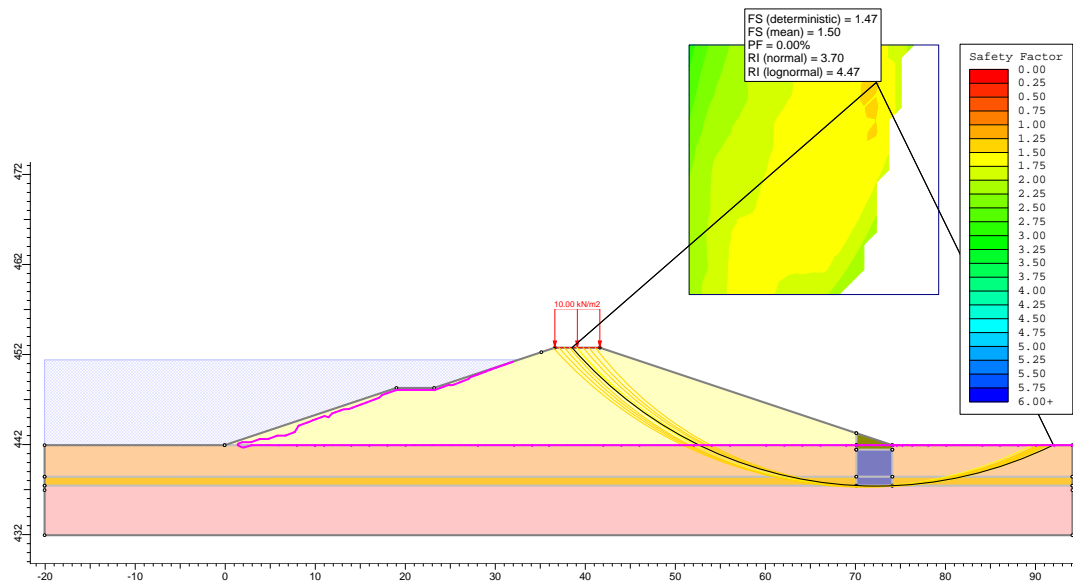


Abbildung 6.14: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - HQ_{100} - Verfahren nach *Bishop*

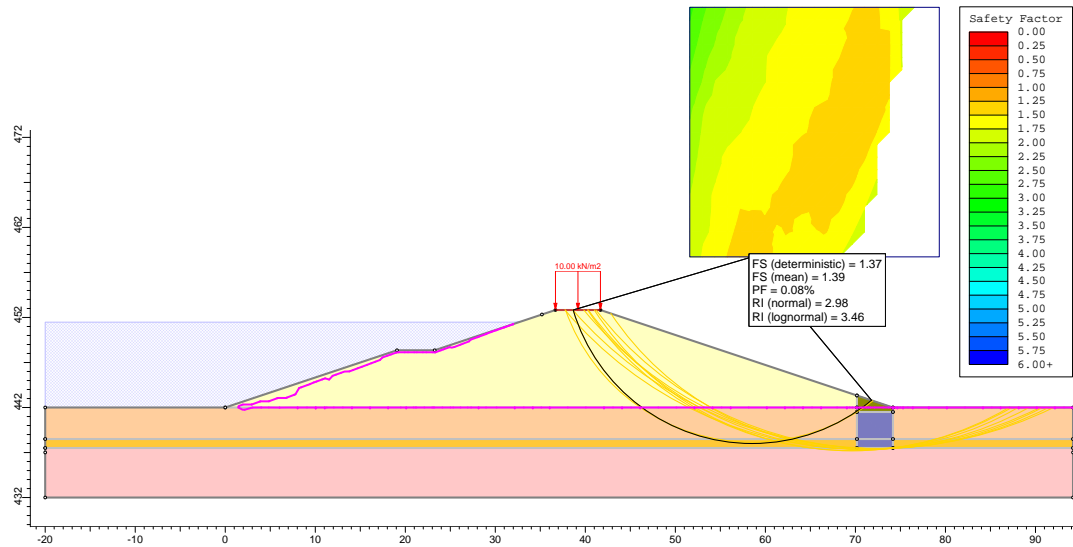


Abbildung 6.15: Gleitkreise an der luftseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - HQ_{100} - Verfahren nach *Janbu*

Abbildung 6.16 zeigt die Häufigkeitsverteilung (Histogramm) mit der dazugehörigen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für Reibungswinkel und Kohäsion an der luftseitigen Dammschüttung zu einem beliebigen Zeitpunkt während eines HQ_{100} -Ereignisses. Bei einer Anzahl von $1 \cdot 10^6$ Simulationen je Zeitschritt, kann im Mittel $8 \cdot 10^2$ mal ein Versagen der Böschung nach dem Verfahren nach *Janbu* festgestellt werden (siehe rote Balken in Abbildung 6.16). Die Daraus resultiert eine Versagenswahrscheinlichkeit von $PF_J = 8,00 \cdot 10^{-4}$. Es zeigt sich eine relative Häufung von Versagensfällen bei einem Reibungswinkel von $\varphi < 24^\circ$. Die dazugehörigen Werte für die Kohäsion des Schüttmaterials liegen in einem Intervall von $3,4 < c < 6,3 kN/m^2$.

Zusammengefasst zeigen sich für den Lastfall eines 100 jährigen Hochwassers folgende Ergebnisse: Bei Vollstau kann an der wasserseitigen Dammböschung minimaler Sicherheitsfaktor $\eta_{J,p} = 3,17$ nach dem Verfahren nach *Janbu* ermittelt werden. Die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit liegt unter der Auflösungsgränze von $PF = 1 \cdot 10^{-6}$. An der luftseitigen Dammböschung liegt der minimale Sicherheitsfaktor $\eta_{B,p} = 1,50$ bzw. $\eta_{J,p} = 1,39$ über der geforderten Mindestsicherheit von $\eta = 1,3$ (Lastfallklasse 1 - Sicherheitsklasse 3) laut *ÖNORM B 4433* (vgl. [116]) sowie über der Mindestsicherheit

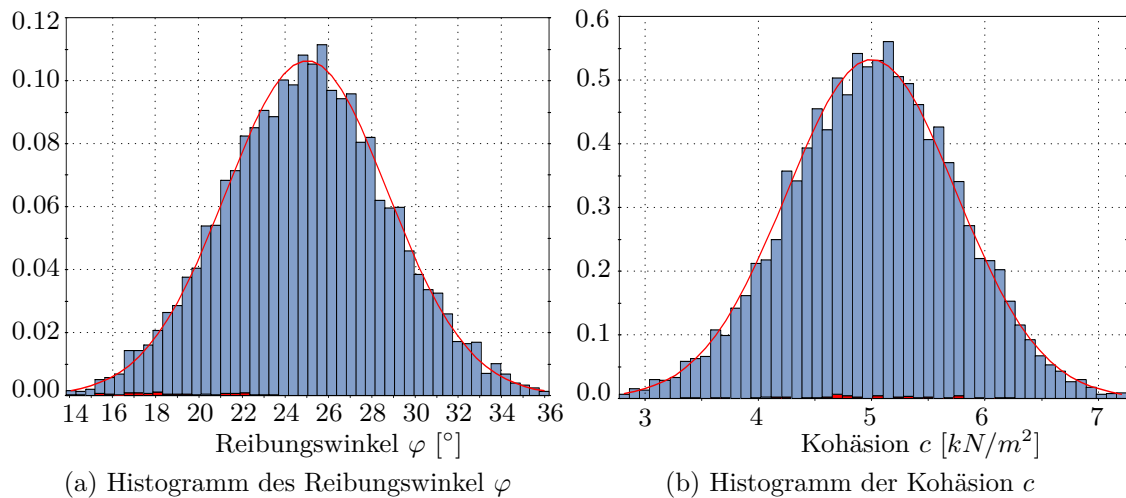


Abbildung 6.16: Histogramm und Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen von Reibungswinkel φ und Kohäsion c an der luftseitigen Dammböschung - HQ_{100} - Verfahren nach Janbu - vergleiche Werte aus Tabelle 6.4

von $\eta = 1,3$ (Lastfallklasse 1) für große Stauanlagen laut [14]. An dieser Stelle sei angemerkt, dass sich die *ÖNORM B 4433* eines globalen Sicherheitskonzeptes bedient. Diese Nachweisführung stellt im Dammbau in Österreich bislang die gängige Praxis dar. Aufgrund der europaweiten Harmonisierung nationaler Regelwerke, erfolgt eine sukzessive Überführung in ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept nach Vorbild der *Eurocodes*. Zum Zeitpunkt der Erstellung der vorliegenden Arbeit befinden sich die normativen Regelwerke in Überarbeitung.

Weiters kann an dieser Stelle angemerkt werden, dass sich die geringsten Sicherheiten und somit größten Versagenswahrscheinlichkeiten an der Wasserseite für jene Zeitschritte ergeben, an denen das Rückhaltebecken entleert ist und somit kein Gefahrenpotential von der Anlage ausgeht. Tabelle 6.7 fasst die maximalen Versagenswahrscheinlichkeiten für die wasserseitige Böschung zusammen. Es ergeben sich Werte von $PF_B = 4,80 \cdot 10^{-5}$ bzw. $PF_J = 6,00 \cdot 10^{-6}$.

HQ_{100} -wasserseitig	Janbu	Bishop
Maximale Versagenswahrscheinlichkeit	$4,80 \cdot 10^{-3}$	$6,00 \cdot 10^{-4}$
Eintrittswahrscheinlichkeit des Ereignisses	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$
Versagenswahrscheinlichkeit der Anlage	$4,80 \cdot 10^{-5}$	$6,00 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 6.7: Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_{100} -Lastfall an der wasserseitigen Dammböschung

An der luftseitigen Dammböschung ergeben sich konstante Werte für die Sicherheitsfaktoren sowie die Versagenswahrscheinlichkeit über die gesamte Dauer des Belastungsvorganges. Die ermittelten, minimalen Sicherheiten für die Luftseite liegen ebenfalls über den geforderten Werten nach [116] bzw. [14]. Als maximale Versagenswahrscheinlichkeit kann ein Wert von $PF_J = 8,00 \cdot 10^{-6}$ ausgemacht werden (vgl. Tabelle 6.8). Eine tabellarische Zusammenstellung von Sicherheitsfaktor und Versagenswahrscheinlichkeit findet sich im Anhang A.2 in Tabelle A.4.

HQ_{100} -luftseitig	Janbu
Maximale Versagenswahrscheinlichkeit	$8,00 \cdot 10^{-4}$
Eintrittswahrscheinlichkeit des Ereignisses	$1,00 \cdot 10^{-2}$
Versagenswahrscheinlichkeit der Anlage	$8,00 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 6.8: Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_{100} -Lastfall an der luftseitigen Dammböschung

6.2.3 Lastfallklasse 1 - HQ_{30}

Für den Lastfall eines 30 jährlichen Hochwassers (Lastfallklasse 1) wird die Stauhöhe, in analoger Weise zum Lastfall eines 100 jährlichen Hochwassers (siehe Kapitel 6.2.2), als hydraulisches Potential an der Wasserseite des Absperrbauwerkes aufgebracht. Die zeitliche Auflösung der Berechnung erfolgt wiederum für einen Zeitschritt von $\Delta t = 30 \text{ min}$. Die gesamte Simulationszeit ist mit $t = 20 \text{ h} \hat{=} 1200 \text{ min}$ begrenzt. Die ermittelten Bruchfiguren des Böschungsversagens, sowohl an der Luft- bzw. Wasserseite, lassen sich mit jenen aus Kapitel 6.2.2 vergleichen. Die maximalen Sicherheiten bei Vollstau liegen für die Wasserseite bei $\eta_{B,p} = 2,95$ bzw. $\eta_{J,p} = 2,62$ (vgl. Tabelle A.5). Auswertbare Versagenswahrscheinlichkeiten für die wasserseitige Böschung können, wie bereits bei

einem 100 jährlichen Hochwasser, nur bei einem entleerten Reservoir ermittelt werden. Die zeitliche Entwicklung des Sicherheitsfaktors an der Wasserseite findet sich in Abbildung 6.17.

An der luftseitigen Dammböschung zeigt sich ebenfalls das gleiche Bild, wie zuvor. Die Bruchfiguren sowie die Sicherheiten und Versagenswahrscheinlichkeiten können analog aus Abbildung 6.14 bzw. 6.15 entnommen werden. Als maximale Versagenswahrscheinlichkeit kann ein Wert von $PF_J = 8,00 \cdot 10^{-4}$ ermittelt werden (vgl. Tabelle 6.8). Es ergibt sich somit eine Versagenswahrscheinlichkeit der Rückhalteanlage bei einem 30 jährlichen Hochwasser von $PF_J = 2,67 \cdot 10^{-5}$.

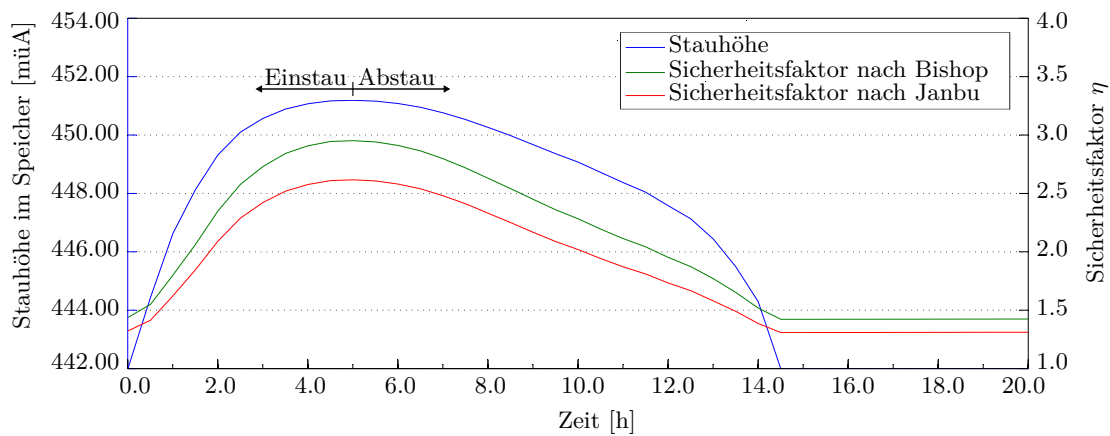


Abbildung 6.17: Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung während eines HQ_{30} -Hochwasserereignisses

HQ_{30} -wasserseitig	Janbu	Bishop
Maximale Versagenswahrscheinlichkeit	$4,50 \cdot 10^{-3}$	$5,00 \cdot 10^{-4}$
Eintrittswahrscheinlichkeit des Ereignisses	$3,33 \cdot 10^{-2}$	$3,33 \cdot 10^{-2}$
Versagenswahrscheinlichkeit der Anlage	$1,50 \cdot 10^{-4}$	$1,67 \cdot 10^{-5}$

Tabelle 6.9: Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_{30} -Lastfall an der wasserseitigen Dammböschung

Tabelle 6.9 enthält die ausgewerteten Versagenswahrscheinlichkeiten für die wasserseitige Dammböschung. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass sich die maximalen Versagenswahrscheinlichkeiten nach dem Entleervorgang des Reservoirs ergeben.

6.2.4 Lastfallklasse 1 - HQ₁₀

Für den Lastfall eines 10 jährlichen Hochwassers (Lastfallklasse 1) ergeben sich maximale Sicherheitsfaktoren bei Vollstau von $\eta_{B,p} = 2,41$ bzw. $\eta_{J,p} = 2,14$ (vgl. Tabelle A.6). Auswertbare Versagenswahrscheinlichkeiten für die wasserseitige Böschung können, wie bereits bei den zuvor ausgewerteten Lastfällen, nur bei einem entleerten Reservoir ermittelt werden. Die zeitliche Entwicklung des Sicherheitsfaktors an der Wasserseite findet sich in Abbildung 6.18.

An der luftseitigen Dammböschung zeigt sich ein bekanntes Bild. Die Bruchfiguren sowie die Sicherheiten und Versagenswahrscheinlichkeiten können analog aus Abbildung 6.14 bzw. 6.15 entnommen werden. Als Versagenswahrscheinlichkeit kann ein Wert von $PF_J = 8,00 \cdot 10^{-4}$ ermittelt werden (vgl. Tabelle 6.8). Es ergibt sich somit eine Versagenswahrscheinlichkeit der Rückhalteanlage beim Lastfall eines 10 jährlichen Hochwasser von $PF_J = 8,0 \cdot 10^{-5}$.

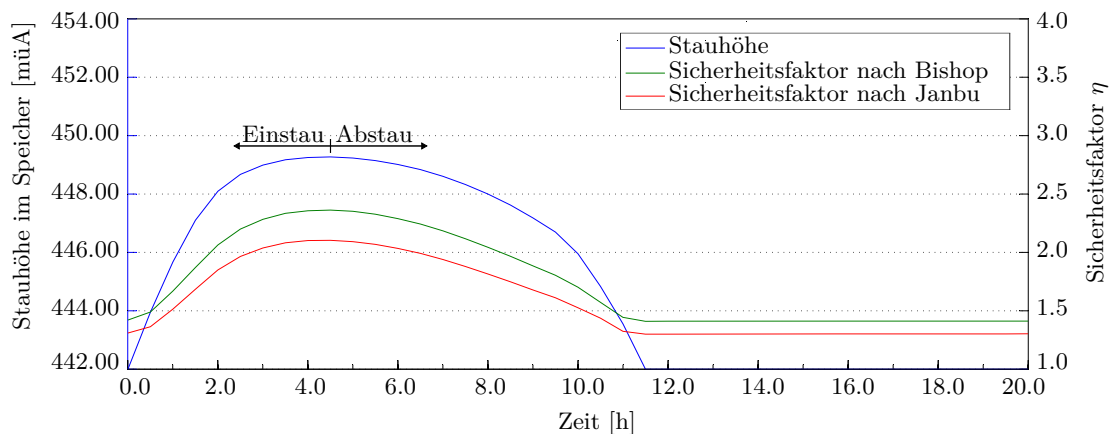


Abbildung 6.18: Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung während eines HQ_{10} -Hochwasserereignisses

Tabelle 6.10 enthält die ausgewerteten Versagenswahrscheinlichkeiten für die wasserseitige Dammböschung. An dieser Stelle sei wiederum darauf hingewiesen, dass sich die maximalen Versagenswahrscheinlichkeiten nach dem Entleervorgang des Reservoirs ergeben.

HQ_{10} -wasserseitig	Janbu	Bishop
Maximale Versagenswahrscheinlichkeit	$4,20 \cdot 10^{-3}$	$3,00 \cdot 10^{-4}$
Eintrittswahrscheinlichkeit des Ereignisses	$1,0 \cdot 10^{-1}$	$1,0 \cdot 10^{-1}$
Versagenswahrscheinlichkeit der Anlage	$4,20 \cdot 10^{-4}$	$3,00 \cdot 10^{-5}$

Tabelle 6.10: Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_{10} -Lastfall an der wasserseitigen Dammböschung

6.2.5 Lastfallklasse 1 - HQ_5

Für den Lastfall eines 5 jährlichen Hochwassers (Lastfallklasse 1) können maximale Sicherheitsfaktoren bei Vollstau von $\eta_{B,p} = 2,22$ bzw. $\eta_{J,p} = 1,98$ ermittelt werden (vgl. Tabelle A.7). Auswertbare Versagenswahrscheinlichkeiten für die wasserseitige Böschung können, wie bereits bei den zuvor ausgewerteten Lastfällen, nur bei einem entleerten Reservoir errechnet werden. Die zeitliche Entwicklung des Sicherheitsfaktors an der Wasserseite findet sich in Abbildung 6.19.

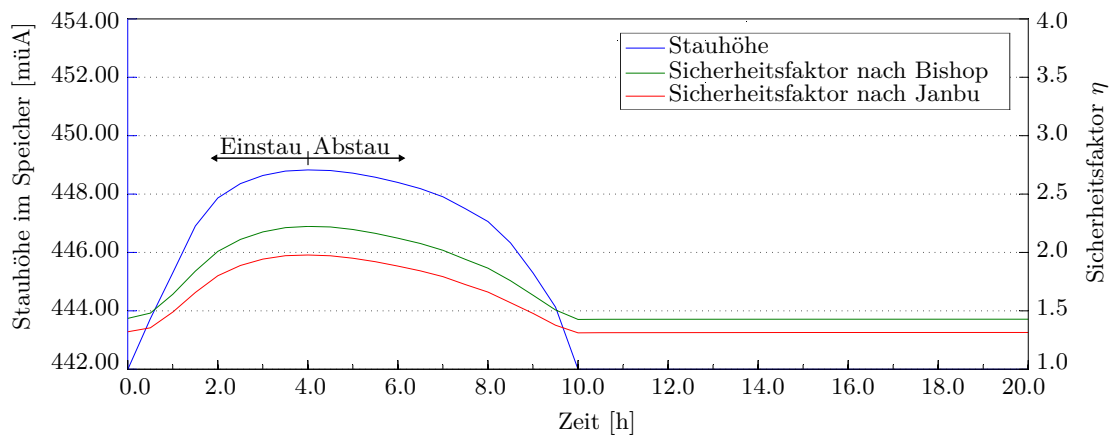


Abbildung 6.19: Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung während eines HQ_5 -Hochwasserereignisses

Für die luftseitige Dammböschung können Sicherheitsfaktoren, Versagenswahrscheinlichkeiten und Bruchfiguren aus Abbildung 6.14 bzw. 6.15 entnommen werden. Als maximale Versagenswahrscheinlichkeit kann wiederum ein Wert von $PF_J = 8,00 \cdot 10^{-4}$ ermittelt

werden (vgl. Tabelle 6.8). Es ergibt sich somit eine Versagenswahrscheinlichkeit der Rückhalteanlage beim Lastfall eines 5 jährlichen Hochwasser von $PF_J = 1,60 \cdot 10^{-4}$.

Folgende Tabelle 6.11 enthält die ausgewerteten Versagenswahrscheinlichkeiten für die wasserseitige Dammböschung. An dieser Stelle sei erneut darauf hingewiesen, dass sich die maximalen Versagenswahrscheinlichkeiten nach dem Entleervorgang des Reservoirs ergeben.

HQ_5 -wasserseitig	Janbu	Bishop
Maximale Versagenswahrscheinlichkeit	$4,10 \cdot 10^{-3}$	$3,00 \cdot 10^{-4}$
Eintrittswahrscheinlichkeit des Ereignisses	$2,0 \cdot 10^{-1}$	$2,0 \cdot 10^{-1}$
Versagenswahrscheinlichkeit der Anlage	$8,20 \cdot 10^{-4}$	$6,00 \cdot 10^{-5}$

Tabelle 6.11: Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_5 -Lastfall an der wasserseitigen Dammböschung

6.2.6 Lastfallklasse 1 - HQ_1

Für den Lastfall eines HQ_1 (Lastfallklasse 1) können maximale Sicherheitsfaktoren bei Vollstau von $\eta_{B,p} = 1,92$ bzw. $\eta_{J,p} = 1,72$ ausgewertet werden (vgl. Tabelle A.8). Eine auswertbare Versagenswahrscheinlichkeiten für die wasserseitige Böschung kann, wie bereits bei den zuvor ausgewerteten Lastfällen, nur bei einem entleerten Reservoir errechnet werden. Die zeitliche Entwicklung des Sicherheitsfaktors an der Wasserseite findet sich in Abbildung 6.20.

Für die luftseitige Dammböschung wird bezüglich der Sicherheitsfaktoren, Versagenswahrscheinlichkeiten und Bruchfiguren auf Abbildung 6.14 bzw. 6.15 verwiesen. Die maximale Versagenswahrscheinlichkeit folgt wiederum dem Wert von $PF_J = 8,00 \cdot 10^{-4}$ (vgl. Tabelle 6.8). Es ergibt sich somit eine Versagenswahrscheinlichkeit der Rückhalteanlage beim Lastfall eines 1 jährlichen Hochwasser von $PF_J = 8,00 \cdot 10^{-4}$.

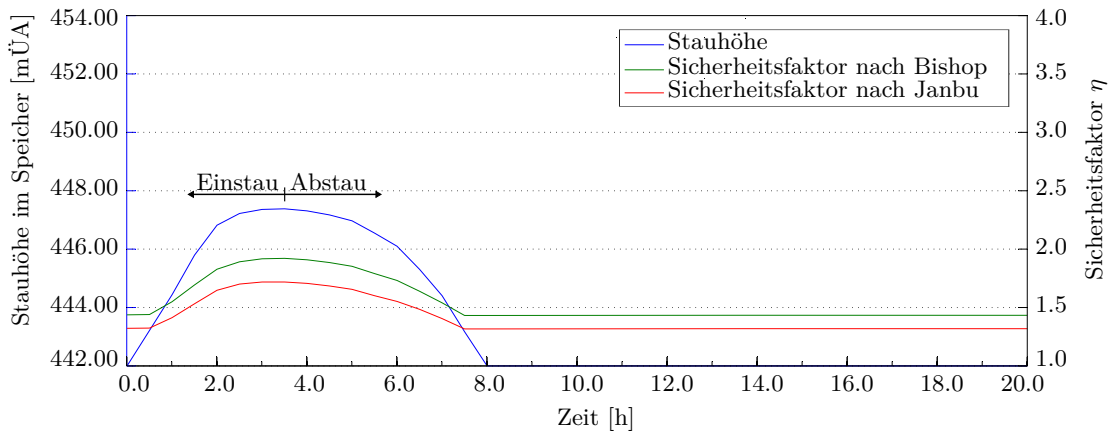


Abbildung 6.20: Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung während eines HQ_1 -Hochwasserereignisses

In Tabelle 6.12 finden sich die ausgewerteten Versagenswahrscheinlichkeiten für die wasserseitige Böschung. An dieser Stelle sei erneut darauf hingewiesen, dass sich die maximalen Versagenswahrscheinlichkeiten nach dem Entleervorgang des Reservoirs ergeben.

HQ_1 -wasserseitig	Janbu	Bishop
Maximale Versagenswahrscheinlichkeit	$4,00 \cdot 10^{-3}$	$3,00 \cdot 10^{-4}$
Eintrittswahrscheinlichkeit des Ereignisses	1,0	1,0
Versagenswahrscheinlichkeit der Anlage	$4,00 \cdot 10^{-3}$	$3,00 \cdot 10^{-4}$

Tabelle 6.12: Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_1 -Lastfall an der wasserseitigen Dammböschung

6.2.7 Lastfallklasse 2 - HQ_{5000}

Der Lastfall eines 5000 jährlichen Hochwassers zählt aufgrund seiner Auftretenswahrscheinlichkeit zu den außerplanmäßigen Einwirkungen. Der maximale Pegelstand im Rückhaltebecken beträgt dabei 453,50 müA (siehe Abbildung A.5). An der wasserseitigen Dammböschung ergeben sich maximale Sicherheitsfaktoren von $\eta_{B,p} = 3,96$ bzw. $\eta_{J,p} = 3,50$. Die ermittelten Werte liegen somit deutlich über der geforderten Mindestsicherheit von $\eta = 1,2$ (Lastfallklasse 2 - Sicherheitsklasse 3) nach *ÖNORM B 4433* (vgl. [116]) sowie über der Mindestsicherheit von $\eta = 1,2$ (Lastfallklasse 2) für große

Stauanlagen laut [14]. Abbildung 6.21 enthält die errechneten, minimalen Gleitkreise nach dem Verfahren nach *Bishop*.

Für die luftseitige Dammböschung kann, wie bereits bei den Lastfällen der Lastfallklasse 1, keine Durchsickerung des Schüttkörpers in Richtung Luftseite festgestellt werden. Somit kann bezüglich der Sicherheitsfaktoren, Versagenswahrscheinlichkeiten und Bruchfiguren auf Abbildung 6.14 bzw. 6.15 verwiesen werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit folgt wiederum einem Wert von $PF_J = 8,00 \cdot 10^{-4}$ (vgl. Tabelle 6.8) und es ergibt sich somit eine Versagenswahrscheinlichkeit der Rückhalteanlage beim Lastfall eines 5000 jährlichen Hochwasser von $PF_J = 1,60 \cdot 10^{-7}$.

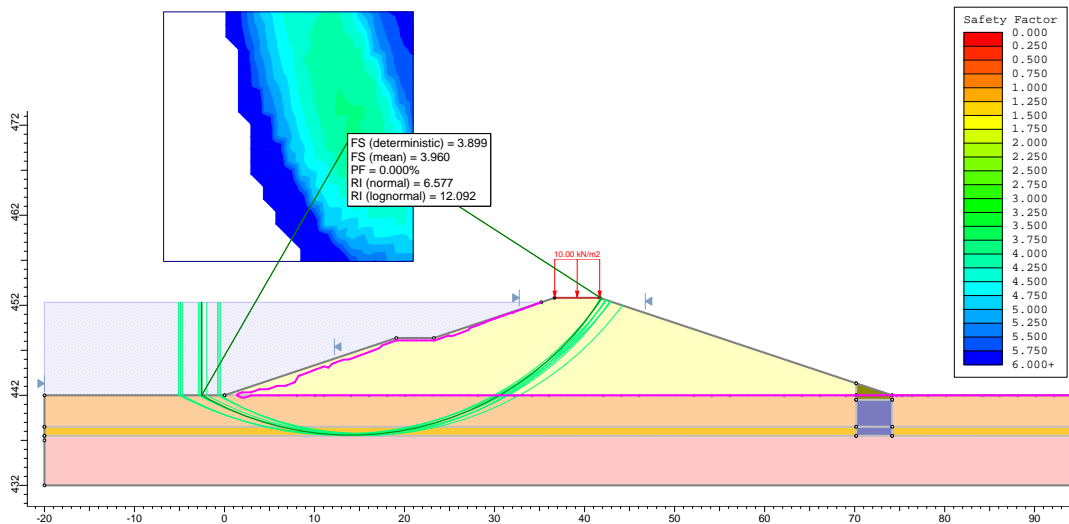


Abbildung 6.21: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h - HQ_{5000}$ - Verfahren nach *Bishop*

6.2.8 Stationärer Lastfall

Oftmals werden stationäre Strömungszustände im Dammkörper für den Nachweis der Standsicherheit von Dämmen von Hochwasserrückhalteanlagen herangezogen. Speziell vor dem Hintergrund eines blockierten Durchlassbauwerkes ist ein Nachweis der Standsicherheit für einen stationären Lastfall jedenfalls zu rechtfertigen und oftmals im Behördenverfahren verlangt. Aus diesem Anlass wird zusätzlich zu den transienten Lastfällen auch ein stationärer Lastfall für das HQ_{100} -Stauziel untersucht. Der Pegelstand

im Rückhaltebecken befindet sich demzufolge bei 452,65 müA. Abbildung 6.22 zeigt jene zehn ermittelten Gleitkreise mit dem geringsten Sicherheitsfaktor nach dem Verfahren nach *Bishop*. Es kann eine Sicherheit gegenüber Böschungsbruch an der Wasserseite von $\eta_{B,p} = 2,3$ ermittelt werden. Verglichen mit den Werten aus der transienten Berechnung (siehe Kapitel 6.2.2) ergeben sich aufgrund der gesättigten Verhältnisse im Dammkörper bzw. im Untergrund geringere Sicherheiten.

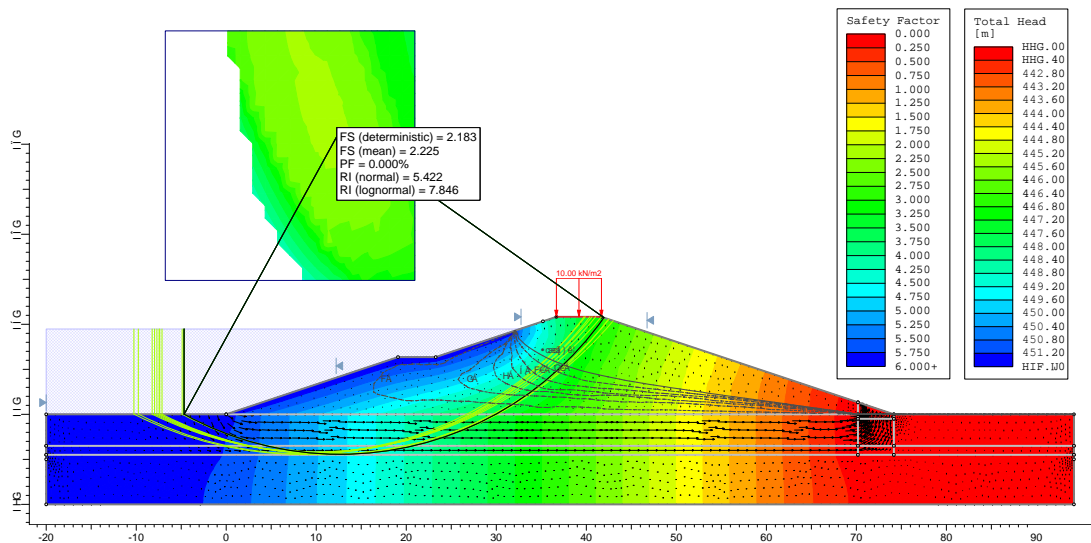


Abbildung 6.22: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen für einen stationären Lastfall - Verfahren nach *Bishop*

Ein ähnliches Bild kann auch auf der luftseitigen Dammböschung beobachtet werden. Abermals liegen im Bereich des Untergrundes sowie im Dammkörper im Bereich der Aufstandsfläche gesättigte Verhältnisse vor. Für den Lastfall eines permanenten Einstaus des Rückhaltebeckens ergeben sich Sicherheitsfaktoren von $\eta_{B,p} = 1,39$ bzw. $\eta_{J,p} = 1,24$ (siehe dazu Abbildung 6.23 bzw. 6.24). Die dabei ermittelten Versagenswahrscheinlichkeiten können mit $PF_B = 5,00 \cdot 10^{-4}$ bzw. $PF_J = 6,64 \cdot 10^{-3}$ angegeben werden.

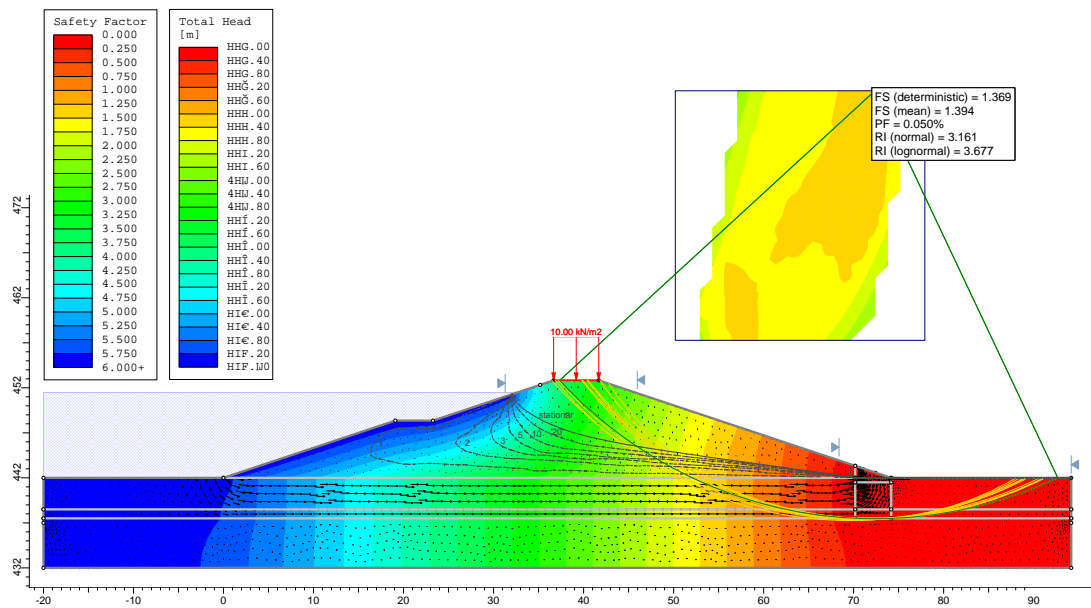


Abbildung 6.23: Gleitkreise an der luftseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen für einen stationären Lastfall - Verfahren nach *Bishop*

Wie aus den Abbildungen 6.22 bis 6.24 ersichtlich, ergibt sich aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Schüttkörpers ($k_f = 1 \cdot 10^{-8} m/s$) nur eine sehr langsame Durchsickerung des Dammes. Ein transienter Strömungszustand stellt sich erst nach einer Einstaudauer von rund 40 Jahren ein. Selbst nach einer Einstaudauer von einem Jahr kann nur eine unwesentliche Abnahme des Sicherheitsfaktors gegenüber Böschungsbruch an der Luftseite festgestellt werden. Es kann jedenfalls festgehalten werden, dass sich die Nachweisführung durch eine stationäre Berechnung der Sickerströmung im Allgemeinen auf der konservativen Seite befindet.

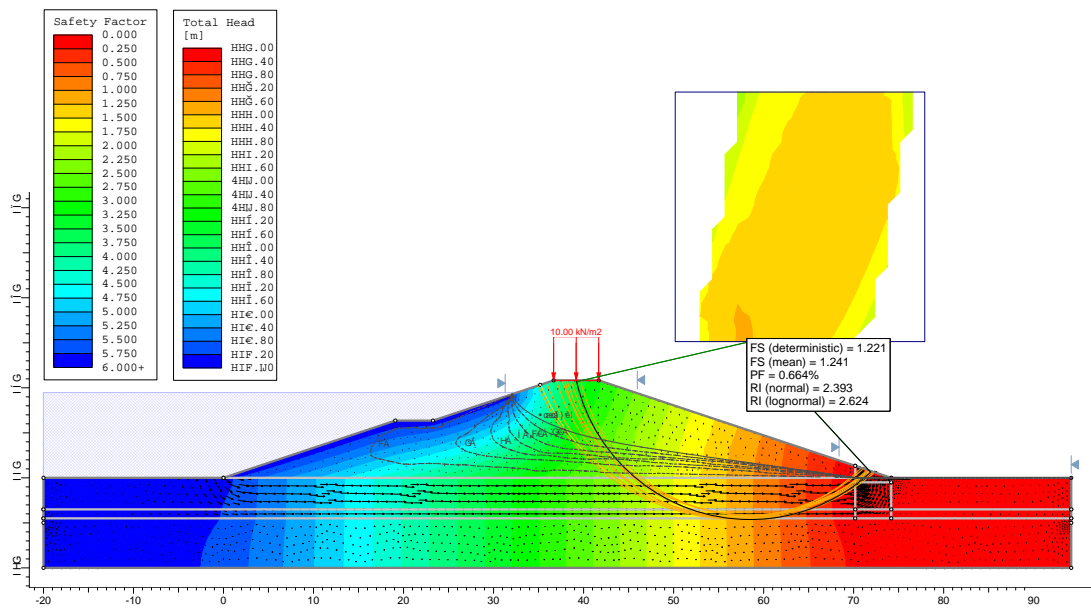


Abbildung 6.24: Gleitkreise an der luftseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen für einen stationären Lastfall - Verfahren nach *Janbu*

6.2.9 Lastfallklasse 2 - $HQ_{100} + OBE$

Zum Nachweis der Standsicherheit in der Lastfallklasse 2 werden die Belastungen aus einem 100 jährlichen Hochwasser mit jenen des Betriebserdbebens (OBE) überlagert. Die maximal auftretenden Horizontalbeschleunigungen am Standort der Stauanlage können dabei aus Abbildung A.1 entnommen werden. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass Abbildung A.1 jene maximale Beschleunigungen, für eine Wiederkehrperiode von 200 Jahren enthält. Für das vorliegende Fallbeispiel kann eine maximale Beschleunigung von $a_{h,OBE} = 0,8 \text{ m/s}$ abgelesen werden. Die angesetzten, effektiven Werte für die Bodenbeschleunigung finden sich in der folgenden Tabelle 6.13.

6 Case Study 1 - Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

Lastfall	Horizontalbeschleunigung		Vertikalbeschleunigung
	maximal	effektiv	effektiv
OBE	0,8 m/s	0,56 m/s	0,373 m/s

Tabelle 6.13: Zusammenfassung der angesetzten Werte für die Bodenbeschleunigung am Sperrenstandort Mariasdorf/Tauchen - OBE

Bei der Betrachtung der Böschungstabilität an der wasserseitigen Dammböschung zeigt sich folgendes Bild: Noch vor dem Einstauvorgang können Sicherheitsfaktoren von $\eta_{B,p} = 1,18$ (siehe Abbildung 6.25) sowie $\eta_{J,p} = 1,08$ ermittelt werden. Die errechneten Werte liegen unterhalb der geforderten Sicherheit von $\eta = 1,2$ (Lastfallklasse 2 - Sicherheitsklasse 3) nach *ÖNORM B 4433* (vgl. [116]) und unterhalb der Mindestsicherheit von $\eta = 1,2$ für große Stauanlagen (vgl. [14]).

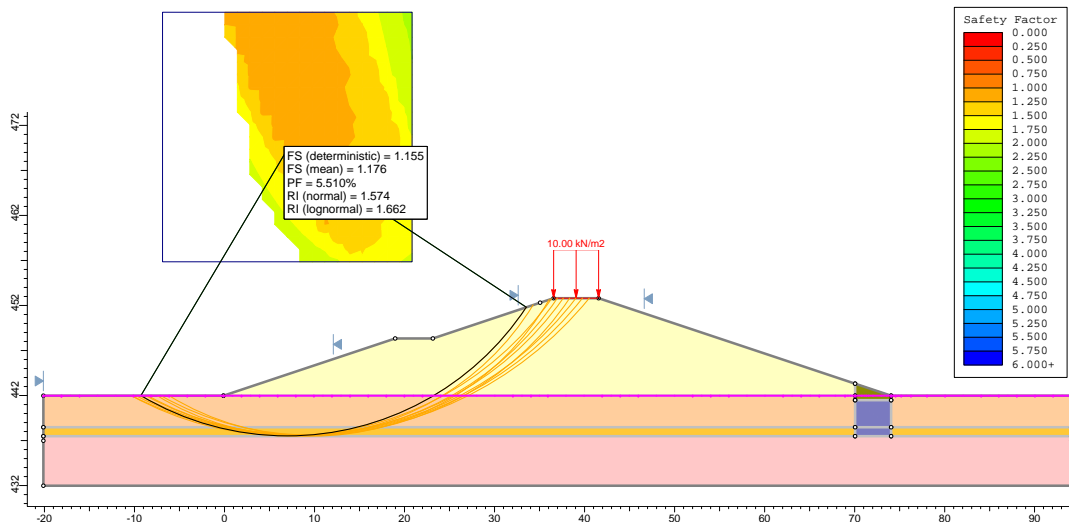


Abbildung 6.25: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 0 h$ - $HQ_{100} + OBE$ - Verfahren nach *Bishop*

Die Versagenswahrscheinlichkeit der Böschung beträgt zu diesem Zeitpunkt $PF_B = 5,51 \cdot 10^{-2}$ bzw. $PF_J = 2,21 \cdot 10^{-1}$. Bei den ermittelten minimalen Gleitkreisen kann eine gute qualitative Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen aus den vorhergehenden Untersuchungen festgestellt werden.

Beim Erreichen des HQ_{100} -Stauzieles steigt die rechnerische Sicherheit gegenüber Böschungsversagen an der Wasserseite auf $\eta_{B,p} = 2,54$ bzw. $\eta_{J,p} = 2,25$ (siehe dazu Abbildung 6.26). Die ermittelten Bruchfiguren lassen sich wiederum gut mit den Ergebnissen aus den Untersuchungen zur Lastfallklasse 1 vergleichen. Die Gleitkreise setzen dabei mehrheitlich am luftseitigen Bereich der Krone an.

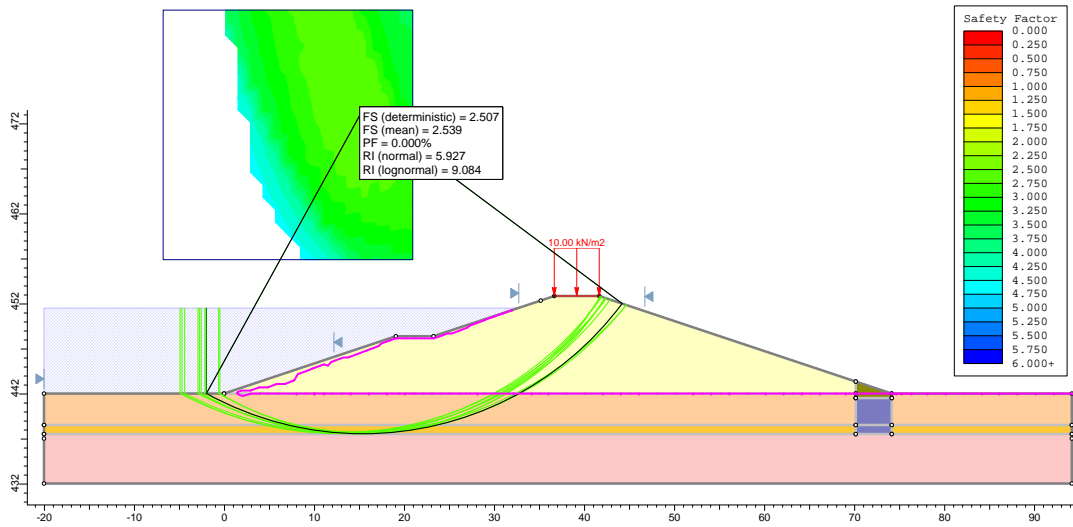


Abbildung 6.26: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - $HQ_{100}+OBE$ - Verfahren nach *Bishop*

An der luftseitigen Dammböschung kann sowohl für den eingestauten als auch nicht eingestauten Zustand ein vergleichbares Ergebnis ermittelt werden. Es ergeben sich die minimalen Sicherheitsfaktoren zu $\eta_{B,p} = 1,21$ (siehe Abbildung 6.27) sowie $\eta_{J,p} = 1,14$. Hinsichtlich der Versagenswahrscheinlichkeiten können Werte von $PF_B = 2,38 \cdot 10^{-2}$ bzw. $PF_J = 7,92 \cdot 10^{-2}$ ermittelt werden. Die errechneten Bruchfiguren zeigen eine gute qualitative Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus den Untersuchungen zur Lastfallklasse 1.

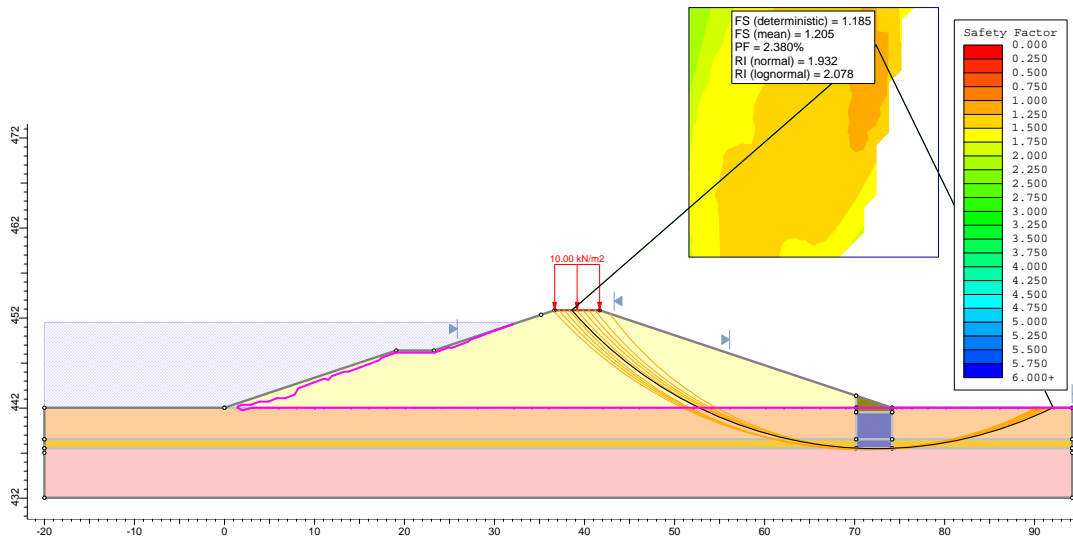


Abbildung 6.27: Gleitkreise an der luftseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h - HQ_{100} + OBE$ - Verfahren nach *Bishop*

Abbildung 6.28 zeigt die Häufigkeitsverteilung (Histogramm) mit der dazugehörigen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für Reibungswinkel und Kohäsion an der luftseitigen Dammschüttung zu einem beliebigen Zeitpunkt während des untersuchten Ereignisses der Lastfallklasse 2. Die Versagensfälle sind abermals als rote Balken in der Abbildung verzeichnet. Es zeigt sich eine Häufung von Versagensfällen bei einem Reibungswinkel von $\varphi < 26,5^\circ$. Die dazugehörigen Werte für die Kohäsion des Schüttmaterials liegen in einem Bereich von $3,1 < c < 6,8 \text{ kN/m}^2$.

Zusammengefasst zeigen sich für den Lastfall eines 100 jährigen Hochwassers überlagert mit den Einwirkungen eines Betriebserdbebens folgende Ergebnisse: Die geringsten Sicherheiten und somit größten Versagenswahrscheinlichkeiten ergeben sich an der Wasserseite für jene Zeitschritte, an denen das Rückhaltebecken entleert ist. Zu diesen Zeitpunkten geht somit kein Gefahrenpotential von der Anlage aus. Die ermittelten Sicherheitsfaktoren sind teilweise knapp über oder unter den geforderten Sicherheiten nach [116] bzw. [14]. Für die luftseitige Böschung kann unabhängig von betrachteten Zeitschritt und somit unabhängig von der Einstauhöhe eine Versagenswahrscheinlichkeit von $PF_B = 2,38 \cdot 10^{-2}$ bzw. $PF_J = 7,92 \cdot 10^{-2}$ ermittelt werden. Diese Werte stehen wiederum repräsentativ für die maßgebende Versagenswahrscheinlichkeit der Anlage.

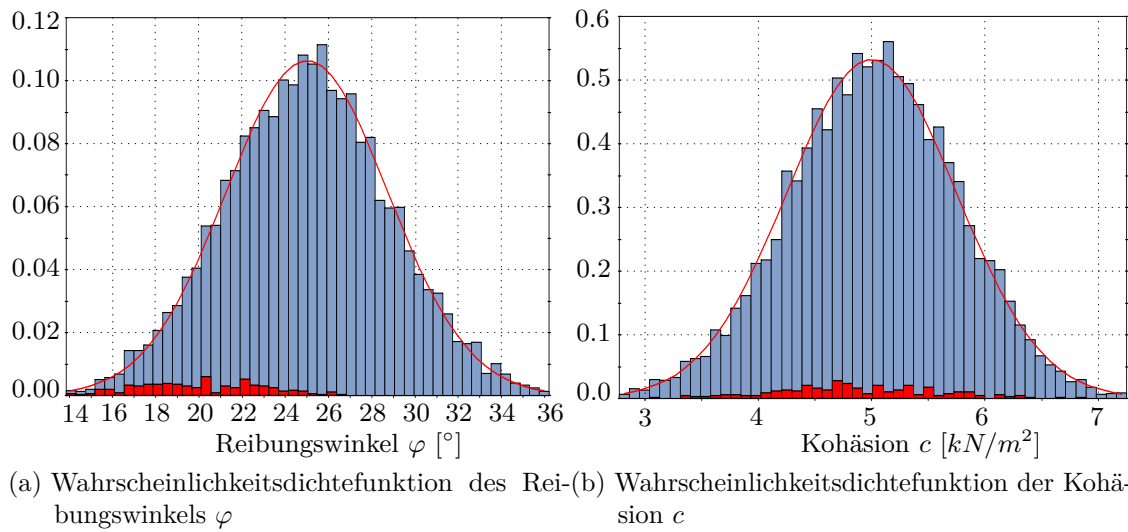


Abbildung 6.28: Histogramm und Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen von Reibungswinkel φ und Kohäsion c an der luftseitigen Dammböschung - $HQ_{100}+OBE$ - Verfahren nach Bishop - vergleiche Werte aus Tabelle 6.4

Tabelle 6.14 zeigt die ausgewerteten Versagenswahrscheinlichkeiten für die luftseitige Dammböschung. Als maximale Versagenswahrscheinlichkeiten können Werte von $PF_J = 3,96 \cdot 10^{-6}$ bzw. $PF_B = 1,19 \cdot 10^{-6}$ ermittelt werden.

$HQ_{100}+OBE$ - Luftseite	Janbu	Bishop
Versagenswahrscheinlichkeit Böschung	$7,92 \cdot 10^{-2}$	$2,38 \cdot 10^{-2}$
Eintrittswahrscheinlichkeit des Ereignisses	$5,00 \cdot 10^{-5}$	$5,00 \cdot 10^{-5}$
Versagenswahrscheinlichkeit	$3,96 \cdot 10^{-6}$	$1,19 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 6.14: Versagenswahrscheinlichkeiten für den Lastfall $HQ_{100}+OBE$ an der luftseitigen Dammböschung

6.2.10 Lastfallklasse 3 - MCE

Der Nachweis der Standsicherheit in der Lastfallklasse 3 erfolgt nach [15] am nicht eingestauten Rückhaltebecken unter Einwirkung eines maximal denkbaren Erdbebens (MCE). Zusätzlich wird ebenfalls die Standsicherheit am eingestauten Becken (HQ_{100} -Stauziel)

untersucht. Die maximal auftretenden Horizontalbeschleunigungen am Standort der Stauanlage können aus Abbildung A.1 entnommen werden. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass für die angegebene MCE-Beschleunigungswerte keine Wiederkehrperiode angegeben ist. Für die fortlaufenden Berechnungen wird daher nach [80] eine Wiederkehrperiode von 10.000 Jahren angenommen. Für das vorliegende Fallbeispiel kann eine maximale Beschleunigung von $a_{h,MCE} = 1,4 \text{ m/s}$ abgelesen werden. Die angesetzten, effektiven Werte für die Bodenbeschleunigung finden sich in der folgenden Tabelle 6.15.

Lastfall	Horizontalbeschleunigung		Vertikalbeschleunigung
	maximal	effektiv	effektiv
MCE	1,4 m/s	0,98 m/s	0,653 m/s

Tabelle 6.15: Zusammenfassung der angesetzten Werte für die Bodenbeschleunigung am Sperrenstandort Mariasdorf/Tauchen - MCE

Die Auswertungen betreffend der Böschungstabilität an der Wasserseite können wie folgt zusammengefasst werden: Noch vor dem Einstauvorgang können Sicherheitsfaktoren von $\eta_{B,p} = 1,04$ (siehe dazu Abbildung 6.29) sowie $\eta_{J,p} = 0,95$ ermittelt werden. Die errechneten Werte liegen sowohl unterhalb der geforderten Sicherheit von $\eta = 1,1$ (Lastfallklasse 3 - Sicherheitsklasse 3) nach *ÖNORM B 4433* (vgl. [116]), als auch unterhalb der Mindestsicherheit von $\eta = 1,1$ für große Stauanlagen (vgl. [14]). Die Versagenswahrscheinlichkeit beträgt zu diesem Zeitpunkt $PF_B = 3,60 \cdot 10^{-1}$ bzw. $PF_J = 7,23 \cdot 10^{-1}$ und die ermittelten Bruchfiguren zeigen wiederum eine gute Übereinstimmung mit den vorhergehenden Untersuchungen.

Bis zum Erreichen des HQ_{100} -Stauziels steigt die rechnerische Sicherheit auf einem Wert von $\eta_{B,p} = 2,09$ bzw. $\eta_{J,p} = 1,86$ (siehe Abbildung 6.30). Die ermittelten minimalen Gleitkreise setzen dabei ebenfalls am luftseitigen Bereich der Dammkrone bzw. etwas darunter an. Es zeigt sich somit wieder eine gute Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit jenen, aus den vorhergehenden Untersuchungen.

6 Case Study 1 - Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

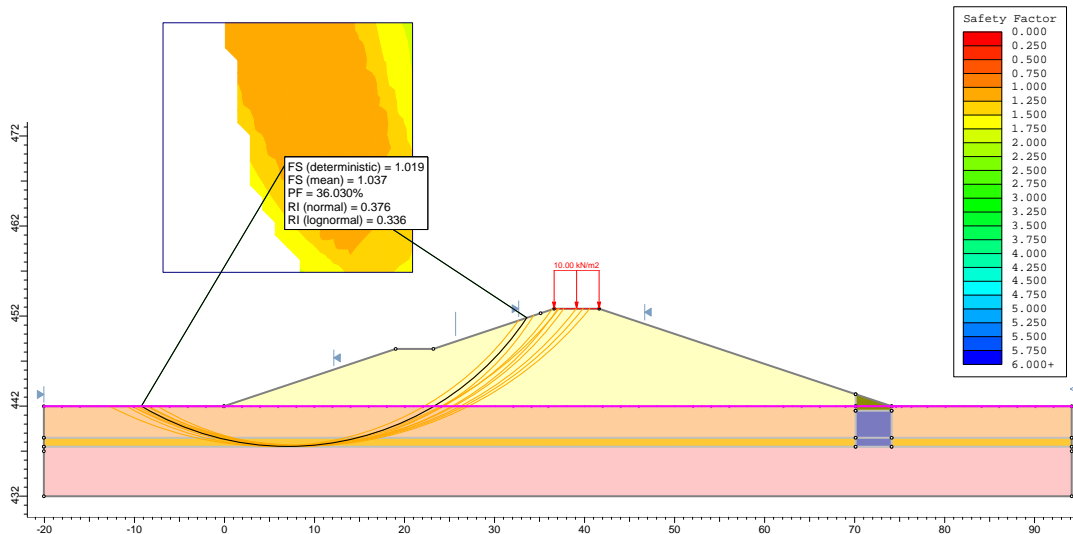


Abbildung 6.29: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 0 h$ - Leeres Becken - MCE - Verfahren nach *Bishop*

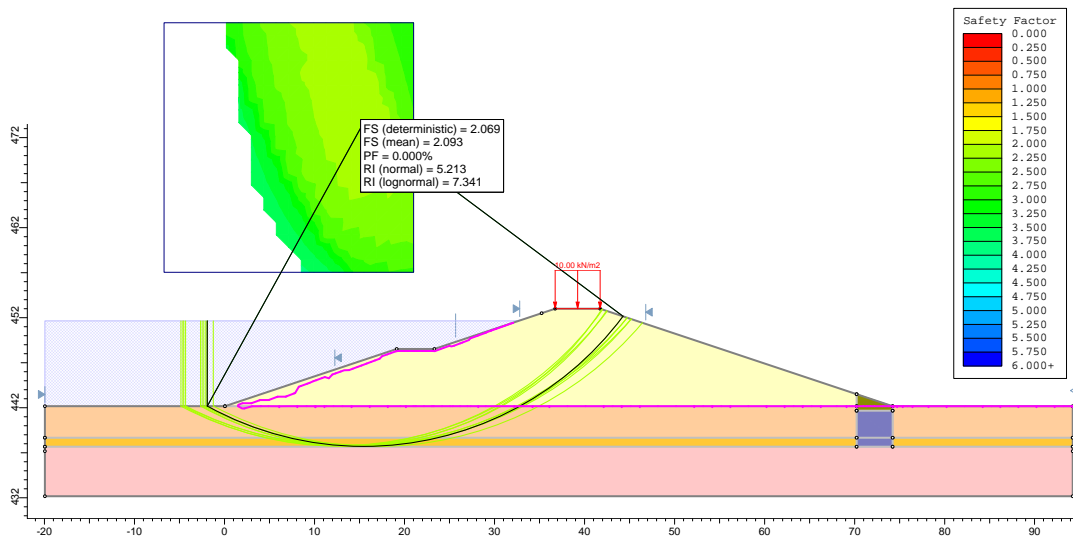


Abbildung 6.30: Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - $HQ_{100}+MCE$ - Verfahren nach *Bishop*

An der luftseitigen Dammböschung kann wiederum für den eingestauten als auch nicht eingestauten Zustand ein gleiches Ergebnis ermittelt werden. Es ergeben sich die minimalen Sicherheitsfaktoren zu $\eta_{B,p} = 1,078$ (siehe Abbildung 6.31) sowie $\eta_{J,p} = 1,016$. Die Versagenswahrscheinlichkeiten können mit $PF_B = 2,04 \cdot 10^{-1}$ bzw. $PF_J = 4,37 \cdot 10^{-1}$ angegeben werden. Die errechneten Bruchfiguren zeigen wiederum eine gute qualitative Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus den Untersuchungen zur Lastfallklasse 1 bzw. Lastfallklasse 2.

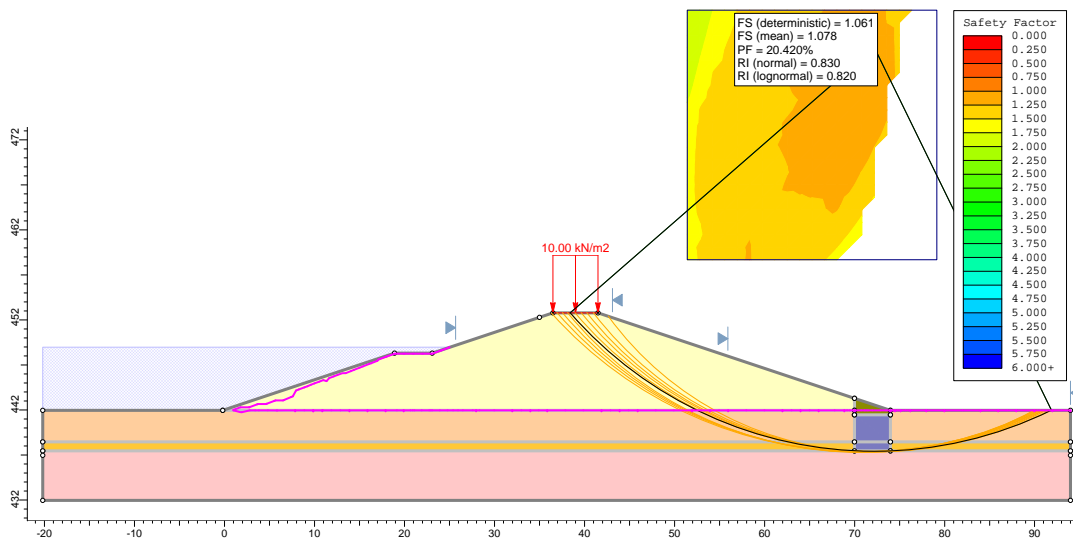


Abbildung 6.31: Gleitkreise an der luftseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h - HQ_{100} + MCE$ - Verfahren nach *Bishop*

Abbildung 6.32 zeigt die Häufigkeitsverteilung mit der dazugehörigen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für Reibungswinkel und Kohäsion an der luftseitigen Dammschüttung, zu einem beliebigen Zeitpunkt während des untersuchten Ereignisses. In gewohnter Weisen stellen die roten Balken jene Fälle dar, bei denen die Dammböschung versagt hat. Es kann eine relative Häufung von Versagensfällen bei einem Reibungswinkel von $\varphi \approx 22^\circ$ festgestellt werden. Für einen Reibungswinkel $\varphi > 33^\circ$ können keine Versagensfälle mehr festgestellt werden. Hinsichtlich der Kohäsion des Schüttmaterials können über das gesamte Intervall Versagensfälle festgestellt werden.

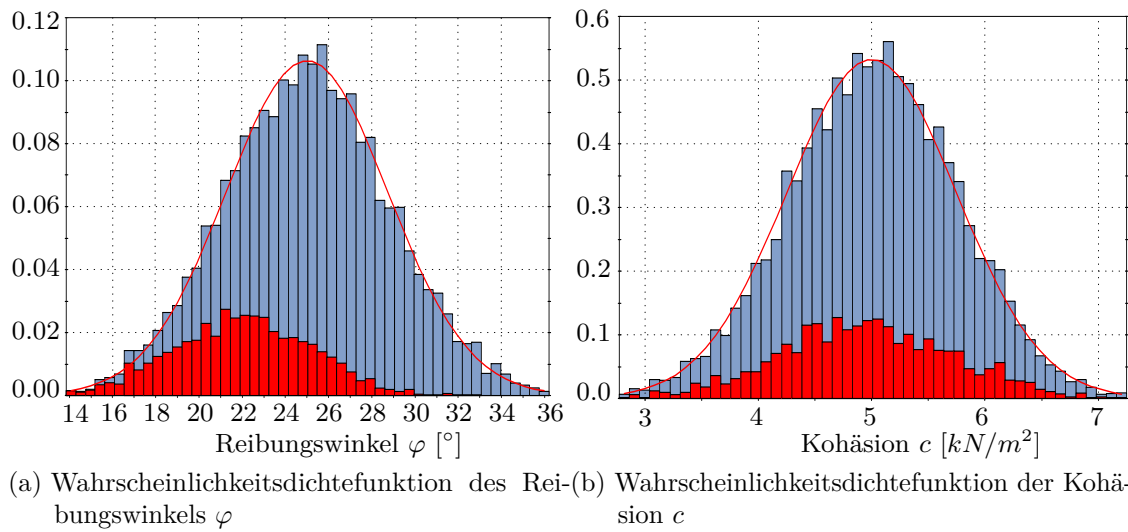


Abbildung 6.32: Histogramm und Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen von Reibungswinkel φ und Kohäsion c an der luftseitigen Dammböschung - $HQ_{100}+MCE$ - Verfahren nach Bishop - vergleiche Werte aus Tabelle 6.4

Zusammengefasst zeigen sich für den kombinierten Lastfall eines 100 jährigen Hochwassers überlagert mit einem maximal denkbaren Erdbeben folgendes Bild: Die geringsten Sicherheiten und somit größten Versagenswahrscheinlichkeiten ergeben sich an der Wasserseite wiederum für jene Zeitschritte, an denen das Becken leer ist und somit kein Gefahrenpotential von der Anlage ausgeht. Die ermittelten Sicherheitsfaktoren liegen jedenfalls unter den geforderten Sicherheiten. Für die luftseitige Böschung kann, unabhängig von betrachteten Zeitschritt und somit unabhängig von der Einstauhöhe, eine Versagenswahrscheinlichkeit von $PF_B = 2,04 \cdot 10^{-1}$ bzw. $PF_J = 4,37 \cdot 10^{-1}$ ermittelt werden. Diese Werte stehen wiederum repräsentativ für die maßgebenden Versagenswahrscheinlichkeit der Anlage.

Tabelle 6.16 zeigt die ausgewerteten Versagenswahrscheinlichkeiten für die luftseitige Dammböschung. Als maximale Versagenswahrscheinlichkeiten können Werte von $PF_J = 4,37 \cdot 10^{-7}$ bzw. $PF_B = 2,04 \cdot 10^{-7}$ ermittelt werden.

$HQ_{100}+OBE$ - Luftseite	Janbu	Bishop
Versagenswahrscheinlichkeit der Böschung	$4,37 \cdot 10^{-1}$	$2,04 \cdot 10^{-1}$
Eintrittswahrscheinlichkeit des Ereignisses	$1,00 \cdot 10^{-6}$	$1,00 \cdot 10^{-6}$
Versagenswahrscheinlichkeit	$4,37 \cdot 10^{-7}$	$2,04 \cdot 10^{-7}$

Tabelle 6.16: Versagenswahrscheinlichkeiten für den Lastfall $HQ_{100}+MCE$ an der luftseitigen Dammböschung

6.2.11 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Ergebnisse aus den durchgeführten Standsicherheitsuntersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden:

Wasserseitige Dammböschung

Die Untersuchungen aus den Lastfallklassen 1 und 2 (ausschließlich hydraulische Belastungen aus einem Hochwasserereignis) zeigen an der wasserseitigen Dammböschung eine Zunahme der rechnerischen Sicherheit gegenüber Böschungsbruch über die gesamte Dauer des Einstauvorganges. Aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Dammkörpers von $k_f = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ wird der Damm wasserseitig nur in einem sehr begrenzten Bereich durchsickert. Eine konstante Sickerlinie stellt sich jedenfalls bei den untersuchten Lastfällen nicht ein. Die oberflächennahen Bereiche weisen im Zuge des Abstauvorganges nur einen minimalen Porenwasserüberdruck auf und die Scherfestigkeitsparameter werden folglich kaum herabgesetzt. Als Resultat können nur eine äußerst geringe Reduktion des Sicherheitsfaktors sowie eine minimaler Anstieg der Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber Böschungsbruch, im Vergleich zum Initialzustand festgestellt werden. Weiters kann festgehalten werden, dass sich die höchsten Werte für die Versagenswahrscheinlichkeit an der Wasserseite für jene Zeitschritte während des Hochwasserereignisses ergeben, in denen das Becken nicht gefüllt ist. Für die Lastfallklasse 2 - $HQ_{100}+OBE$ sowie für die Lastfallklasse 3 - MCE ergeben sich ebenfalls auswertbare Versagenswahrscheinlichkeiten für jene Zeitschritte, an denen das Becken nicht bzw. kaum gefüllt ist.

Abbildung 6.33 verdeutlicht nochmals den zeitlichen Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Dammböschung. Es zeigt sich eine direkte

Proportionalität des Sicherheitsfaktors zur Jährlichkeit des Hochwasserereignisses.

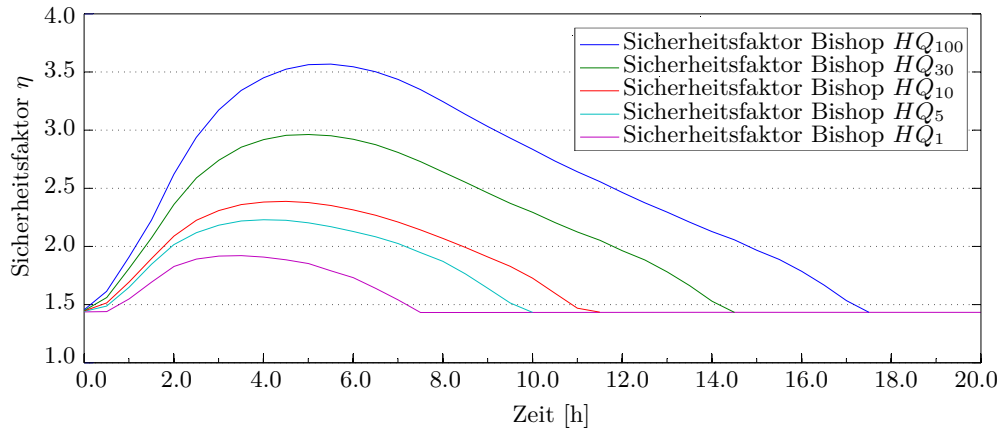


Abbildung 6.33: Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung - Gegenüberstellung der untersuchten Lastfälle der Lastfallklasse 1

Luftseitige Dammböschung

An der luftseitigen Dammböschung ergibt sich für alle Lastfälle der Klassen 1 und 2 (ausschließlich hydraulische Belastungen zufolge eines Hochwasserereignisses) eine konstante Versagenswahrscheinlichkeit nach dem Verfahren nach *Janbu* von $PF_J = 8,00 \cdot 10^{-4}$, unabhängig vom betrachteten Hochwasserereignis sowie von jeweiligem Zeitschritt während des Ereignisses. Aufgrund der relativ kurzen Einstaudauer des Rückhaltebeckens sowie der geringen Durchlässigkeit des Schüttmaterials wird der luftseitige Bereich nicht durchsickert. Werden nun die untersuchten Lastfälle aufgrund von Auftrittswahrscheinlichkeit sowie Versagenswahrscheinlichkeit hinsichtlich ihrer Relevanz bewertet (siehe Tabelle 6.17), können folgende Aussagen abgeleitet werden: Trotz einer höheren Versagenswahrscheinlichkeit jener Lastfälle aus Lastfallklasse 1 mit einer hohen Auftrittswahrscheinlichkeit (HQ_1 , HQ_5 , HQ_{10}) kann deren Relevanz aufgrund der geringeren Menge an retentierten Wasser als eher gering eingeschätzt werden. Ist das Rückhaltebecken bis zu einem HQ_{100} -Stauziel gefüllt, so ergibt sich für den kombinierten Lastfall $HQ_{100}+OBE$ die höchste Versagenswahrscheinlichkeit.

Lastfall	$P_{Lastfall}$	PF	Relevanz
HQ_1	1	$8,00 \cdot 10^{-4}$	sehr gering
HQ_5	$2 \cdot 10^{-1}$	$1,60 \cdot 10^{-4}$	sehr gering
HQ_{10}	$1 \cdot 10^{-1}$	$8,00 \cdot 10^{-5}$	gering
HQ_{30}	$3,3 \cdot 10^{-2}$	$2,67 \cdot 10^{-5}$	mittel
HQ_{100}	$1 \cdot 10^{-2}$	$8,00 \cdot 10^{-6}$	groß
HQ_{5000}	$2 \cdot 10^{-4}$	$1,60 \cdot 10^{-7}$	groß
Stationär	-	$6,64 \cdot 10^{-3}/5,00 \cdot 10^{-4}$	gering
$HQ_{100}+OBE$	$5 \cdot 10^{-5}$	$3,96 \cdot 10^{-6}/1,19 \cdot 10^{-6}$	sehr groß
MCE	$1 \cdot 10^{-4}$	$4,37 \cdot 10^{-5}/2,04 \cdot 10^{-5}$	sehr gering
$HQ_{100}+MCE$	$1 \cdot 10^{-6}$	$4,37 \cdot 10^{-7}/2,04 \cdot 10^{-7}$	groß

Tabelle 6.17: Zusammenfassung der untersuchten Lastfälle zur Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

6.3 Flutwellenanalyse für den Versagensfall der Anlage

Die Flutwellenanalyse für den Versagensfall der Hochwasserrückhalteanlage wurde auf Basis einer zweidimensionalen numerischen Simulation mit dem Softwarepaket *HEC-RAS* [24] durchgeführt. Die theoretischen Grundlagen der Simulationen finden sich in Kapitel 5.11.1.

6.3.1 Versagensszenarien

Am Beginn der Analyse steht die Untersuchung von verschiedenen Belastungs- und Versagensszenarien der Rückhalteanlage. Zu diesen Zwecke wurden folgende Szenarien untersucht:

- **Versagensfall HQ_{100} - Vollstau:** Beim Lastfall eines 100 jährlichen Hochwasser ist das Rückhaltebecken bis zum Stauziel auf Kote 452,65 müA eingestaut. Das retentierete Volumen beträgt $V_{ret,HQ100} = 250.000 \text{ m}^3$. Aus dem Durchlassbauwerk wird ein retentierter Durchfluss von $HQ_{100,GA} = 8,2 \text{ m}^3/\text{s}$ abgegeben. Die

beiden Zubringerbäche, der Stubenbach sowie der Glasbach, weisen den Durchfluss eines 30 jährlichen Hochwassers auf. Dieser beträgt für den Stubenbach $HQ_{30,SB} = 32,5 \text{ m}^3/\text{s}$ und für den Glasbach $HQ_{30,GB} = 38,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Im Folgenden wird nun von einem Versagen der Rückhalteanlage ausgegangen. Für den HQ_{100} -Lastfall werden vier unterschiedliche Versagensszenarien untersucht. Nach dem Verfahren nach Broich (siehe Kapitel 5.10.2.1) werden drei Abflussganglinien mit unterschiedlichen Ansätzen zum Sedimenttransport, untersucht. Dabei handelt es sich um die Ansätze nach Meyer-Peter und Müller (MPM) und Smart und Jäggi (Smart bzw. Smart U - siehe Gleichung 5.77 bzw. 5.78). Zur Ermittlung der einer vierten Abflussganglinie kommt der empirische Ansatz nach Rüdisser zur Anwendung (siehe Kapitel 5.10.1.1). Die so ermittelten Abflussganglinien, ausgehend von einer angenommenen Initialbresche, finden sich in Abbildung 6.34.

- **Versagensfall HQ_{5000} - Überstau:** Beim Lastfall eines 5000 jährlichen Hochwasser wird die Rückhalteanlage bis zur Dammkrone eingestaut. Das retentierete Volumen beträgt zu diesem Zeitpunkt $V_{ret,HQ5000} = 333.000 \text{ m}^3$. Aus dem Durchlassbauwerk wird ein retentierter Durchfluss von $HQ_{100,GA} = 8,2 \text{ m}^3/\text{s}$ über die Dauer von 180 Minuten abgegeben, bis der Wasserstand die Dammkrone erreicht. Der Durchfluss über die Hochwasserentlastung wird über den dreistündigen Vorlauf linear auf $HQ_{5000,HWE} = 61,12 \text{ m}^3/\text{s}$ gesteigert. Es setzt nun ein progressiver Dammerosionsbruch ein und die Rückhalteanlage beginnt zu Versagen. Die Abflussganglinie (siehe Abbildung 6.34) wird abermals mit dem Ansatz nach Rüdisser ermittelt. Die Zubringerbäche weisen den Durchfluss eines 100 jährlichen Hochwassers auf. Dieser beträgt für den Stubenbach $HQ_{100,SB} = 41,8 \text{ m}^3/\text{s}$ und für den Glasbach $HQ_{30,GB} = 49,0 \text{ m}^3/\text{s}$. An dieser Stelle sei angemerkt, dass dieser Lastfall auch stellvertretend für weitere Szenarien, bei denen die Rückhalteanlage bis zur Dammkrone eingestaut wird, stehen kann. Denkbar wären an dieser Stelle etwa ein teilweiser oder kompletter Ausfall des Durchlassbauwerkes oder der Hochwasserentlastungsanlage.

Die dreistündige Vorlaufzeit bei den untersuchten Lastfällen ist der Füllung bzw. der Vorbelastung des Tauchenbaches geschuldet. Es kann somit sichergestellt werden, dass das Gerinne zum Zeitpunkt des Dambruches bereits teilgefüllt ist. Bei der Betrachtung der Abflussganglinien in Abbildung 6.34 fallen sofort die Unterschiedlichkeiten in Spitzenabfluss Q_P und Wellenform auf. Jene Flutwelle, ermittelt nach dem Verfahren

nach Rüdisser, weist einen sehr steilen Anstieg sowie den höchsten Spitzenabfluss auf ($Q_{P,Rüdisser} = 506,12 \text{ m}^3/\text{s}$). Jene Abflussganglinien, vermittelt nach dem Verfahren nach Broich, weisen eine deutlich gestrecktere Wellenform auf. Die Spitzenabflüsse sind jedenfalls um einen Faktor 0,5 geringer.

Bereits hier kann auf große Unsicherheit im Ermitteln der Abflussganglinien für den Versagensfall hingewiesen werden. Es ist somit unabdingbar, unterschiedliche Ansätze zur Breschenentwicklung zu untersuchen, um somit ein Spektrum an möglichen Überflutungsszenarien zu erhalten.

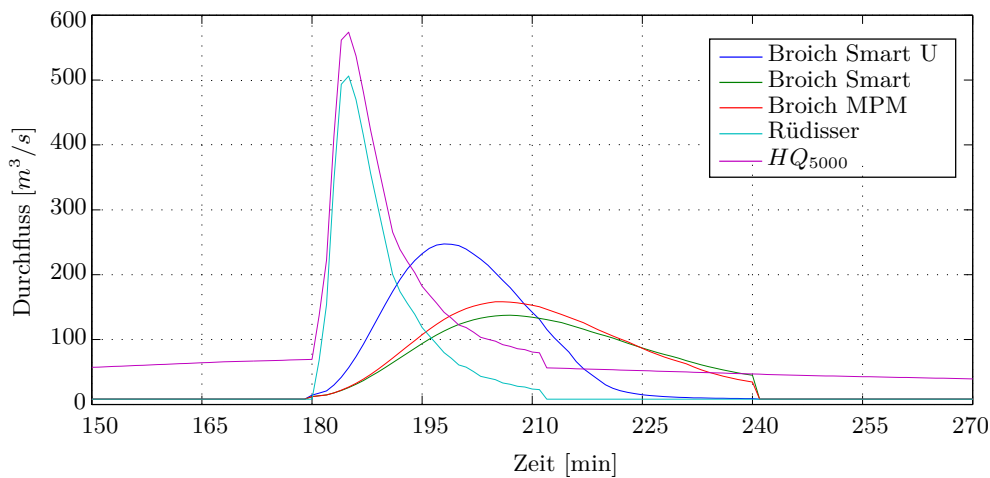


Abbildung 6.34: Abflussganglinien der Flutwellenanalyse für die Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

Nach der Erstellung der Versagensszenarien und der Ermittlung der möglichen Abflussganglinien wird ein dreidimensionales digitales Geländemodell (*DGM*) des Untersuchungsgebietes erstellt. Grundlage hierfür sind Vermessungsdaten des Unterliegergebietes aus einem *Airborne Laserscanning*. Das Pre-Processing endet mit dem Meshing des Hauptgerinnes sowie der angenommenen Überflutungsflächen. Geometrische Randbedingungen (Durchlässe, Kanäle, usw.) werden in das Rechenmodell ebenso integriert, wie die zu untersuchenden Abflussganglinien und hydrologischen Randbedingungen der Zubringerbäche (siehe Kapitel 5.11.1). Für das gesamte Untersuchungsgebiet wird ein globaler Rauigkeitsbeiwert nach Strickler von $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angenommen.

Folgende Tabelle 6.18 enthält eine Übersicht der Eingangswerte der Flutwellenanalyse.

Eingangswerte			
Allgemeines	Mesh	Freie Tetraeder	5x5 m
	Solver	Typ	transient
		Zeitschritt	
Modelle	Breschenentwicklung	Broich Smart Ungleichförmig	
		Broich Smart	
		Broich Meyer-Peter und Müller	
		Rüdisser	
Parameter	Strömung	Diffusive Welle Approximation	
	Flüssigkeit	Wasser	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
	Bodenreibung	Manning-Strickler	$k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
Randbedingungen	Einlass	Durchfluss	variabel (vgl. Abb. 6.34)
	Auslass	Systemgrenze	offene Randbedingung

Tabelle 6.18: Übersicht der Eingangswerte für die Flutwellenanalyse der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

6.3.2 Ergebnisse der Flutwellenanalyse

Im Folgenden werden die Ergebnisse der durchgeführten Flutwellenanalyse zusammengefasst. Die Auswertungen umfassen neben den maximalen Wasserständen und den maximalen Strömungsgeschwindigkeiten auch die zeitliche Entwicklung des Wasserstandes an festgelegten Pegelpunkten. Diese Pegelpunkte orientieren sich an den Ortschaften, welche sich im Tauchenbachtal befinden. Die Stationierung der einzelnen Pegelpunkte kann aus Tabelle 6.19 entnommen werden.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass für die Abflussganglinie nach *Meyer-Peter* und *Müller* keine eigene Flutwellenanalyse durchgeführt wurde. Aufgrund der Ähnlichkeit zu der Flutwelle *Smart* können die Ergebnisse aus dieser Analyse auch für die Flutwelle nach *Meyer-Peter* und *Müller* herangezogen werden. Für eine detaillierte Aufarbeitung der Flutwellensimulationen zu dieser Case Study sei nochmals auf die Arbeit von *Dünkner* [45] verwiesen.

Pegelpunkt	Stationierung	Bezeichnung
PP0	km 23,570	Modellbeginn
PP1	km 22,000	Tauchen
PP2	km 16,800	Bergwerk
PP3	km 11,000	Stadtschlaining
PP4	km 9,500	Altschlaining
PP5	km 6,400	Neumarkt
PP6	km 0,000	HWRB Großpetersdorf - Modellende

Tabelle 6.19: Stationierung der Pegelpunkte im Untersuchungsgebiet des Tauchenbachtals

Die Ortschaft Tauchen (PP1) befindet sich nur rund 1,5 km flussabwärts der Rückhalteanlage. Im Bereich km 22,500 ist eine Reihe von Häusern von der Flutwelle betroffen. Ab km 21,925 sind ein Großteil der Liegenschaften an der linken Uferseite des Tauchenbaches betroffen. An der orographisch rechten Seite wird lediglich die erste Häuserreihe erfasst. Die maximalen Wassertiefen liegen bei allen untersuchten Flutwellen im Bereich von 1,5 m. Stellenweise können jedoch auch Wasserstände in einem Bereich von 2,0 bis 3,0 m ausgemacht werden (siehe Abbildung 6.35). Hinsichtlich der maximalen Wassertiefen in diesem obersten Abschnitt des Untersuchungsgebietes zeigt sich prinzipiell keine große Divergenz zwischen den einzelnen untersuchten Flutwellen. Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten liegen zumeist über 1,5 m/s (siehe Abbildung 6.36). Vor allem bei den untersuchten Flutwellen *Rüdisser* und HQ_{5000} zeigen sich maximale Geschwindigkeiten von bis zu 5,0 m/s.

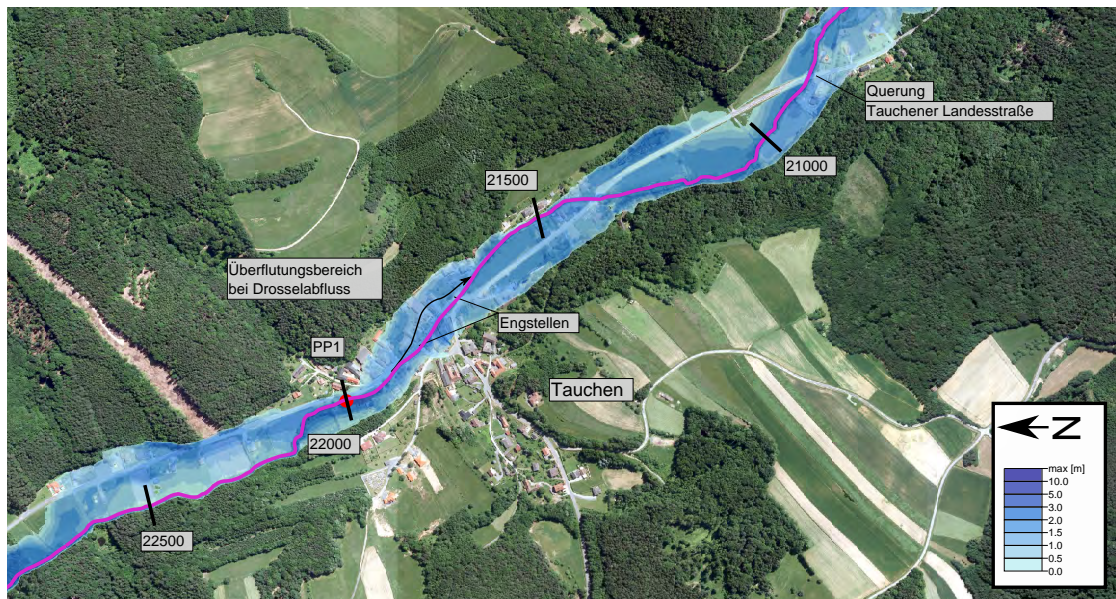


Abbildung 6.35: Maximale Wassertiefen im Bereich Tauchen (PP1) - Flutwelle HQ_{5000}

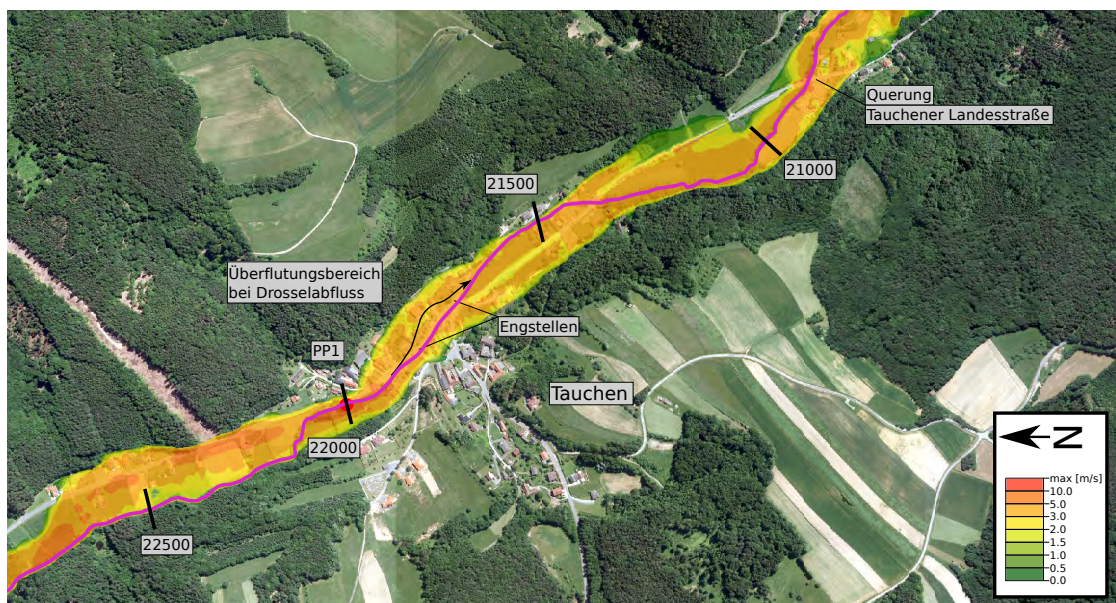


Abbildung 6.36: Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich Tauchen (PP1) - Flutwelle HQ_{5000}

Die untersuchten Flutwellen *Rüdisser* und HQ_{5000} erreichen die Ortschaft bei Minute 186 bzw. Minute 188. Die Flutwellen *Smart U* sowie *Smart* erreichen Tauchen bei Minute 193 bzw. 195. Am Pegelpunkt 1 kann noch sehr deutlich die Charakteristik der Abflussganglinien aus dem Rückhaltebecken abgelesen werden (siehe Abbildung 6.37a). Dieses Verhalten ist klar auf die geringe Entfernung von PP1 in Tauchen zum Standort der Rückhalteanlage zurückzuführen. Ein durchaus verändertes Bild zeigt sich bereits bei zeitlichen Verlauf des Wasserstandes an Pegelpunkt 2 in Bergwerk. Aufgrund der Querung des Tauchenbaches durch die Burgenland Straße bei km 18,325 kommt es zu einer Retention der Flutwelle vor dem Durchlassbauwerk des Gerinnes. Weiters weist der Abschnitt zwischen der Einmündung des Stubenbaches (km 20,000) und PP2 (km 16,800) eine breitere Talform auf, welche eine Retention weiter unterstützt (siehe Abbildung 6.37b)

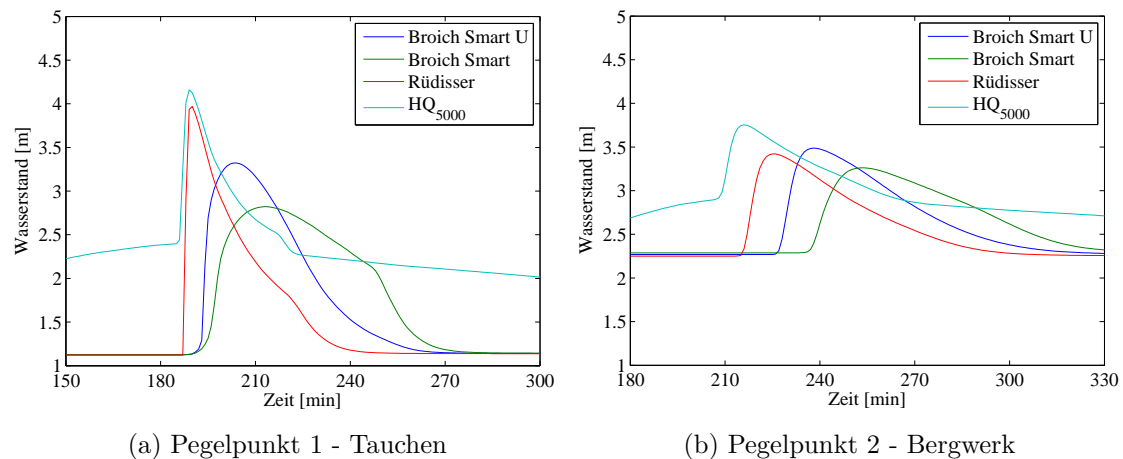


Abbildung 6.37: Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Pegelpunkten PP1 (Tauchen) und PP2 (Bergwerk) im Untersuchungsgebiet Tauchenbachtal

Die Ortschaft Bergwerk befindet sich etwa bei km 16,750 und wird durch die Bergwerker Landstraße gequert. Der angeschlossene Pegelpunkt befindet sich noch vor dem Brückenbauwerk des Straßendamms, unmittelbar nördlich der Ortschaft bei km 16,800. Die untersuchten Flutwellen HQ_{5000} und *Rüdisser* erreichen die Ortschaft nach 209 bzw. 216 Minuten. Die beiden flacheren Abflussganglinien *Smart U* und *Smart* erfassen den Pegelpunkt bei Minute 229 bzw. 237 (siehe Abbildung 6.37b). Der Straßendamm der Bergwerker Landstraße bildet dabei einen Retentionsraum und das Brückenbauwerk für den Tauchenbach fungiert dabei als Abflussdrossel.

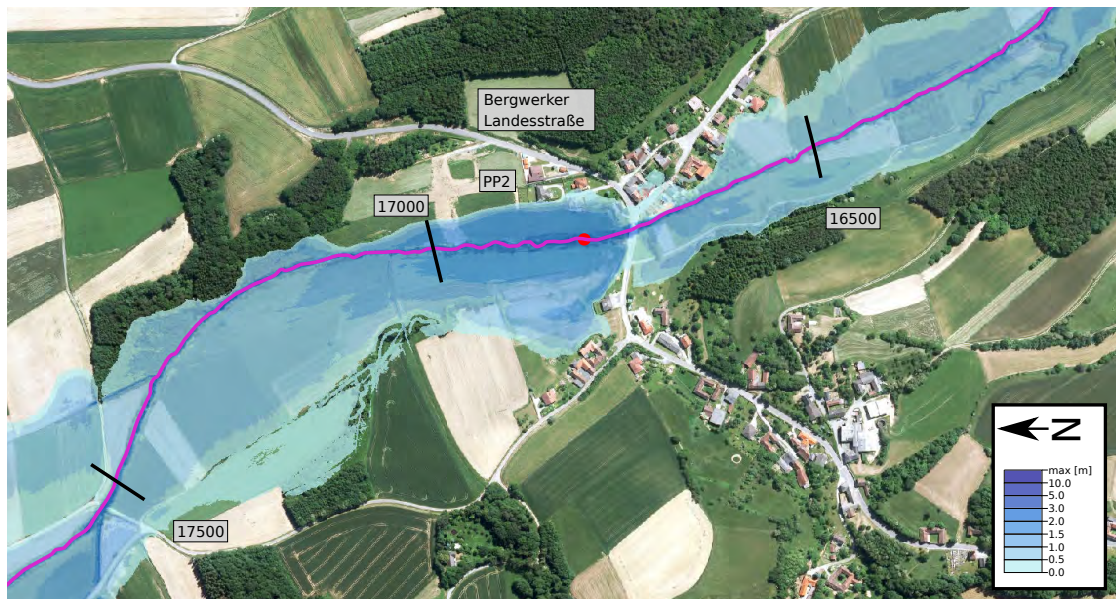


Abbildung 6.38: Maximale Wassertiefen im Bereich Bergwerk (PP2) - Flutwelle *Rüdiss*

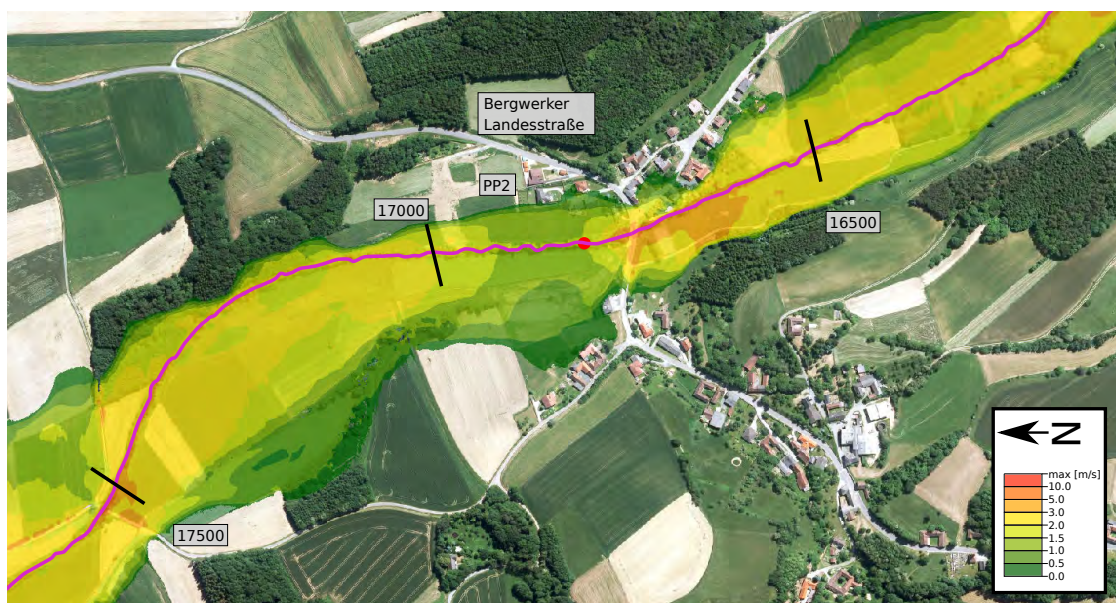


Abbildung 6.39: Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich Bergwerk (PP3) - Flutwelle *Rüdiss*

Im Bereich vor der Straßenquerung kommt es zu einem Aufstau und somit zu einem abermaligen Glätten der Hochwasserwelle (vergleiche Bereich Querung Burgenland Straße bei km 18,300). Sowohl vor als auch nach der Straßenquerung kommt es zu keiner nennenswerten Überflutung von besiedelten Flächen. Im Staubereich vor dem Brückenbauwerk können bei allen untersuchten Flutwellen maximale Wassertiefen bis 2,0 m ausgemacht werden (siehe Abbildung 6.38). Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten nach dem Durchlass liegen in einem Bereich von 3,0 m/s (siehe Abbildung 6.39).

Zwischen km 9,700 und km 8,750 befindet sich die Ortschaft Altschlaining. Noch vor Eintreffen der Flutwelle aus dem Versagen der Rückhalteanlage kommt es zu Überflutungen der Liegenschaften unmittelbar am Ufer des Tauchenbaches aufgrund der Zubringerbäche sowie des Drosselabflusses aus dem Rückhaltebecken. Unabhängig vom betrachteten Versagensszenario, wird beim Eintreffen der Flutwelle ein Großteil des Ortskerns überflutet. Aufgrund der flachen Topographie und einer gefolgt weitflächigen Ausbreitung des Wassers südlich der Ortschaft ergeben sich maximale Wasserstände von 1,0 m (siehe Abbildung 6.40). Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten außerhalb des ursprünglichen Gerinnelaufes liegen bei allen untersuchten Flutwellen im Bereich zwischen 1,0 und 2,0 m/s (siehe Abbildung 6.41).

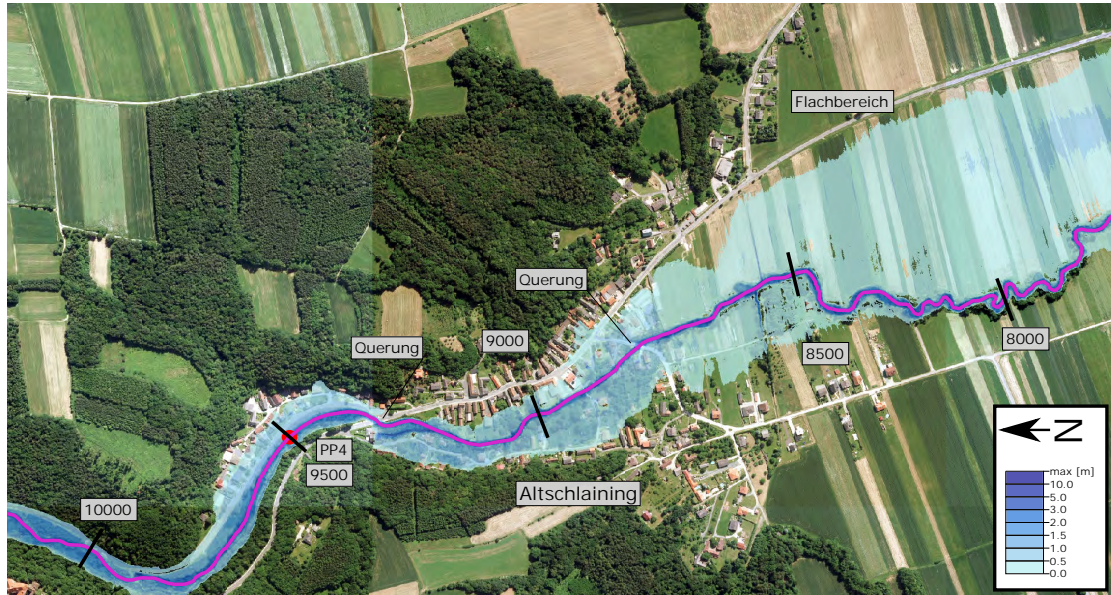


Abbildung 6.40: Maximale Wassertiefen im Bereich Altschlaining (PP4) - Flutwelle *Smart U*

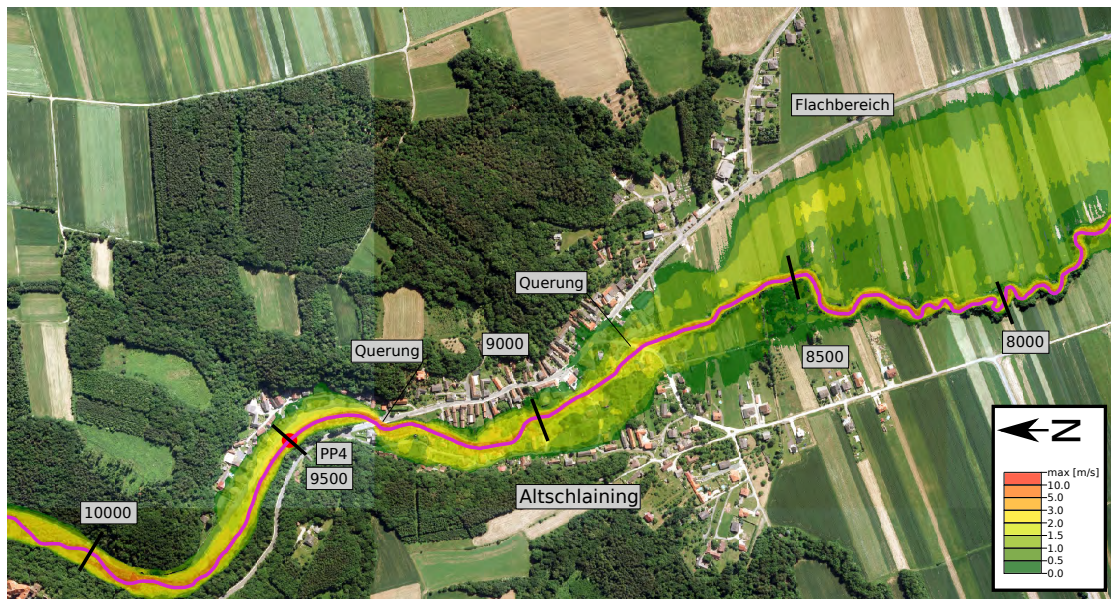


Abbildung 6.41: Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich Altschlaining (PP4) - Flutwelle *Smart U*

Bei Betrachtung des zeitlichen Verlaufes des Pegelstandes am Pegel PP4 in Altschlaining (siehe Abbildung 6.42b) kann eine erneute Glättung der Hochwasserwelle festgestellt werden. Die beiden Flutwellen *Rüdisser* und HQ_{5000} erreichen die Ortschaft in Minute 253 bzw. 241. Die flacheren Abflussganglinien *Smart U* und *Smart* können am Pegelpunkt bei Minute 270 bzw. 285 erfasst werden. Es zeigt sich weiters ein deutlich höherer Wasserstand beim Szenario HQ_{5000} (Überstau). Diese Tatsache kann auf die erhöhte Wasserführung der Zugbringerbäche Stubenbach und Glasbach zurückgeführt werden. So ergibt sich durch die Vorbelastung des Tauchenbaches durch einen HQ_{100} -Durchfluss der Zubringer bereits ein, um etwa 0,5 m höherer Wasserstand als bei den übrigen Szenarien (HQ_{30} -Durchfluss der Zubringer). Der zeitliche Verlauf des Wasserstandes am Pegelpunkt 3 ist aufgrund der Nähe zu Pegelpunkt 4 direkt mit diesem zu vergleichen (siehe Abbildung 6.42b).

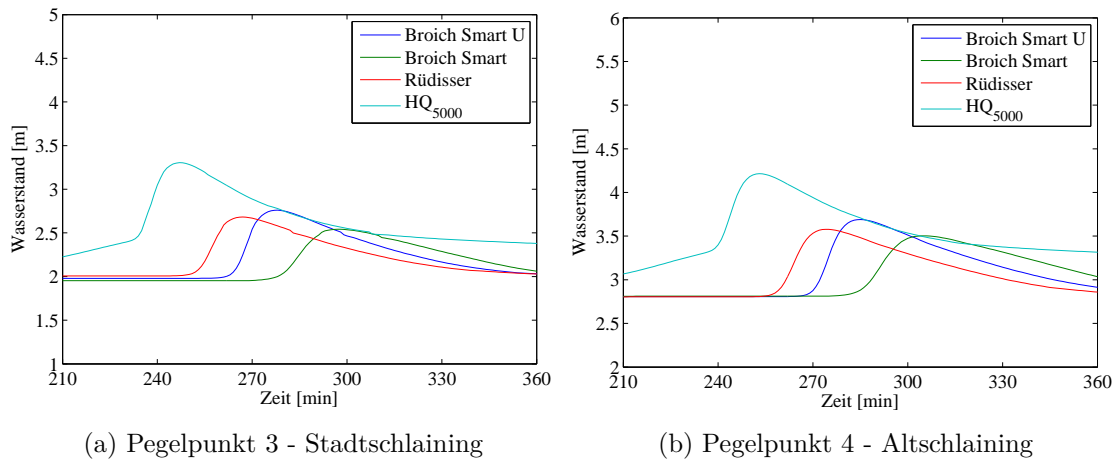


Abbildung 6.42: Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Pegelpunkten PP3 (Stadtschlaining) und PP4 (Altschlaining) im Untersuchungsgebiet Tauchenbachtal

Die Ortschaft Neumarkt befindet sich etwa bei km 6,250 und wird im Ortszentrum von der Schlaininger Landesstraße gequert. Das Brückenbauwerk fungiert, wie bereits bei der Ortschaft Bergwerk, als Abflussdrossel. Aufgrund des Vorlaufdurchflusses kommt es, unabhängig vom betrachteten Szenario, zu Überschwemmungen im westseitigen und ostseitigen Bereich der Ortschaft. Nach Erreichen des Spitzenabflusses kommt es jedoch nur zu einer geringen Änderung der Hochwasseranschlaglinie. Am südlichen Ende des Ortes kann eine Aufteilung des Überflutungsbereiches vom Hauptgerinne festgestellt werden. Die maximalen Wasserstände liegen bei allen untersuchten Szenarien in einem Bereich bis maximal 1,5 m. Die vom Tauchenbach abgetrennte Überflutungsfläche stellt sich als Flachwasserbereich mit durchschnittlichen Wassertiefen von etwa 0,5 m dar (siehe Abbildung 6.43). Die dazugehörigen maximalen Strömungsgeschwindigkeiten liegen in einem Bereich von 0,5 m/s bis 1,0 m/s (siehe Abbildung 6.44).

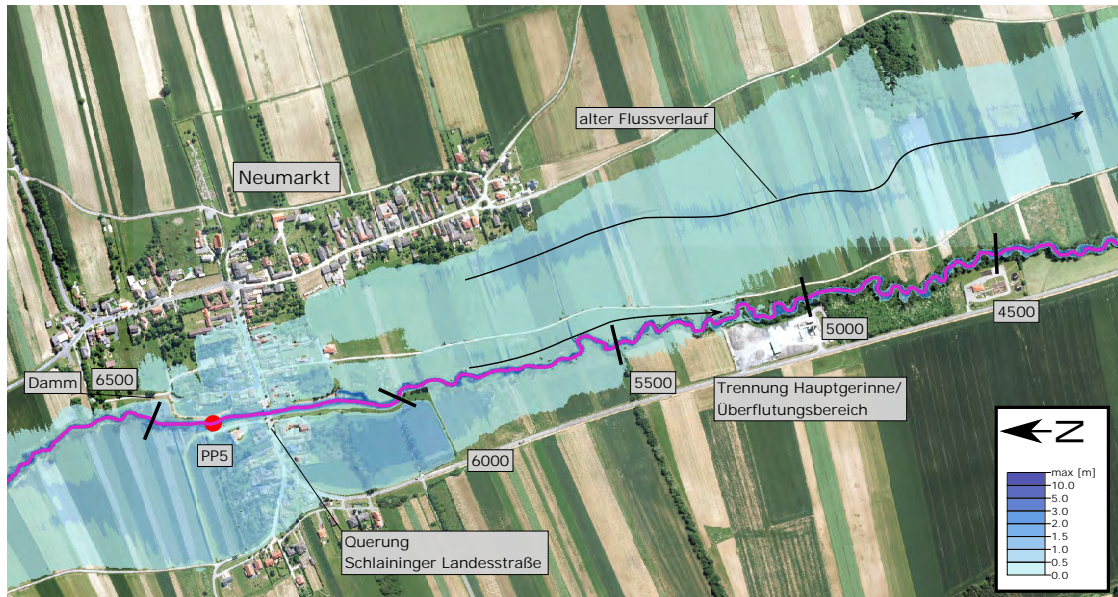


Abbildung 6.43: Maximale Wassertiefen im Bereich Neumarkt (PP5) - Flutwelle *Smart*



Abbildung 6.44: Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich Neumarkt (PP5) - Flutwelle *Smart*

Der zeitliche Verlauf des Wasserstandes am Pegelpunkt 5 (siehe Abbildung 6.45a) kann wie folgt beschrieben werden: Die Flutwellen HQ_{5000} sowie *Rüdisser* erreichen PP5 nach 260 bzw. 285 Minuten. Bei Minute 298 sowie 315 erreichen die beiden flacheren Abflussganglinien *Smart U* sowie *Smart* den Pegelpunkt. Pegelpunkt 6 befindet sich im Hochwasserrückhaltebecken Großpetersdorf, am Ende des Untersuchungsgebietes, bei km 0,000. Das Rückhaltebecken ist zu Beginn der Betrachtung leer und wird im Zuge der Simulation gefüllt. Aufgrund des höheren Vorlaufdurchflusses beim Szenario HQ_{5000} , kann am Ende der Simulation, ein Pegelstand von 6,09 m ermittelt werden. Dieser liegt zumindest rund 1,1 m höher als bei den weiteren untersuchten Szenarien (siehe Abbildung 6.45a).

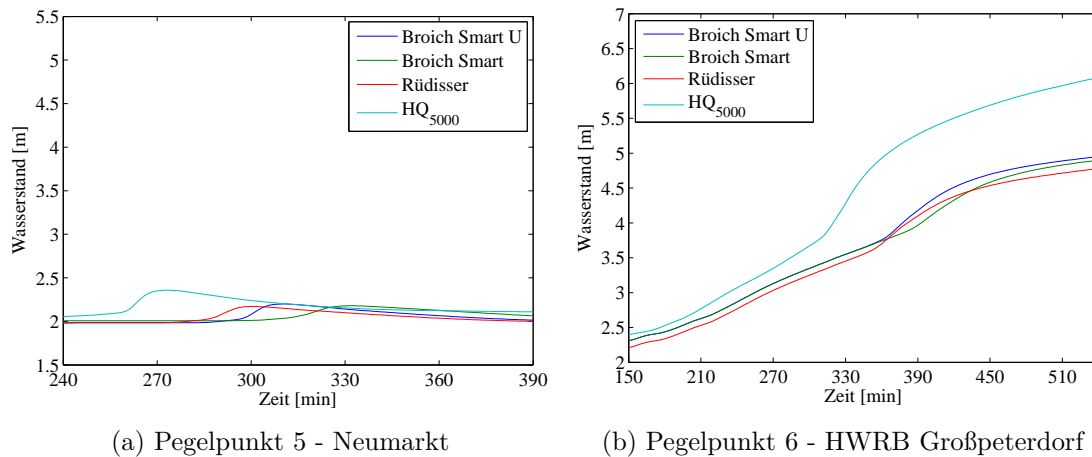


Abbildung 6.45: Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Pegelpunkten PP5 (Neumarkt) und PP6 (HWRB Großpetersdorf) im Untersuchungsgebiet Tauchenbachtal

6.3.3 Zusammenfassung der Flutwellenanalyse

Zusammenfassend zeigt sich nach der Durchführung der Flutwellensimulationen der unterschiedlichen Versagensszenarien folgendes Bild: Hinsichtlich der Abflussganglinien zeigt sich eine starke Abhängigkeit des Spitzenabflusses bei den jeweiligen Ankunftszeiten der Flutwellen an der Pegelpunkten. Die kürzesten Ankunftszeiten ergeben sich bei den Flutwellen HQ_{5000} und *Rüdisser*, welche den größten Spitzenabfluss aufweisen. Diese Ergebnisse lassen sich etwa durch die Flutwellenanalyse der Stauanlage Kartell bestätigen

(vgl. Kapitel 7.4.3). Weiters kann bei allen untersuchten Szenarien ein großer Einfluss der Straßenquerungen auf den Retentionscharakter des Untersuchungsgebietes festgestellt werden. So werden die vergleichsweise steilen Abflussganglinien HQ_{5000} und *Rüdisser* bereits nach den ersten beiden Querungen (Bereich PP2 bzw. PP3 - Bergwerk und Stadtschlaining) deutlich abgeflacht. Durch die Retentionswirkung dieser aufgestauten Bereiche gleichen sich Flutwellen mit zunehmenden Fließweg immer mehr an.

Aufgrund der größtenteils flachen Topographie können über weite Strecken des Untersuchungsgebietes bereits Überschwemmungen aus dem Vorlaufdurchfluss eines 30 jährlichen Hochwassers festgestellt werden. Speziell beim Szenario HQ_{5000} (Vorlaufdurchfluss entspricht einem 100 jährlichen Hochwasser) ist diese Eigenschaft noch deutlicher zu erkennen. Aus den angeführten Auswertungen der Pegelstände bei den unterschiedlichen Versagensszenarien können folgende Ankunftszeiten für die untersuchten Abflussganglinien angegeben werden (siehe Tabelle 6.20):

Pegelpunkt	Station	Bezeichnung	Ankunftszeiten der Flutwellen nach dem Sperrenversagen			
			HQ_{5000}	<i>Rüdisser</i>	<i>Smart U</i>	<i>Smart</i>
PP1	km 22,000	Tauchen	6 min	8 min	13 min	15 min
PP2	km 16,800	Bergwerk	29 min	36 min	49 min	57 min
PP3	km 11,000	Stadtschlaining	54 min	73 min	85 min	100 min
PP4	km 9,500	Altschlaining	61 min	80 min	90 min	105 min
PP5	km 6,400	Neumarkt	80 min	105 min	118 min	135 min
PP6	km 0,000	HWRB Großpetersdorf	135 min	180 min	185 min	205 min

Tabelle 6.20: Ankunftszeiten der Flutwellen an den unterschiedlichen Pegelpunkten im Untersuchungsgebiet der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

6.4 Ermittlung des Schadenspotentials

Zur Ermittlung des Schadenspotentials werden sowohl die Methode nach *Graham* (siehe Kapitel 5.12.2) als auch die Methode nach *Jonkman* (siehe Kapitel 5.12.3) für die durchgeführten Flutwellenanalysen aus Kapitel 6.3 angewendet. Für eine detailliertere Aufarbeitung der Ergebnisse darf an dieser Stelle auf die Arbeit von *Tröthann* [153] verwiesen werden.

6.4.1 Methode nach Graham

Die Bewertung des Schadenspotentials anhand der Methode nach *Graham* wird nach der, in Kapitel 5.12.2 erläuterten Vorgehensweise nun für die Case Study der Stauanlage Kartell durchgeführt. Die festgelegten Schritte des Verfahrens können wie folgt beschrieben werden:

1. Festlegung der zu untersuchenden Versagensszenarien

Bei den untersuchten Versagensszenarien handelt es sich um jene vier Versagensszenarien, für welche bereits eine Flutwellenanalyse durchgeführt worden ist. Es handelt sich dabei um folgende Szenarien:

Versagensfall HQ₁₀₀ - Vollstau

- Smart U: $Q_P = 247,31 \text{ m}^3/\text{s}$
- Smart : $Q_P = 137,57 \text{ m}^3/\text{s}$
- Rüdisser: $Q_P = 506,12 \text{ m}^3/\text{s}$

Versagensfall HQ₅₀₀₀ - Überstau

- HQ₅₀₀₀: $Q_P = 573,65 \text{ m}^3/\text{s}$

Die jeweiligen Abflussganglinien der Szenarien finden sich graphisch aufbereitet in Abbildung 6.34.

2. Festlegung der Zeitkategorien für die Versagensszenarien

Das Untersuchungsgebiet des Tauchenbachtals ist kaum durch jahreszeitliche Schwankungen in der Personenzahl gekennzeichnet. Somit wird lediglich eine Einteilung in die Kategorien Sommer und Winter vorgenommen. Zusätzlich wird eine weitere Unterteilung in Tag bzw. Nacht vorgenommen, um tageszeitabhängige Schwankungen der Personenanzahl zu erfassen. Die gewählten Zeitkategorien mit den jeweiligen Beschreibungen findet sich in Tabelle 6.21.

Jahreszeit	Tageszeit	Bezeichnung	Beschreibung
Winter	Tag	W-T-01	Fußballplatz Altschlaining ungenutzt Schulen/Kindergärten voll
	Nacht	W-N-01	Fußballplatz Altschlaining ungenutzt Schulen/Kindergärten leer
Sommer	Tag	S-T-01	Fußballplatz Altschlaining genutzt Schulen/Kindergärten voll
	Nacht	S-N-01	Fußballplatz Altschlaining ungenutzt Schulen/Kindergärten leer

Tabelle 6.21: Festgelegte Zeitkategorien für die Ermittlung des Schadenspotential bei der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen - Methode nach Graham

3. Festlegung über den Zeitpunkt der Warnung der Bevölkerung

Unter Zuhilfenahme von Tabelle 5.21 wird jener Zeitpunkt, an dem es zu einer Warnung der Bevölkerung kommt in zwei Kategorien unterteilt. Für den Versagensmechanismus des Überströmens wird bei einer Größe des Einzugsgebietes $< 260 \text{ km}^2$ zwischen vielen und keinen Beobachtern unterschieden. In der folgenden Tabelle 6.22 findet sich die Einteilung der Vorwarnzeiten für die untersuchte Stauanlage.

Kategorie	Tageszeit	Bezeichnung	Warnung
Viele Beobachter	Tag	WT-B-T	15 Minuten vor Dammversagen
	Nacht	WT-B-N	15 Minuten nach Dammversagen
Keine Beobachter	Tag	WT-K-T	15 Minuten nachdem die Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht
	Nacht	WT-K-N	60 Minuten nachdem die Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht

Tabelle 6.22: Einteilung der Vorwarnzeiten bei der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen - Methode nach Graham

4. Ermittlung des Überflutungsgebietes für jedes Versagensszenario

An dieser Stelle wird auf die Auswertungen der Flutwellenanalyse in Kapitel 6.3 verwiesen.

5. Ermittlung der Anzahl der Personen im Gefahrengebiet

Zur Ermittlung der Anzahl der Personen im Gefahrengebiet (PAR) werden am Beginn sämtliche Gebäude im Überflutungsgebiet aufgenommen und hinsichtlich ihrer Nutzung kategorisiert. Die Gebäudekategorien umfassen neben Wohn- und Bürohäuser auch Lager und Wirtschaftsgebäude sowie einen Fußballplatz. In Summe können etwa 220 Gebäude aufgezeichnet werden. Eine genaue Aufstellung zu den Personen im Gefahrengebiet findet sich in der Arbeit von *Tröthann* [153], auf welche an dieser Stelle gerne verwiesen werden darf.

In der folgende Abbildung 6.46 ist eine Aufstellung der Personen im Gefahrengebiet zu finden. Es zeigen sich deutliche größere Unterschiede bei den Zeitkategorien Tag und Nacht, verglichen mit den Zeitkategorien Winter und Sommer. Die jahreszeitlichen Unterschiede sind lediglich auf jene 50 Personen auf den Fußballplatz in Altschlaining zurückzuführen.

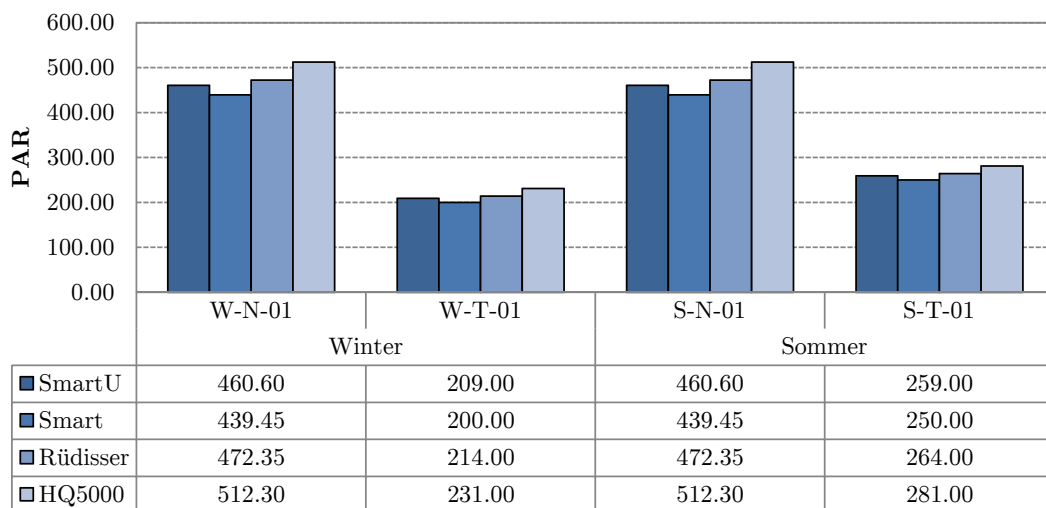


Abbildung 6.46: Zusammenstellung der Personen im Gefahrengebiet (PAR) für die untersuchten Zeitkategorien - Methode nach Graham

6. Ermittlung der Opferzahlen anhand von empirischen Gleichungen

Zur Ermittlung der Opferzahlen müssen zunächst die Vorwarnzeit, die Schwere der Flut sowie das Verständnis über die Schwere der Flut definiert werden.

Die Vorwarnzeiten (WT) für die jeweiligen Ortschaften lassen sich aus den Ankunftszeiten der Flutwelle (siehe Tabelle 6.20) sowie aus den Werten zur Vorwarnzeit aus Tabelle 6.22 ableiten. Es lassen sich folgende, in Tabelle 6.23 zusammengefasste Werte für die Vorwarnzeiten sowie das daraus abgeleitete Verständnis über die Schwere der Flut ermitteln.

Zur Erfassung der Schwere der Flut wird das Untersuchungsgebiet in Zonen mit leichter sowie mittlerer Schwere der Flut unterteilt. Eine starke Schwere der Flut tritt nach *Graham* [159] etwa unmittelbar nach der Stauanlage oder beim Versagen von Betonsperren auf.

Folgende Grenzen zwischen leichter und mittlerer Schwere werden für die Opferzahlenermittlung herangezogen (vgl. Kapitel 5.12.2).

- Wassertiefe h
 - Leichte Schwere: $h < 3,0\text{ m}$
 - Mittlere Schwere: $h \geq 3,0\text{ m}$
- Parameter DV
 - Leichte Schwere: $DV < 4,6$
 - Mittlere Schwere: $DV \geq 4,6$
- Parameter hv
 - Leichte Schwere: $hv < 4,6$
 - Mittlere Schwere: $hv \geq 4,6$

Die Ermittlung des Parameters DV erfolgt an diversen Stellen, verteilt über das gesamte Untersuchungsgebiet. Die Schwereparameter h und hv werden punktuell für jedes betroffene Gebäude ermittelt.

6 Case Study 1 - Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

	Ort	Viele Beobachter				Keine Beobachter			
		WT-B-T		WT-B-N		WT-K-T		WT-K-N	
		Tag	Verst.	Nacht	Verst.	Tag	Verst.	Nacht	Verst.
Smart U	Warnzeitpunkt lt. Graham	15		-15		-28		-73	
	Tauchen	28	vage	-2	präzise	-15	präzise	-60	präzise
	Bergwerk	64	vage	34	präzise	21	präzise	-24	präzise
	Stadtschlaining	100	vage	70	präzise	57	präzise	12	präzise
	Altschlaining	105	vage	75	präzise	62	präzise	17	präzise
	Neumarkt	133	vage	103	präzise	90	präzise	45	präzise
Smart	Warnzeitpunkt lt. Graham	15		-15		-30		-75	
	Tauchen	30	vage	0	präzise	-13	präzise	-58	präzise
	Bergwerk	72	vage	42	präzise	29	präzise	-16	präzise
	Stadtschlaining	115	vage	85	präzise	72	präzise	27	präzise
	Altschlaining	120	vage	90	präzise	77	präzise	32	präzise
	Neumarkt	150	vage	120	präzise	107	präzise	62	präzise
Rüdisser	Warnzeitpunkt lt. Graham	15		-15		-23		-68	
	Tauchen	23	vage	-7	präzise	-20	präzise	-65	präzise
	Bergwerk	51	vage	21	präzise	8	präzise	-37	präzise
	Stadtschlaining	88	vage	58	präzise	45	präzise	0	präzise
	Altschlaining	95	vage	65	präzise	52	präzise	7	präzise
	Neumarkt	120	vage	90	präzise	77	präzise	32	präzise
HQ ₅₀₀₀	Warnzeitpunkt lt. Graham	15		-15		-21		-66	
	Tauchen	21	vage	-9	präzise	-22	präzise	-67	präzise
	Bergwerk	44	vage	14	präzise	1	präzise	-44	präzise
	Stadtschlaining	69	vage	39	präzise	26	präzise	-19	präzise
	Altschlaining	76	vage	46	präzise	33	präzise	-12	präzise
	Neumarkt	95	vage	65	präzise	52	präzise	7	präzise

Tabelle 6.23: Zusammenstellung über die Vorwarnzeiten sowie über das Verständnis der Schwere der Flut - Methode nach Graham

An dieser Stelle sei angemerkt, dass der Parameter hv nicht aus der Arbeit von *Graham* stammt. Er wird eingeführt um eine bessere Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen, ermittelt durch die Methode nach *Jonkman*, zu ermöglichen. Abschließend werden jene, von *Graham* angegebenen Opferraten aus Tabelle 5.22 für jedes Gebäude angesetzt.

6.4.1.1 Opferraten Winter

Für die Zeitkategorie Winter Nacht können im Allgemeinen die höchsten Opferraten für den Schwereparameter hv ermittelt werden. Der Einfluss des Spitzenabflusses Q_P ist jedenfalls für die Parameter DV und hv beträchtlich größer, verglichen mit den Ergebnissen welche sich auf die Wassertiefe h stützen. Speziell für die Versagensszenarien *Rüdisser* und *HQ₅₀₀₀* ergeben sich Opferraten, welche zum Teil um einen Faktor 5 größer sind, verglichen mit den Szenarien *Smart U* und *Smart*. Desweiteren lassen sich für die Szenarien mit den höheren Werten beim Spitzenabfluss größere Unterschiede bei den Opferraten zwischen den Kategorien „viele Beobachter (B)“ und „keine Beobachter (K)“ ausmachen. In folgenden Abbildung 6.47 sind die zu erwartenden Todesopfer für den nächtlichen Versagensfall zu finden.

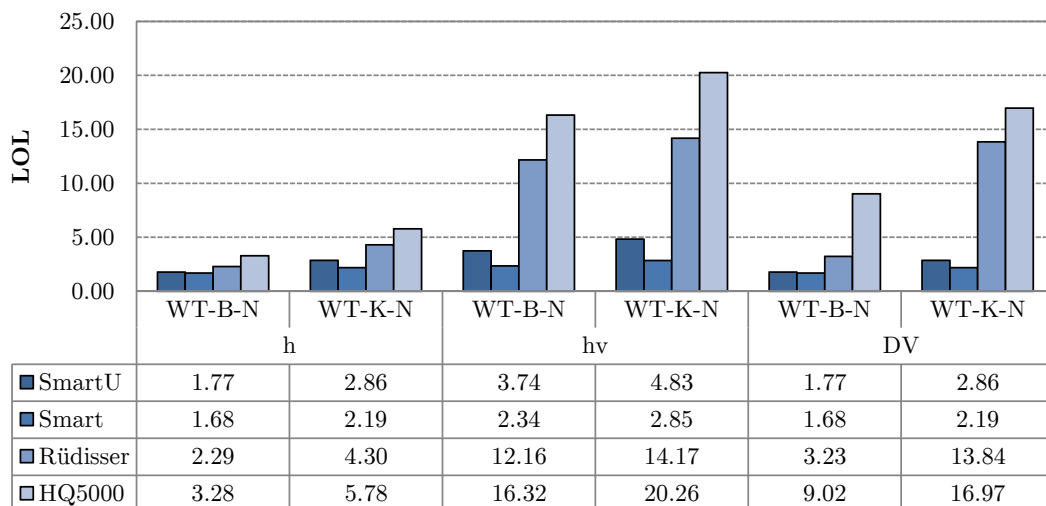


Abbildung 6.47: Opferraten für die Zeitkategorie Winter Nacht - Methode nach Graham

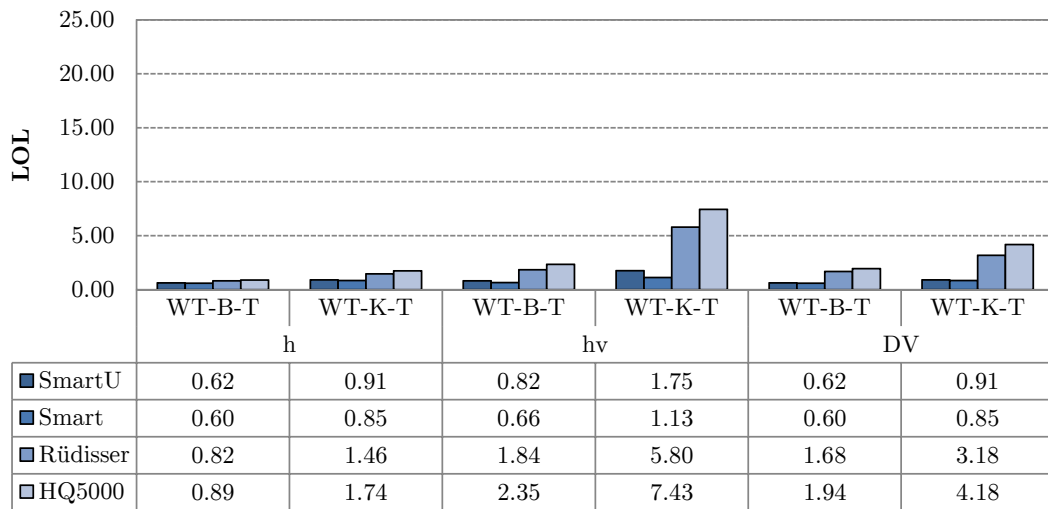


Abbildung 6.48: Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter Tag - Methode nach Graham

Erwartungsgemäß ergeben sich für die Zeitkategorie Tag (siehe Abbildung 6.48) beträchtlich geringere Opferzahlen, verglichen mit den zu erwartenden Todesopfer bei einem Versagen tagsüber. Dieses Verhalten ist eindeutig auf die geringere Anzahl an Personen im Gefahrengebiet zurückzuführen (vgl. Abbildung 6.46). Die höchsten Opferzahlen können bei einer Betrachtung des Schwereparameters hv ermittelt werden. Abermals ergeben sich geringere Opferzahlen für jene Versagensszenarien mit den geringeren Werten für den Spitzenabfluss Q_P und die Kategorien „viele Beobachter“.

6.4.1.2 Opferzahlen Sommer

Die Zeitkategorie Sommer unterscheidet sich von der Zeitkategorie Winter hinsichtlich der Personen im Gefahrengebiet lediglich durch die Miteinbeziehung des Fußballplatzes in Altschlaining (50 Personen für die Zeitkategorie Tag). Für die Zeitkategorie Sommer Nacht ergeben sich die exakt selben Werte wie für die Zeitkategorie Winter Nacht (siehe Abbildung 6.49 und vgl. Abbildung 6.47).

Für die Zeitkategorie Sommer Tag (siehe Abbildung 6.50) ergeben sich trotz der Miteinbeziehung des Fußballplatzes nur minimal höhere Werte für die Opferzahlen, verglichen mit Zeitkategorie Winter Tag (vgl. Abbildung 6.48). Folglich kann davon ausgegangen

werden, dass sich nahezu alle Personen am Fußballplatz in Sicherheit bringen können.

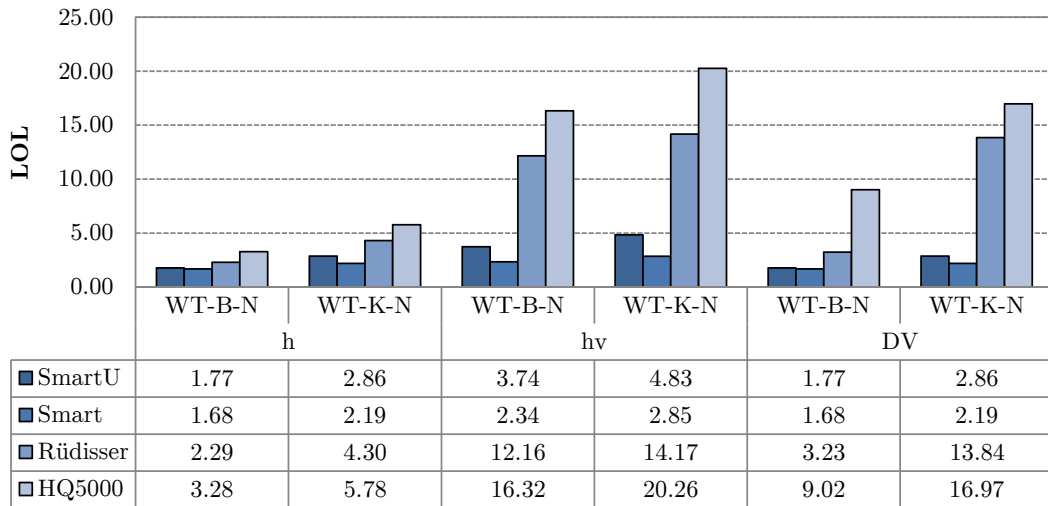


Abbildung 6.49: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer Nacht - Methode nach Graham

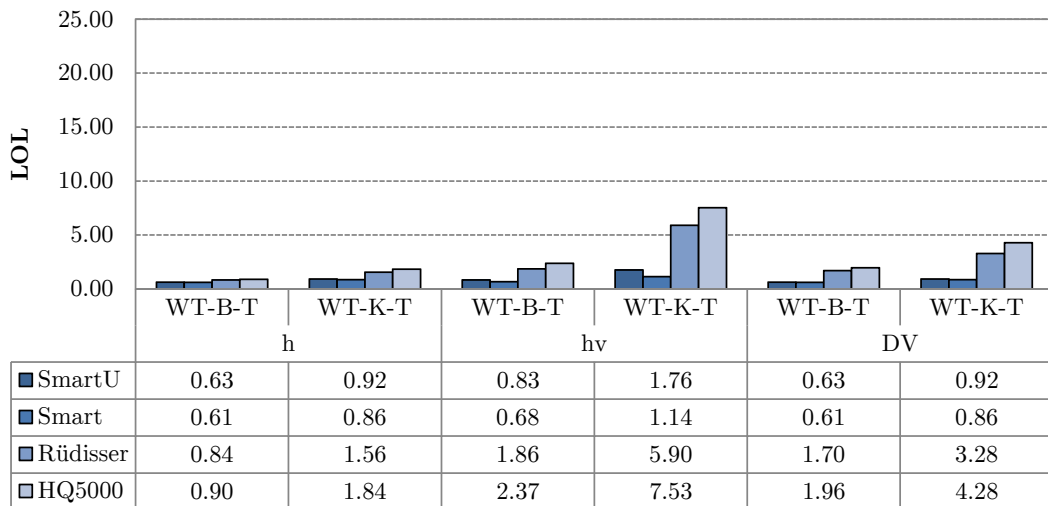


Abbildung 6.50: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer Tag - Methode nach Graham

6.4.1.3 Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung - Methode nach Graham

Die ermittelten Opferzahlen stehen in einem direkten Zusammenhang mit dem Spitzenabfluss Q_P des jeweiligen Versagensszenarios. Hinsichtlich der Qualität der Ergebnisse können jene Opferzahlen, welche sich auf den Schwereparameter hv stützen, als glaubwürdiger angesehen werden, als jene, welche die Parameter DV bzw. h als Grundlage aufweisen. Es sind weiters beinahe keine Unterschiede in den Opferzahlen zwischen den Zeitkategorien Sommer und Winter auszumachen. Weiters zeigt die unterschiedliche Berücksichtigung der Beobachter bei der Stauanlage einen starken Einfluss auf die Opferzahlen. Speziell am Tag werden die Opferzahlen durch diesen Effekt stärker beeinflusst als in der Nacht. Größere Unterschiede in den Opferzahlen sind bei Betrachtung der Zeitkategorien Tag und Nacht auszumachen. Jahreszeitliche Schwankungen sind hingegen kaum festzustellen. Bezogen auf die Personen im Gefahrengebiet lassen sich in Abhängigkeit des jeweiligen Überflutungsszenarios Opferraten in einem Bereich von 0,42-3,31 % auf Basis des Schwereparameters hv ermitteln (vgl. [153]).

6.4.2 Verfahren nach Jonkman

Die Bewertung des Schadenspotentials anhand der Methode nach *Jonkman* wird analog zur Vorgehensweise nach Kapitel 5.12.3 durchgeführt. Die beschriebenen Schritte des Verfahrens stellen sich wie folgt dar:

1. Analyse der Flutwellencharakteristika

Für die bereits bekannten Versagensszenarien (siehe Kapitel 6.3.1 sowie 6.4.1) werden neben den maximalen Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen zusätzlich die Wasseranstiegsraten für die festgelegten Pegelpunkte aus Tabelle 6.19 errechnet. Lediglich für den Pegelpunkt PP5 kann eine Wasseranstiegsrate unter der von *Jonkman* [89] angegebenen Grenze von $0,5 \text{ m/h}$ ermittelt werden. Sämtliche weiteren Pegelpunkte weisen Anstiegsraten $> 0,5 \text{ m/h}$ auf.

2. Ermittlung der Anzahl der betroffenen Bevölkerung

Grundlage für die Ermittlung der Anzahl der betroffenen Bevölkerung ist die Anzahl der Personen im Überflutungsgebiet (siehe Abbildung 6.46). Diese Werte werden in weiterer Folge aufgrund von Effekten wie Evakuierung oder einem vorhanden Schutzraum abgemindert.

Bei der Ermittlung der Anzahl der evakuierten Personen wird analog zur Case Study der Stauanlage Kartell vorgegangen (siehe Kapitel 7.5.2). Es erfolgt eine Einteilung in die Kategorie „vorhergesehene Flut - vorbeugende Evakuierung (VE)“ und „unvorhergesehene Flut - erzwungene Evakuierung (EE)“. Zur Erfassung von etwaigen Schutzräumen (nach *Jonkman* jene Gebäude, die mehr als drei Stockwerke aufweisen), werden sämtliche Gebäude im Überflutungsgebiet hinsichtlich ihrer Ausführung bewertet. Rettungsmaßnahmen spielen, wie auch in der Case Study der Stauanlage Kartell, nur eine untergeordnete Rolle. Weiterführende Informationen zur genauen Ermittlung der Personen, die der Flut ausgesetzt sind, finden sich in der Arbeit von *Tröthann* [153]. In den folgenden Abbildungen 6.51 bzw. 6.52 findet sich die ermittelte Anzahl der Personen, die der Flut ausgesetzt sind (EXP) in Abhängigkeit des Versagensszenarios sowie der festgelegten Zeitkategorien.

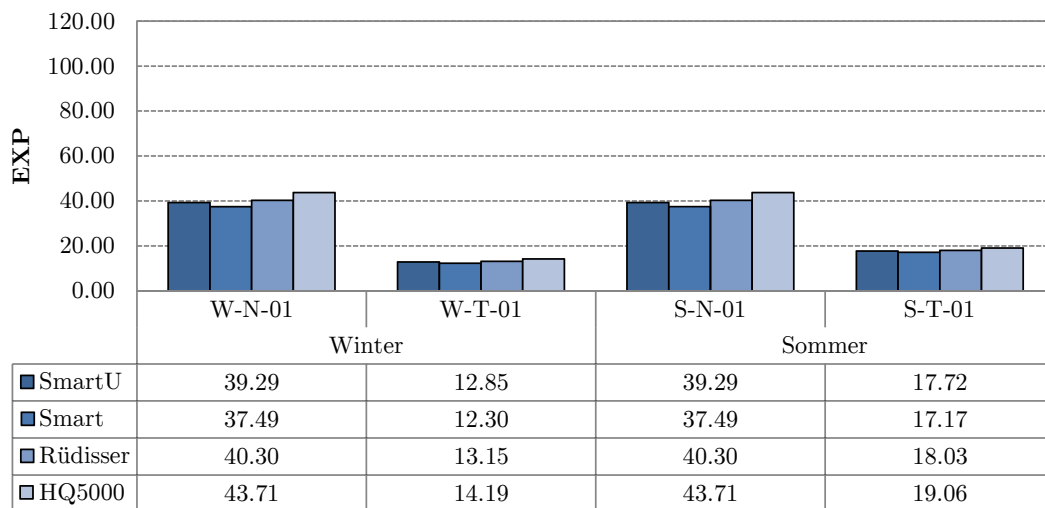


Abbildung 6.51: Anzahl der Personen, die der Flut ausgesetzt sind (EXP) - vorbeugenden Evakuierung (VE) - Methode nach Jonkman

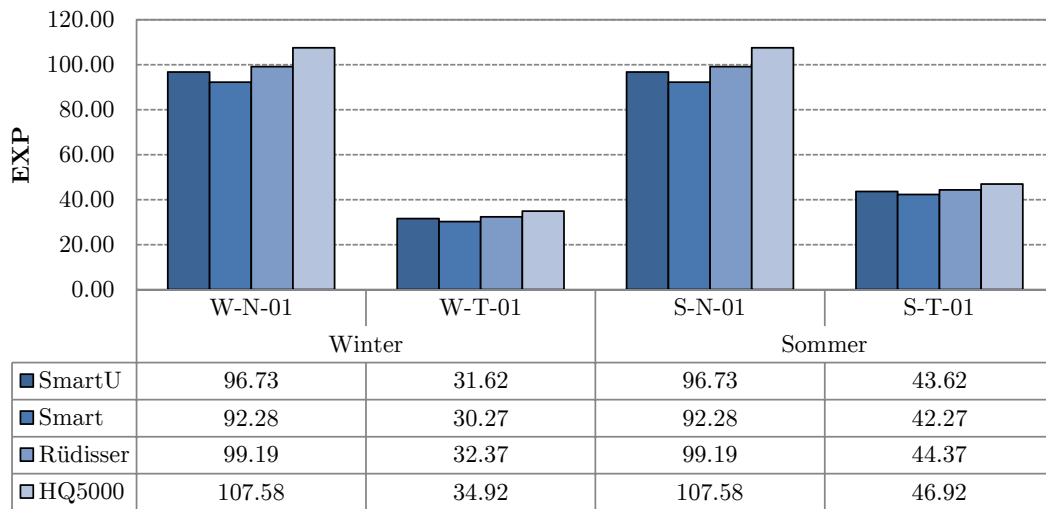


Abbildung 6.52: Anzahl der Personen, die der Flut ausgesetzt sind (EXP) - erzwungene Evakuierung (EE) - Methode nach Jonkman

2. Ermittlung der Opferraten

Es folgt eine Einteilung des Untersuchungsgebietes in unterschiedliche Überflutzonen in Abhängigkeit von Wassertiefe h , Fließgeschwindigkeit v und Wasseranstiegsrate. Die anzusetzenden Opferraten finden sich in den Gleichungen 5.98 bis 5.103.

6.4.2.1 Opferzahlen Winter

Für die Zeitkategorie Winter Nacht (siehe Abbildung 6.53) zeichnet sich abermals eine starke Abhängigkeit der Opferzahlen vom Spitzenabfluss Q_P der jeweiligen Flutwelle ab. Weiters sind deutliche Unterschiede zwischen den beiden Evakuierungskategorien „vorbeugende Evakuierung“ bzw. „erzwungene Evakuierung“ auszumachen. Die Opferzahlen unterscheiden sich hierbei etwa um einen Faktor 2. Für den Versagensfall untertags können jedenfalls wieder geringere Opferzahlen verzeichnet werden. Weiters ergeben sich markante Unterschiede zwischen den einzelnen Versagensszenarien (bis zu einem Faktor 4).

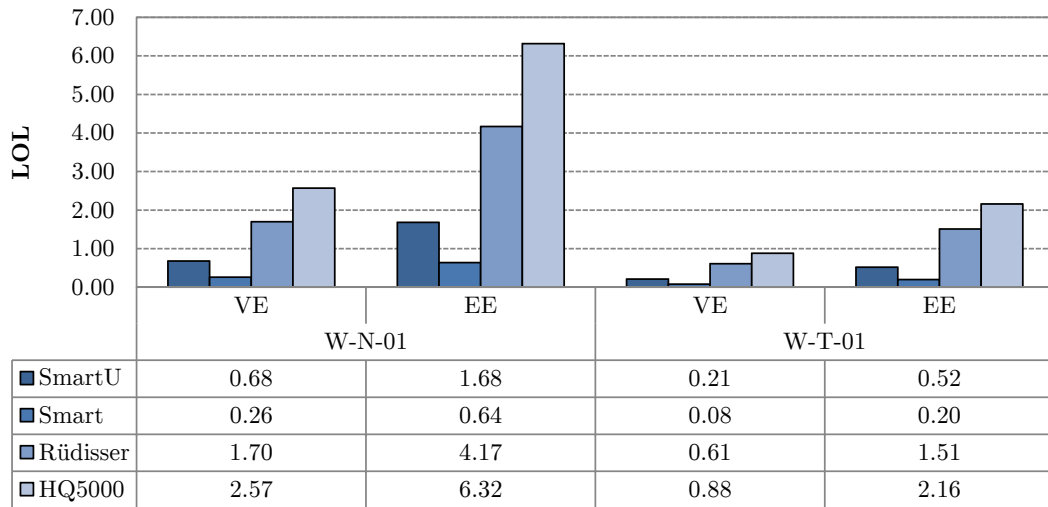


Abbildung 6.53: Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter - Methode nach Jonkman

6.4.2.2 Opferzahlen Sommer

Die ermittelten Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer (siehe Abbildung 6.54) lassen sich in sehr guter Näherung mit jene aus der Zeitkategorie Winter vergleichen (vgl. Abbildung 6.53). Trotz der höheren Werte für EXP für den Versagensfall untertags (Fußballplatz Altschlaining), ergibt sich ein kaum merkbarer Anstieg der Opferzahlen. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass sich die anwesenden Personen bei Erreichen der Flutwelle bereits in Sicherheit gebracht haben.

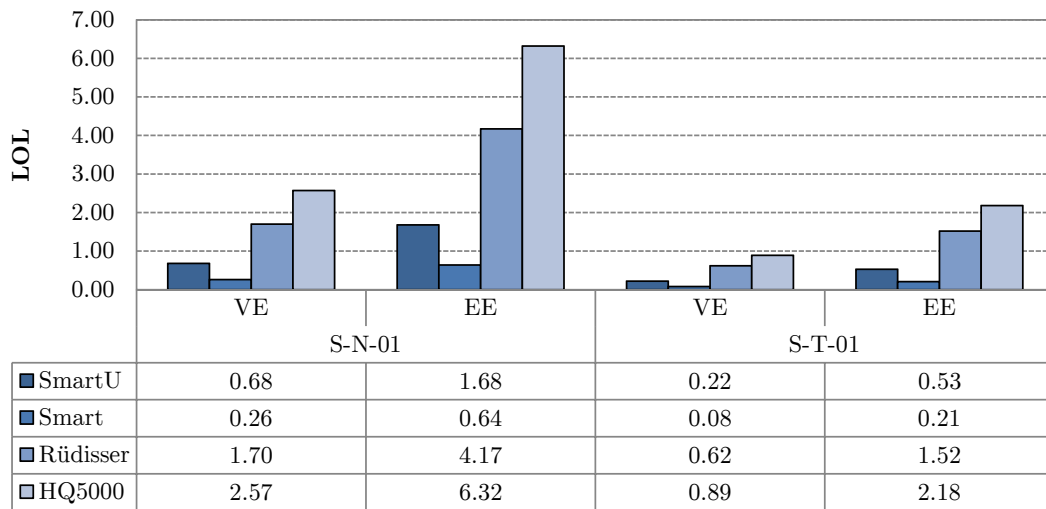


Abbildung 6.54: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer - Methode nach Jonkman

6.4.2.3 Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung - Methode nach Jonkman

Die Opferzahlenermittlung mittels der Methode nach *Jonkman* kann wie folgt zusammengefasst werden: Es zeigen sich große Unterschiede in den Opferzahlen in Abhängigkeit der Zeitkategorie Tag oder Nacht. Jahreszeitliche Schwankungen in den Opferzahlen sind wiederum kaum zu verzeichnen. Deutlichen Einfluss auf die Opferzahlen weist abermals der Spitzenabfluss Q_P der jeweiligen Abflussganglinie auf. Im Allgemeinen lassen sich geringere Opferzahlen feststellen, verglichen mit dem Verfahren nach *Graham* (vgl. Kapitel 6.4.1). Bezogen auf die Personen im Gefahrengebiet lassen sich in Abhängigkeit des jeweiligen Überflutungsszenarios Opferraten in einem Bereich von 0,15-1,23 % für eine erzwungene Evakuierung ermitteln. Für den Fall einer vorbeugenden Evakuierung bewegen sich die Opferraten in einem Bereich zwischen 0,06-0,50 % (vgl. [153]).

6.4.3 Schlussfolgerung aus der Opferzahlenermittlung

Die Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung nach den Methoden nach *Graham* und *Jonkman* zeigen jedenfalls eine deutliche Abhängigkeit der zu erwartenden Todesopfer vom Spitzenabfluss der jeweiligen Abflussganglinie. Speziell bei einem Versagensfall in

der Nacht ist dieser Zusammenhang sehr deutlich ausgeprägt. Exemplarisch ist dieser Zusammenhang Abbildung 6.55 aufgezeigt. Zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse, bezieht sich die Abbildung auf die Zeitkategorie Sommer, die Vorwarnkategorie „keine Beobachter“ sowie auf den Schwereparameter hv nach der Methode nach *Graham* (vgl. Abbildung 6.49 bzw. 6.50) und auf die Zeitkategorie Sommer im Falle einer erzwungenen Evakuierung nach der Methode nach *Jonkman* (vgl. Abbildung 6.54).

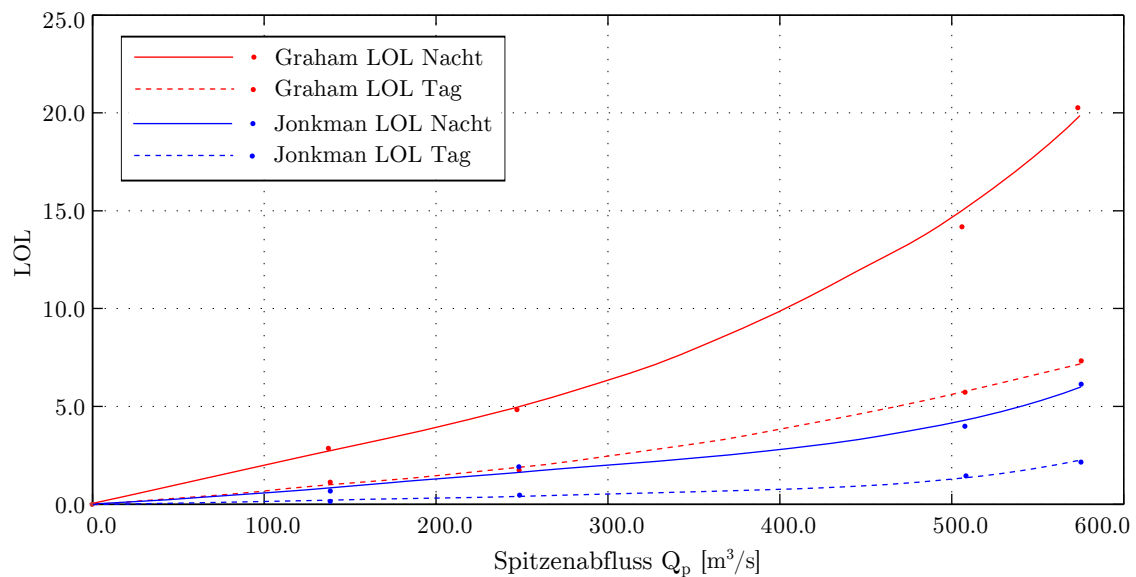


Abbildung 6.55: Opferzahlen in Abhängigkeit des Spitzenabflusses am Beispiel für die Zeitkategorien Sommer Nacht und Tag - Methode nach *Graham* (Keine Beobachter - Schwereparameter hv) und *Jonkman* (erzwungene Evakuierung)

Im Allgemeinen können nach dem Verfahren nach *Graham* höhere Opferzahlen ermittelt werden, verglichen mit den Ergebnissen aus dem Verfahren nach *Jonkman*. Für den gegenständlichen Fall sind die Ergebnisse nach *Graham* somit als konservativer anzusehen und werden in weiterer Folge für die Risikobewertung herangezogen.

6.5 Evaluierung des Risikos

Im finalen Schritt der Risikoanalyse werden die Ergebnisse aus den Standsicherheitsuntersuchungen sowie der Opferzahlenermittlung aus den Kapitel 6.2 sowie 6.4 zusammengeführt. Über die in Kapitel 4.3 vorgestellten Diagramm von *ANCOLD*, *USBR* und *USACE* (siehe Abbildung 4.3 bis 4.6) erfolgt eine Gegenüberstellung der Versagenswahrscheinlichkeit der Stauanlage mit den zu erwartenden Todesopfern.

Die Versagenswahrscheinlichkeiten der Anlage zufolge Böschungsversagen finden sich in Tabelle 6.17. Die dazugehörigen Werte für die potentielle Opfer aufgrund des Stauanlagenversagens können aus Abbildung 6.49 bzw. Kapitel 6.4 entnommen werden. An dieser Stelle finden jene Werte, ermittelt über den Schwereparameter hv für den Versagensfall Sommer - keine Beobachter, Eingang in die Risikoevaluierung. Weiters wird ein Durchschnitt aus den Opferzahlen für einen Versagensfall am Tag und in der Nacht gebildet. Für jene Versagensfälle, bei denen das Rückhaltebecken nicht bis zu einem HQ_{100} -Stauziel eingestaut ist, wird zuerst der zu erwartenden Spitzenabfluss Q_P mit Hilfe der Speicherinhaltslinie (siehe Abbildung 6.3) abgeleitet. Als Referenzwert für das HQ_{100} dient dabei das Versagensszenario ermittelt nach dem Ansatz von *Rüdisser*. Aus der Beziehung zwischen Spitzenabfluss und Opferzahl aus Abbildung 6.55 werden abschließend die potentiellen Todesopfer ermittelt.

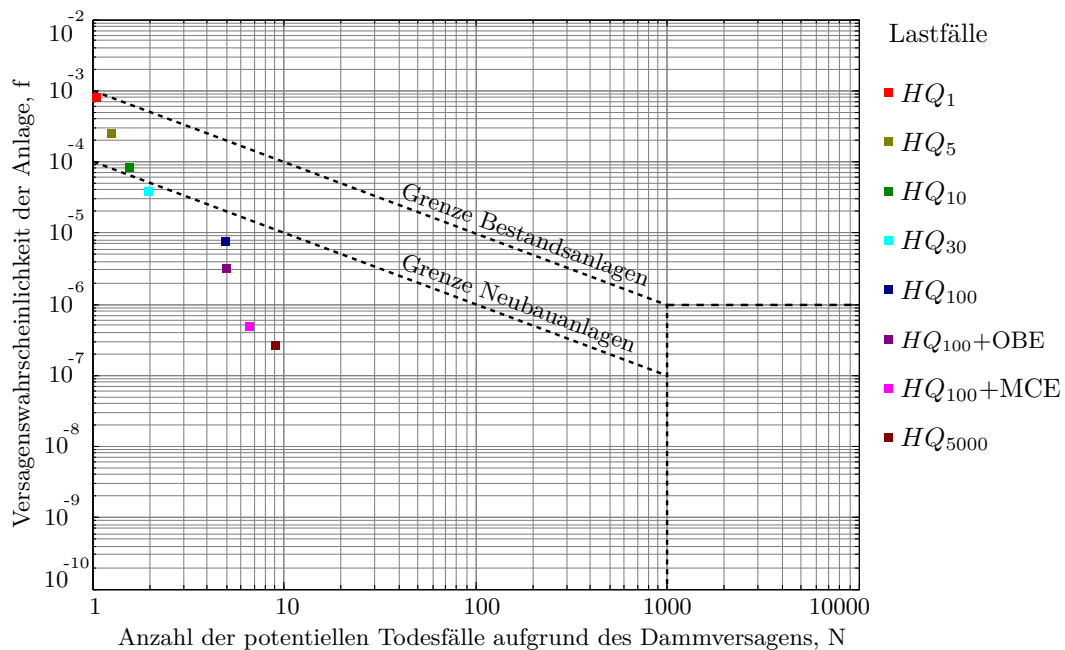


Abbildung 6.56: Risikoevaluierung der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

In Abbildung 6.56 findet sich abschließend die Risikoevaluierung anhand der von *USBR* und *USACE* vorgeschlagenen Grenzen zur Tolerierbarkeit des Anlagenrisikos. Es kann festgestellt werden, dass sich die ermittelten Wertepaare aus den Versagenswahrscheinlichkeiten und potentiellen Todesopfern jedenfalls unterhalb der Grenze für Bestandsanlagen einordnen lassen. Speziell die Lastfälle für ein HQ_{100} und ein HQ_{5000} sowie die kombinierten Lastfälle (hydraulische Einwirkung und Erdbebeneinwirkung) können unterhalb der Grenze für Neubauanlagen eingeordnet werden.

Desweiteren können aus der Risikoevaluierung folgende Aussagen abgeleitet werden:

- Die ermittelten Versagenswahrscheinlichkeiten zufolge eines Böschungsbruches stehen in einem direkten Verhältnis mit Wiederkehrintervallen der jeweiligen Bemessungshochwässer.
- Aufgrund der kurzen Einstaudauer des Rückhaltebeckens und der geringen Durchlässigkeit des Dammes sowie des Untergrundes kann ein Versagen zufolge innerer Erosion als untergeordnet angesehen werden.
- Jene Lastfälle der Lastfallklasse 2 und 3 (außerplanmäßige Einwirkungen) weisen

tendenziell ein geringeres Risiko auf, verglichen mit den planmäßigen Einwirkungen der Lastfallklasse 1.

- Die potentiellen Todesopfer erweisen sich nahezu unabhängig von der jeweiligen Jahreszeit.

7 Case Study 2 - Stauanlage Kartell

Die Stauanlage Kartell befindet sich südlich der Marktgemeinde St. Anton am Arlberg (Bezirk Landeck/Tirol) und weist folgende Anlagenteile auf:

- Absperrbauwerk: Steinschüttdamm mit mineralischem Dichtkern. $L_{Krone} \approx 275 \text{ m}$, $h_{max} = 92,0 \text{ m}$, luft- und wasserseitige Böschungsneigung: 1:1,4 (1:1,5).
- Grundablass: Druckstollen, $L = 116 \text{ m}$ mit anschließender Apparatekammer. Betriebs- und Revisionsschutz, lichte Weite 1,0 x 1,24 m. Freispiegelstollen mit anschließender Einmündung in das abführende Gerinne.
- Hochwasserentlastung: Trogüberfall, $L = 40 \text{ m}$, mit anschließendem HW-Entlastungsstollen.
- Entnahmebauwerk Triebwasser mit anschließendem Druckstollen $L_H \approx 3800 \text{ m}$ sowie Kraftabstieg mittels Druckrohrleitung $L_H \approx 880 \text{ m}$.

7.1 Anlagenbeschreibung

7.1.1 Topographie und geologische Verhältnisse

Die Stauanlage Kartell befindet sich im oberen Moostal, einem Seitental des Stanzertales. Im Bereich des Kartellbodens erweist sich das Moostal als auffallend trogförmig. Speicherraum sowie Absperrbauwerk liegen zur Gänze im zentralen Teil der Silvrettadecke. Im Zuge der geologischen Vorerkundung konnten hauptsächlich Schiefergneise sowie quarzitische Gneise angetroffen werden. Weiters sind im Bereich der Sperre eingelagerte Linsen aus Amphibolit anzutreffen. Der Talboden ist von Moränen und Bachschutt der Nebenbäche bedeckt. Das Moränenmaterial stellt sich als fest gepresst dar, wodurch ein Eindringen von Stauwasser in den Felsuntergrund zusätzlich erschwert wird. Etwaige

Lockergesteinsmassen im Bereich der Staauraumböschungen, welche beim Absenken des Stausees abgleiten könnten, konnten nicht festgestellt werden.

Das Schüttmaterial für das Sperrenbauwerk konnte hauptsächlich im Nahbereich des Kartellbodens gewonnen werden. Im Zuge der Vorerkundung wurde die Materialqualität durch Sondierschlitz und Bohrungen untersucht. Das angetroffenen Moränenmaterial (Seiten- und Grundmoräne) erwies sich als brauchbares Schüttmaterial für dem Dichtkern. Das Schüttmaterial für den Stützkörper konnte mitunter aus Schwemmkegeln, welche beidseitig des Tales durch einzelne Hochwasserereignisse aufgebaut wurden, entnommen werden. Weiters wurden Alluvionen sowie Stollenausbruchsmaterial für den Stützkörper verwendet.



(a) Staudamm Kartell - Ansicht Luftseite (b) Stausee Kartellboden - Blickrichtung Süden

Abbildung 7.1: Fotoaufnahmen der Stauanlage Kartell

7.1.2 Hydrologische Bemessung der Anlage

Im Zuge der Einreichung der Stauanlage bei der Wasserrechtsbehörde wurde ein Niederschlags-Abflussmodell zur Ermittlung der hydrologischen Bemessungswerte für die Anlage erstellt. Für das etwa 15 km^2 große Einzugsgebiet konnte für ein Niederschlagsereignis mit der Dauer von einer Stunde ein Spitzenabfluss von $RHHQ = 105 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt werden ($RHHQ$ =rechnerisch höchstes Hochwasser, entspricht nach [17] einem SHQ). Unter Berücksichtigung der Retentionswirkung des Speichers wurde eine maßgebende Zuflussganglinie mit einem Spitzenabfluss von $RHHQ = 60 \text{ m}^3/\text{s}$ (retentierter Zufluss) ermittelt. Vergleichsrechnungen nach dem *Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren* des *BMLFUW* [17] ergibt bei Anwendung des abgekürzten Verfahrens

folgendes Ergebnis:

$$BHQ = c \cdot A^{0,6} = 86,4 \text{ m}^3/\text{s} \quad (7.1)$$

Die Variable A beschreibt dabei die Größe des Einzugsgebietes und der Parameter c wird dabei aus dem Kartenmaterial des Leitfadens mit $c = 17$ festgelegt. Das Sicherheitshochwasser kann in weiterer Folge wie folgt ermittelt werden:

$$SHQ = 1,3 \cdot BHQ = 112,2 \text{ m}^3/\text{s} \quad (7.2)$$

Für das westlich angrenzenden Einzugsgebiet der Stauanlage Verwall wurden in einem detaillierten Verfahren die hydrologischen Bemessungswerte ermittelt [51]. Die ermittelten Werte liegen dabei rund 7 % unter jene des abgekürzten Verfahrens. Angewendet für die Stauanlage Kartell ergeben sich im Analogieschluss folgende Bemessungswerte:

$$BHQ = 80 \text{ m}^3/\text{s} \quad SHQ = 104 \text{ m}^3/\text{s} \quad (7.3)$$

Der ursprünglich festgesetzte Wert von $RHHQ = SHQ = 105 \text{ m}^3/\text{s}$ kann somit bestätigt werden. An dieser Stelle sei angemerkt, dass für die gegenständliche Anlage lediglich Werte für den Spitzenabfluss ermittelt wurden. Aussagen betreffend der Form der Abflussganglinie werden nicht abgegeben.

7.1.3 Absperrbauwerk und Speicherraum

Das Absperrbauwerk der Stauanlage Kartell bildet ein Steinschüttdamm mit mineralischen Dichtkern. Die lotrechten Dammhöhen betragen an der höchsten Stelle vom wasserseitigen Dammfuß bis zur Krone 47 m, von der Aufstandsfläche des Dichtkerns bis zur Krone 70 m und vom luftseitigen Dammfuß bis zur Krone 92 m. Die maximale Basisbreite beträgt rund 230 m. Die Dammkrone weist eine Breite von 6,0 m auf und befindet sich nach Fertigstellung auf Höhenkote 2023,50 müA, um nach einem Abklingen der Langzeitsetzungen eine projektierte Kronenhöhe von 2023,00 müA zu gewährleisten. Im Grundriss stellt sich die Krone als bogenförmig, mit einem Radius von etwa 165 m dar und weist eine Länge von 275 m auf. Die luftseitige Böschungsneigung beträgt 1:1,5; im Bereich der Krone, oberhalb der Kote 2013,00 müA beträgt sie 1:1,4. Die luftseitige Zufahrtsstraße auf die Dammkrone bilden entsprechende Bermen in der Dammböschung. Wasserseitig

Kenndaten des Absperrbauwerkes	
Typ	Steinschüttdamm mit mineralischem Dichtkern
Länge	275,0 m
Kronenbreite	6,0 m
Maximale Basisbreite	230,0 m
Volumen Dammschüttung	820000 m^3
Dammoberkante	2023,00 müA
KOK Hochwasserentlastung	2020,00 müA
Sohle Grundablass	1977,50 müA
Stauziel	2020,00 müA
Absenkziel	1985,00 müA
Freibord	3,0 m
Böschungsneigung luftseitig	1:1,4 (1:1,5)
Böschungsneigung wasserseitig	1:1,4
Speicherinhalt	8,1 · 10 ⁶ m^3
Nutzinhalt	7,6 · 10 ⁶ m^3
Einzugsgebiet	15 km^2

Tabelle 7.1: Überblick über die Kenndaten der Stauanlage Kartell

weist die Böschung eine durchgehenden Neigung von 1:1,4 auf. Eine Zufahrtsstraße führt von der Dammkrone in den abgesenkten Stauraum.

Die Aufstandsfläche des Dichtkerns ist auf der gesamten Breite, die Übergangszone und die Filter teilweise auf anstehendem Fels gegründet. Die übrigen Aufstandsflächen sind auf Moränenmaterial fundiert. Der Kontrollgang ist etwa in der Mitte des Dichtkerns angeordnet und in den anstehenden Fels eingebunden. Das Hufeisenprofil des Kontrollganges, mit einer Innenlichte von 1,5 x 2,4 m, ist in Teilfertigteilbauweise ausgeführt. Der Kontrollgang ist an der rechten Talflanke bis zur Dammkrone geführt und über ein Betriebsgebäude zugänglich. Vom Kontrollgang aus sind die Apparatkammer des Grundablasses, der Grundablassstollen auf der rechten Talseite sowie die Apparatkammer des Triebwasserstollens an der linken Talseite zugänglich. Als Untergrundabdichtung fungiert ein Injektionsschirm, welcher in mehreren Injektionsdurchgängen hergestellt wurde. Die Teufe des Dichtschirms beträgt dabei rund 20 m, die Bohrungen stehen im Abstand von 3 m normal auf die Sohle des Kontrollganges.

Ein Querschnitt durch das Dammbauwerk ist im Anhang A.3 unter Abbildung A.10 zu

finden. Die unterschiedlichen Zonen des Dammes können wie folgt beschrieben werden:

- Kernanschluss an den Fels: Zur Trennung von Poren- und Kluftwasserströmen sind lokal zerlegte Felsstrukturen mit Spritzbeton abgedeckt. Die Aufstandsfläche des Kerns ist mit einer 3-4 cm mächtigen Schicht aus Moräne 0/4 bis 0/6 mm sowie 3 % Bentonitbeigabe mittels Spritzbetontechnik abgedeckt. Es folgt eine mindestens 30 cm mächtige Schicht aus ausgesuchter Moräne 0/30 mm, vergütet mit 2 % Bentonit.
- Kern: Der Dichtkern besteht im Sohlbereich, unter einer Höhenkote von 1954,50 müA, ebenfalls aus vergüteter Moräne 0/30 mm. Ab dieser Kote teilt sich die Kerndichtung in eine 3,0 m breite Zentralzone aus vergüteter Moräne sowie in den restlichen Kern, bestehend aus Moränenmaterial 0/60 mm. Der Kronenbereich über Kote 2015,00 müA besteht auf gesamter Kernbreite aus vergüteter Moräne 0/30 mm. Die Einbaulagen des Kerns betragen 30 cm. In Abbildungen A.6 finden sich die Kornverteilungslinien für das Kernmaterial.
- Übergangszonen: Die Übergangszonen bestehen aus umgelagerten Moränenmaterial, ausgesuchten Hangschutt und Stollenausbruchsmaterial sowie Alluvionen mit Durchmessern von 0/350 mm. Die Übergangszonen weisen Schüttlagen von 60 cm auf. Die Kornverteilungslinien für dieses Schüttmaterial finden sich in Abbildung A.7.
- Filter: Die Filterzonen bestehen aus Brechgut 0/150 mm und sind auf Kote 2009,00 müA durch dichtes Moränenmaterial verschlossen. Die entsprechenden Kornverteilungen sind aus Abbildung A.8 zu entnehmen.
- Luftseitiger Stützkörper: In diesem Bereich ist jeweils anfallendes, meist halbdurchlässiges Schüttmaterial eingebaut. Es finden sich sowohl Alluvionen, Bachschutt und gebrochene Steine 0/350 mm sowie Überkorn <500 mm im luftseitigen Stützkörper.
- Wasserseitiger Stützkörper: Bis Kote 1988,00 müA besteht der Stützkörper aus Kerngrabenaushubmaterial, vorwiegend Moräne sowie Murenschutt. Über dieser Kote ist im inneren Stützkörper ähnliches Material verbaut wie in den Übergangszonen. Der äußere, wasserseitige Stützkörper besteht aus Brechgut 0/350 mm sowie Überkorn 30/250 mm.
- Luftseitige Böschung: Zur Landschaftsgestaltung und als Erosionsschutz in den Ichen ist Brechgut 0/350 eingebaut.

- Erosionsschutz Wasserseite: Der wasserseitige Erosionsschutz besteht aus Steinsatz 800/1000 mm. Im Bereich der Dammkrone ist der Steinsatz mit Brechgut 0/350 hinterlegt.

Der Speicher Kartell weist einen Speicherinhalt von $8,1 \cdot 10^6 m^3$ auf. Der nutzbare Speicherinhalt beträgt rund $7,6 \cdot 10^6 m^3$. Dem Speicher liegt dabei folgende Speicherinhaltslinie zu Grunde:

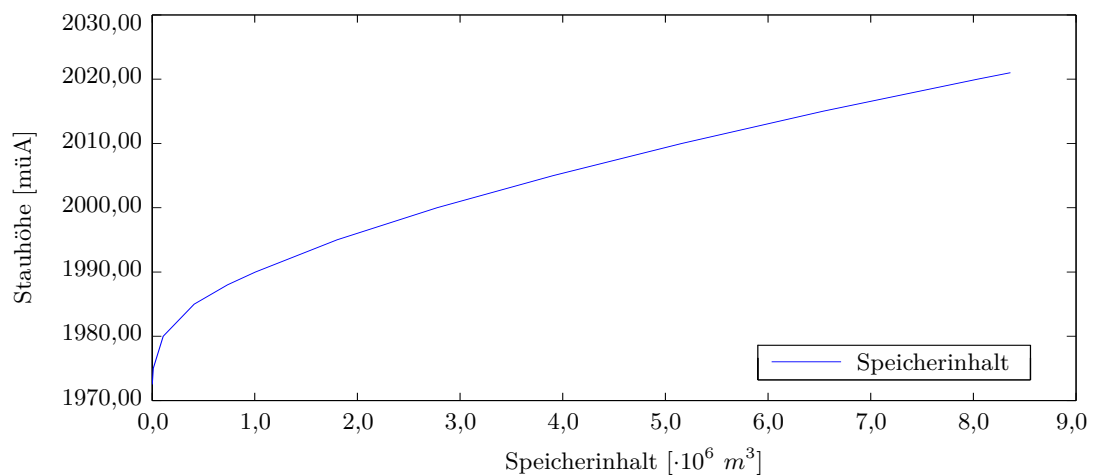


Abbildung 7.2: Speicherinhaltslinie der Stauanlage Kartell

Der Speicher wird als Jahresspeicher betrieben. Der erstmalige Einstau fand im Februar 2006 statt. In der Zeit zwischen 1. Januar und 31. Mai wird die Anlage bescheidmäßig nur bis zu einer Höhenkote von 2018,00 müA eingestaut. Das reguläre Stauziel befindet sich auf Höhenkote 2020,00 müA und das Absenkeziel auf Kote 1985,00 müA. In Abbildung 7.3 findet sich die Aufzeichnung der Stauhöhen im Speicher, beginnend mit 1.6.2006 bis 8.4.2016.

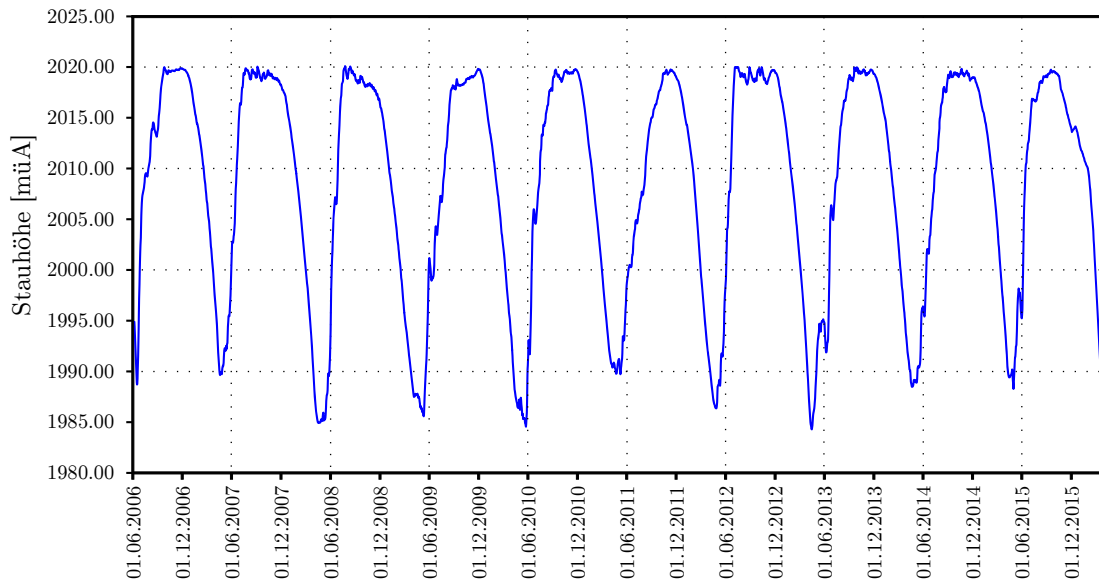


Abbildung 7.3: Zeitlicher Verlauf der Stauhöhe im Speicher Kartell

Ausgehend von der bisherigen Speicherbewirtschaftung kann folgende kumulative Wahrscheinlichkeitsverteilung des Wasserstandes ermittelt werden (siehe Abbildung 7.4):

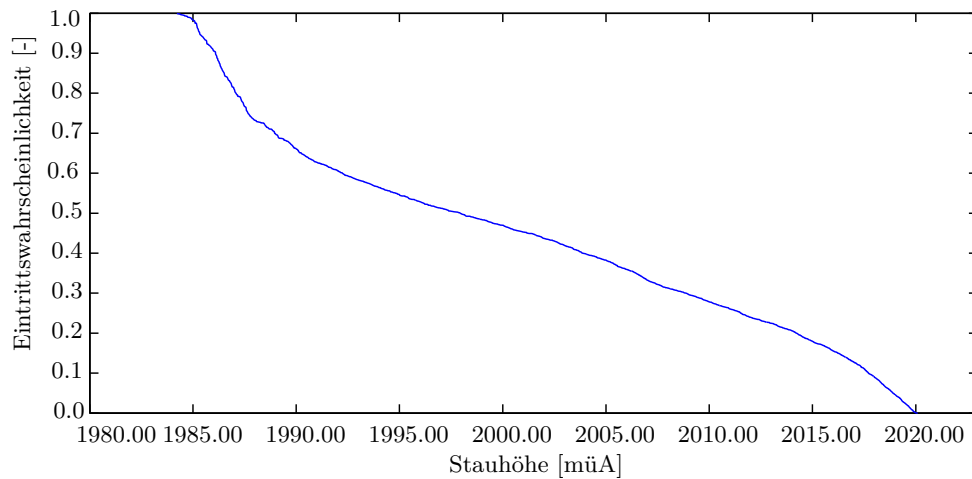


Abbildung 7.4: Kumulative Wahrscheinlichkeitsverteilung des Wasserstandes im Speicher Kartell

7.1.4 Grundablass

Nach seiner Verwendung für die Baustellenumleitung während der Errichtung des Dammes, dient der Grundablass im Kraftwerksbetrieb zur Speicherentleerung in einem Revisionsfall sowie zur Speichernotabsenkung. Der Grundablass weist dabei folgende Bauteile auf:

- Einlaufbauwerk als betoniertes, 12,45 m hohes Schachtbauwerk mit einem Grobrechen. Einlauföffnung $B \times H = 3,0 \times 2,50$ m, Einlaufschwelle auf Kote 1977,50 müA. Die $3,0 \times 3,0$ m große Öffnung (Sohlkote 1968,0 müA) für die Baustellenumleitung wird vor dem ersten Einstau mit einer Beton-Fertigteilplatte verschlossen.
- Druckstollen mit 20 cm starker Spritzbetonauskleidung im Einlaufbereich. Die Stollenlänge beträgt rund 116 m. Das Hufeisenprofil weist eine Querschnittsfläche von rund 7 m^2 auf. Die etwa 5 m lange Panzerstrecke endet vor dem Verschlussorgan mit einer Einlauftrompete im Bereich der Apparatekammer.
- Apparatekammer mit Zugang vom Betriebsgebäude auf der Dammkrone und über den Grundablassstollen. Betriebsverschluss sowie Revisionsverschluss mit je einem Schütz weisen eine lichte Weite von $1,0 \times 1,24$ m auf. Betriebs- und Revisionsschütz besitzen ölhdraulische Antriebe, sind baugleich ausgeführt und mit redundanter Energie- und Druckölversorgung ausgerüstet.
- Freispiegelstollen mit teils betonierter Sohle. Die Stollenlänge beträgt etwa 112 m. Das Hufeisenprofil weist einen Querschnitt von rund 10 m^2 auf.
- Auslaufbauwerk $L = 4,30$ m in den Moosbach mit seitlich angeordneter Messkammer.

An der Sohle des Triebwassereinlaufs befindet sich eine $0,6 \times 0,8$ m große Notablassöffnung. Diese ermöglicht ein Absenken des Speichers unter die Einlaufsohle des Grundablasses. Die Ableitung erfolgt über eine Restwasserentleerleitung, welche in den luftseitigen Abschnitt des Grundablassstollens einmündet.

Für den außergewöhnlichen Betriebsfall einer Speichernotabsenkung sieht die behördliche Vorschreibung ein Abstauen vom Stauziel auf Kote 2020,00 müA bis zur Kote 2004,00 müA (ca. 50 % des Speichernutzinhaltes) innerhalb von 4,5 Tagen bei voll geöffneten Verschlussorganen vor. Diese Forderung ist für einen gleichzeitigen HQ_1 -Zufluss von $10,5 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Speicher zu erfüllen. Bei einer Vollöffnung der Schützen kann ein Absenken des Speichers auf die geforderte Kote in rund 55 Stunden erreicht werden. Die Öffnungsweite des Betriebsschützes ist bei einer Zwischenstellung von 35 cm Hub (entspricht

einer Öffnung von 29 %) durch einen Grenzwert im Leitsystem begrenzt. Durch einen Schlüsselschalter bei der Steuerung des Grundablasses kann diese Stellung überfahren werden. Die Absenkezeiten für unterschiedliche Öffnungsweiten des Grundablasses unter Außerachtlassung etwaiger Zuflüsse in den Speicher sind in Abbildung 7.5 ersichtlich.

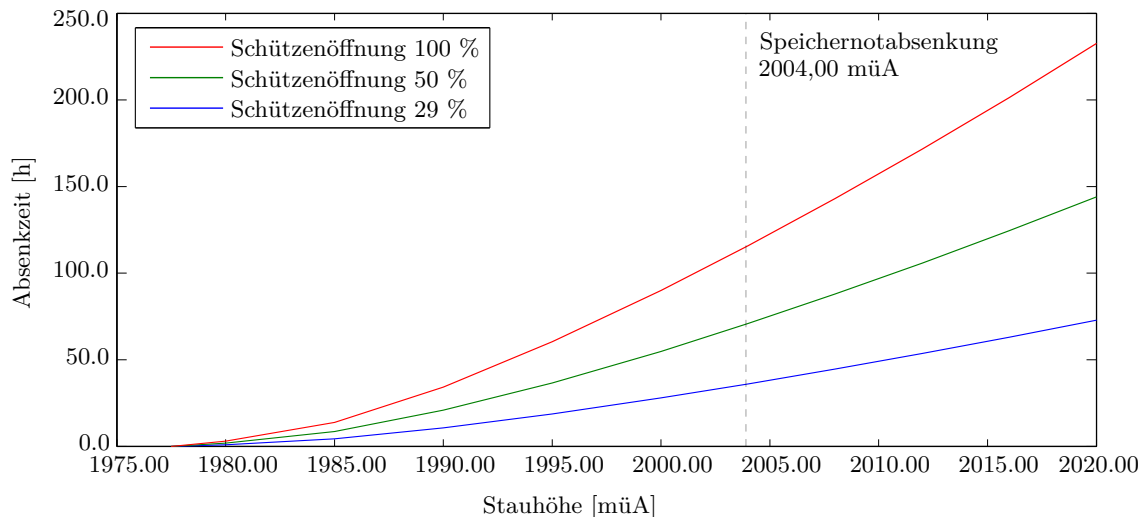


Abbildung 7.5: Absenkezeiten der Stauanlage Kartell für unterschiedliche Öffnungsweiten des Grundablasses

7.1.5 Hochwasserentlastung

Zur Abfuhr von Hochwässern steht an der orographisch rechten Seite eine Entlastungsanlage mit einem Einlaufbauwerk als Überlauftrug sowie anschließendem Ableitungsstollen zur Verfügung. Die Kronenlänge des Einlauftrugs beträgt rund 40 m. Die Oberkante der Überlaufkronen befindet sich auf der Höhe des Stauziels, auf Höhenkote 2020,00 müA. Das anschließende Trapezgerinne weist eine Breite von 3,5 m und eine horizontale Länge von 35 m auf. Der anschließende HW-Entlastungsstollen besitzt eine Länge von etwa 85 m, eine Querschnittsfläche von rund 10 m² sowie ein Sohlgefälle von 23,4 %. Der Entlastungsstollen geht in eine Holzgalerie, welche sich über der Zufahrtsstraße befindet, über. Der freie Abwurfstrahl mündet rund 50 m abwärts des Dammfußes in den Moosbach.

Als Bemessungswert für die Hochwasserentlastung wird ein retentierter Spitzenabfluss von $SHQ = 60 \text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt (siehe Kapitel 7.1.2). Aus der hydraulischen Berech-



(a) Hochwasserentlastung - Blickrichtung Überfalltrog (b) Hochwasserentlastung - Blickrichtung HW-Entlastungsstollen

Abbildung 7.6: Hochwasserentlastung Stauanlage Kartell

nung der Hochwasserentlastung ergibt sich ein Abfuhrvermögen von $60 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einem Staustand von $2021,00 \text{ müA}$. Im Bereich zwischen 74 und $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ergeben sich instationäre Abflussverhältnisse aufgrund des HW-Entlastungsstollens.

Das Abfuhrvermögen der Hochwasserentlastung ermittelt sich durch Gleichung 6.2 bei einem Überfallbeiwert von $\mu = 0,52$ sowie dem Beiwert für einen unvollkommenen Überfall $c = 0,95$ und ist in Abbildung 7.7 dargestellt.

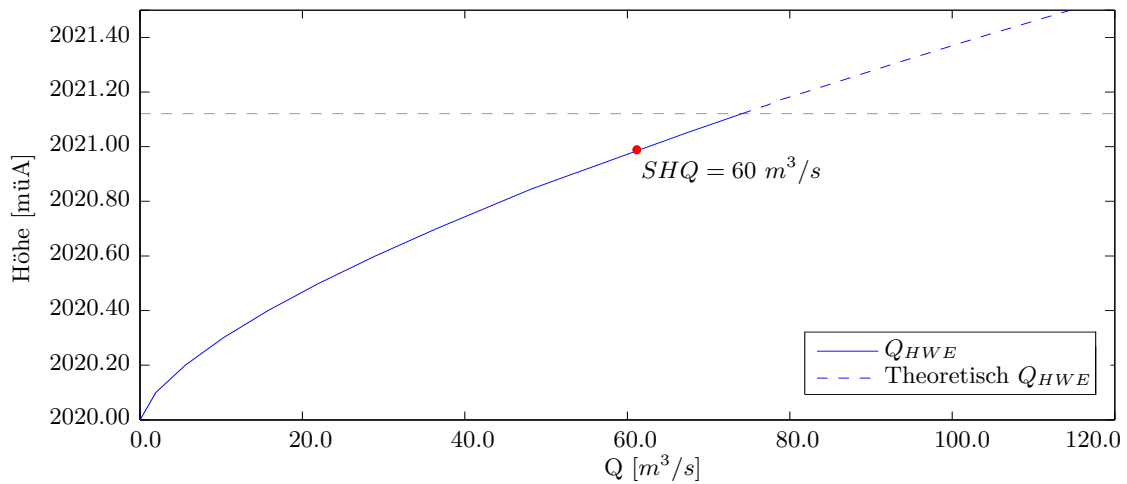


Abbildung 7.7: Kennlinie der Hochwasserentlastung der Stauanlage Kartell

7.1.6 Beobachtungseinrichtungen

Die Stauanlage weist eine Reihe an Mess- und Beobachtungseinrichtungen auf. Die Staupegelmessung erfolgt über zwei unabhängige Systeme. Zum einen über eine Rittmeyerwaage in der Apparatekammer, welche den Staupegel über ein Rohr aus dem Triebwasserweg misst und zum anderen über einen elektronischen Druckaufnehmer in der Grundablasskammer. Für geodätische Vermessungen befinden sich auf der Sperre selbst 13 Oberflächenmesspunkte. Zur Messung von Horizontalverschiebungen sowie Setzungen sind im Schüttkörper drei Horizontalpegel installiert. Diese Pegel reichen dabei in unterschiedliche Zonen des Dammes und sind sowohl luft- als auch wasserseitig angeordnet. In Summe sind in der Anlage acht Porenwasserdrucksonden eingebaut. Die Porenwasserdrücke werden sowohl an Wasserseite im Bereich des Kerns, im Kern oberhalb des Kontrollganges sowie an der Luftseite der Dichtung gemessen. Die Erfassung der Sickerwässer erfolgt getrennt für fünf unterschiedliche Bereiche des Absperrbauwerks. Weiters werden die Sickerwässer aus dem Stützkörper sowie aus zwei Felsquellen gemessen. Vier Piezometerpaare messen die Kluftwasserdrücke wasser- und luftseitig des Dichtschirms.

7.1.7 Untersuchungsgebiet der Flutwellenanalyse

Das Untersuchungsgebiet der Flutwellenanalyse beginnt am Sperrenstandort im Bereich des Kartellbodens und erstreckt sich in weiterer Folge über einen rund 5,5 km langen Abschnitt im Moosbachtal bis zur rechtsseitigen Einmündung in die Rosanna. Im folgenden, etwa 17,0 km lange Abschnitt im Stanzertal, befinden sich die Ortschaften St. Anton und St. Jakob am Arlberg sowie Pettneu, Schnann und Flirsch. Das Untersuchungsgebiet endet etwa 2,5 km stromabwärts von Flirsch.

Der Moosbach besitzt die typischen Charakteristika eines Gebirgsbaches wie etwa Mäandrierungen und ein treppenförmiges Längsgefälle. Die Einmündung des Moosbaches in die Rosanna ist im Längenschnitt des Untersuchungsgebietes (siehe Abbildung 7.8) deutlich zu erkennen. Unmittelbar nach der Einmündung in die Rosanna queren zwei Tunnelröhren der Arlberg Schnellstraße das Gerinnebett. Im Bereich des Bahnhofes von St. Anton wird das Gerinne in einem überdeckten Kanal geführt. Über das gesamte Untersuchungsgebiet können eine Reihe an Unterführungen und Durchlässen vorgefunden werden, welche in der durchgeführten Flutwellenanalyse jedenfalls Berücksichtigung finden.

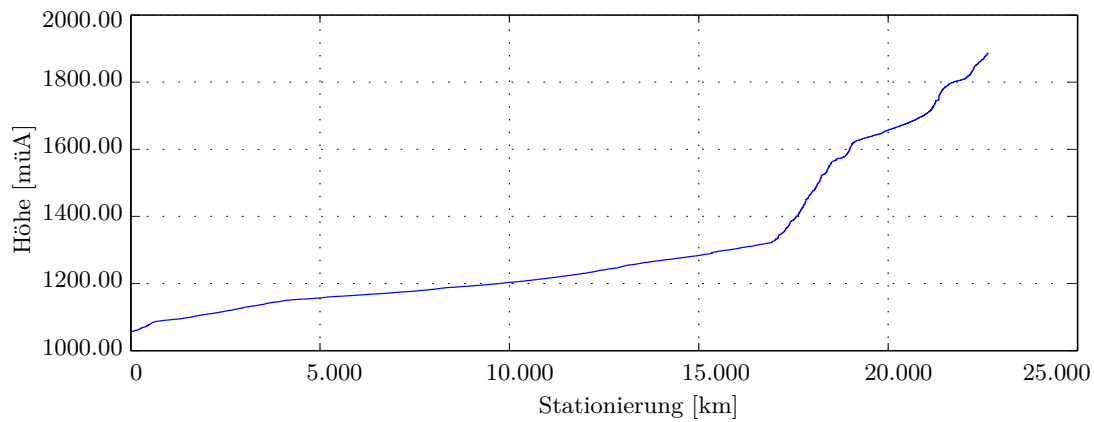


Abbildung 7.8: Längenschnitt des Untersuchungsgebietes der Stauanlage Kartell

7.2 Geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen für die Stauanlage dargelegt. Die theoretischen Hintergründe sind in Kapiteln 2.1.1 sowie 5.7 zu finden. Das vordergründige Ziel dieser Berechnungen ist es, das Absperrbauwerk hinsichtlich einer Reihe an Belastungssituationen auf seine Standsicherheit zu untersuchen. Es erfolgt dabei eine Betrachtung von kombinierten Lastfällen aus unterschiedlichen Wasserständen im Reservoir überlagert mit Einwirkungen aus einem Erdbeben sowie die Untersuchung der wasserseitigen Böschung für den Lastfall einer Speichernotabsenkung.

Die Untersuchungen wurden dabei wiederum mit dem Programmpaket *SLIDE 6.0* durchgeführt und beruhen im Wesentlichen auf zwei gekoppelten Modellen zur Berechnung der Sickerströmung im Dammkörper sowie zur Ermittlung der kritischen Gleitkreise und der Versagenswahrscheinlichkeit der Dammböschung. Eine Auswertung der Ergebnisse erfolgt wiederum hinsichtlich eines Sicherheitsfaktors gegenüber Böschungsbruch sowie einer Wahrscheinlichkeit, dass sich ein kritischer Gleitkreis ausbildet (vgl. Kapitel 6.2).

7.2.1 Modellbeschreibung des geotechnischen und strömungsmechanischen Rechenmodells

Die geometrischen Randbedingungen des zweidimensionalen Modells umfassen das Absperrbauwerk im Regelschnitt (siehe Abbildung A.10) sowie einen Teil des Untergrundes. Das Dammbauwerk selbst wird dabei hinsichtlich seiner Zonierung modelliert. Für den gegenständlichen Fall werden die Gleitkreisberechnungen ebenfalls nach den Verfahren von *Bishop* und *Janbu* durchgeführt (vgl. Kapitel 6.2). In Abbildung 7.9 ist das geotechnische Rechenmodell zur Ermittlung der kritischen Gleitkreise abgebildet.

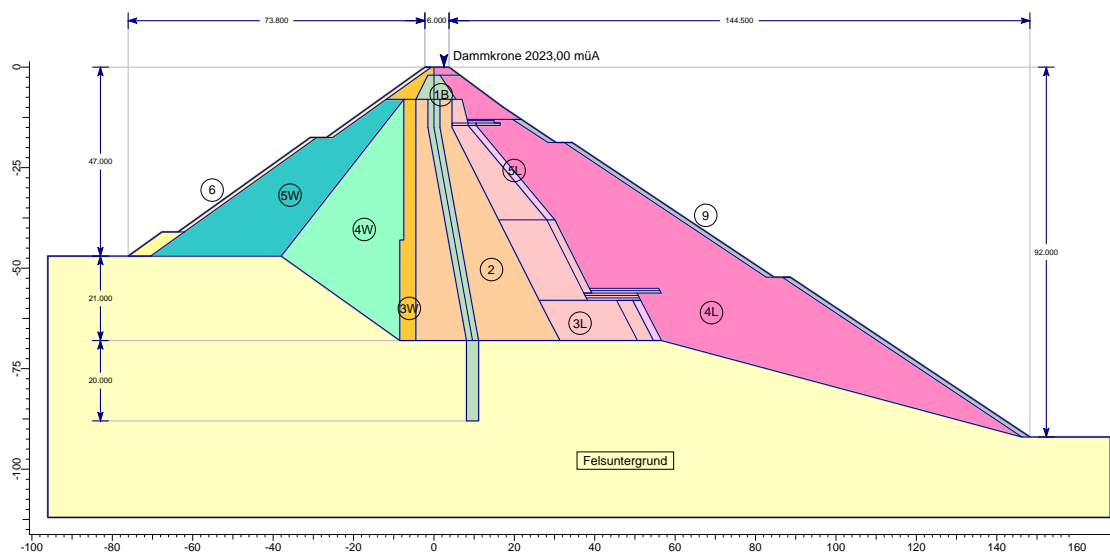


Abbildung 7.9: Geotechnisches Rechenmodell der Stauanlage Kartell

Sowohl im Zuge der Anlagenplanung als auch während der Bauausführung wurden umfangreiche bodenmechanische Laboruntersuchungen durchgeführt [83, 84]. Die angesetzten Parameter für Wichte, Kohäsion und Reibungswinkel können aus diesen Untersuchungen abgeleitet werden. Tabelle 7.2 enthält die angesetzten Werte betreffend Reibungswinkel φ , Kohäsion c sowie Wichte γ mit der zugrundeliegenden, probabilistischen Modellierung der Parameter für unterschiedlichen Zonen des Dammes.

Bodenschicht	Bodenparameter	μ	σ	rel. min./max.	Verteilung
Felsuntergrund	φ [°]	40,0	4,00	12,0/12,0	Normal
	c [kN/m ²]	1500,0	150,0	450,0/450,0	Normal
	γ [kN/m ³]	23,0	1,1	3,3/3,3	Normal
1B - Innerer Kern	φ [°]	35,0	4,0	12,0/12,0	Normal
	c [kN/m ²]	44,0	8,8	26,4/26,4	Normal
	γ [kN/m ³]	22,0	1,1	3,3/3,3	Normal
2 - Äußerer Kern	φ [°]	34,0	4,0	12,0/12,0	Normal
	c [kN/m ²]	35,0	7,0	21,0/21,0	Normal
	γ [kN/m ³]	22,0	1,1	3,3/3,3	Normal
3W - Wasserseitige Übergangszone	φ [°]	38,0	5,5	16,5/16,5	Normal
	c [kN/m ²]	35,0	7,0	21,0/21,0	Normal
	γ [kN/m ³]	23,0	1,1	3,3/3,3	Normal
3L - Luftseitige Übergangszone	φ [°]	38,0	5,5	16,5/16,5	Normal
	c [kN/m ²]	35,0	7,0	21,0/21,0	Normal
	γ [kN/m ³]	23,0	1,1	3,3/3,3	Normal
4W - Wasserseitiger Stützkörper I	φ [°]	39,0	5,5	16,5/16,5	Normal
	c [kN/m ²]	35,0	7,0	21,0/21,0	Normal
	γ [kN/m ³]	23,0	1,1	3,3/3,3	Normal
4L - Luftseitiger Stützkörper	φ [°]	39,0	4,8	14,4/14,4	Normal
	c [kN/m ²]	35,0	7,0	21,0/21,0	Normal
	γ [kN/m ³]	23,0	1,1	3,3/3,3	Normal
5W - Wasserseitiger Stützkörper II	φ [°]	38,0	5,5	16,5/16,5	Normal
	c [kN/m ²]	35,0	7,0	21,0/21,0	Normal
	γ [kN/m ³]	23,0	1,1	3,3/3,3	Normal
5L - Luftseitiger Filter	φ [°]	39,0	5,5	16,5/16,5	Normal
	c [kN/m ²]	15,0	3,0	9,0/9,0	Normal
	γ [kN/m ³]	23,0	1,1	3,3/3,3	Normal
6 - Steinsatz	φ [°]	46,0	5,0	15,0/15,0	Normal
	c [kN/m ²]	10,0	2,0	6,0/6,0	Normal
	γ [kN/m ³]	23,0	1,1	3,3/3,3	Normal
9 - Erosionsschutz	φ [°]	46,0	5,0	15,0/15,0	Normal
	c [kN/m ²]	10,0	2,0	6,0/6,0	Normal
	γ [kN/m ³]	23,0	1,1	3,3/3,3	Normal

Tabelle 7.2: Übersicht der verwendeten Bodenparameter Reibungswinkel ϕ , Kohäsion c und Wichte γ der Stauanlage Kartell mit der dazugehörigen probabilistischen Modellierung

Sämtliche bodenmechanische Werte werden als normalverteilt angenommen und innerhalb eines Intervall der dreifachen Standardabweichung ($\mu \pm 3\sigma$) modelliert (vergleiche dazu Kapitel 6.2). Die angesetzten Werte für die Standardabweichung der Wichte betragen $\sigma_\gamma \approx 0,05\mu$ und lassen sich in guter Näherung mit den Angaben aus der Arbeit von *Phoon* [120] vergleichen. Entsprechende Werte für den Reibungswinkel und die Kohäsion liegen in einem Bereich von $\sigma_{\varphi,c} \approx 0,2\mu$. Ein Vergleich mit Literaturwerten [86, 120] zeigt auch an dieser Stelle eine gute Übereinstimmung ($\sigma_{\varphi,c} = 0,1 \div 0,5\mu$).

Die geometrischen Randbedingungen des strömungsmechanischen Rechenmodells sind direkt mit jenen des geotechnischen Modells zu vergleichen und können Abbildung 7.10 entnommen werden. Zur Berechnung der Sickerströmung wird das Gesetz von Darcy (siehe Kapitel 5.5) an einem zuvor erzeugten Rechenetz mit 19800 Elementen angewendet. Die angesetzten Werte für die Durchlässigkeiten der unterschiedlichen Zonen können aus einer Reihe an Durchlässigkeitsversuchen im Zuge der Anlagenplanung sowie während der Bauphase abgeleitet werden. An dieser Stelle sei angemerkt, dass keine probabilistische Modellierung des Durchlässigkeitsbeiwerts k_f erfolgt. Die angesetzten Werte werden aus einer statistischen Auswertung der durchgeführten Versuche ermittelt und finden sich in Tabelle 7.3.

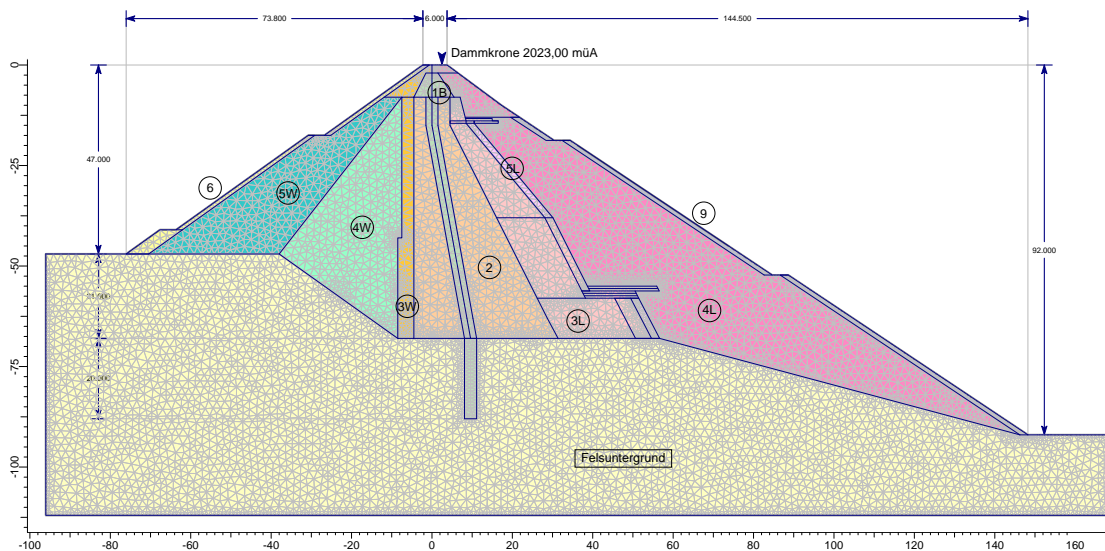


Abbildung 7.10: Strömungsmechanisches Rechenmodell der Stauanlage Kartell

Bodenschicht	Bodenparameter	μ	σ	Verteilung
Felsuntergrund	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-7}$	-	-
1B - Innerer Kern	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-8}$	-	-
2 - Äußerer Kern	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-7}$	-	-
3W - Wasserseitige Übergangszone	k_f [m/s]	$3 \cdot 10^{-6}$	-	-
3L - Luftseitige Übergangszone	k_f [m/s]	$3 \cdot 10^{-6}$	-	-
4W - Wasserseitiger Stützkörper I	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-5}$	-	-
4L - Luftseitiger Stützkörper I	k_f [m/s]	$3 \cdot 10^{-5}$	-	-
5W - Wasserseitiger Stützkörper II	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-4}$	-	-
5L - Luftseitiger Filter	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-3}$	-	-
6 - Steinsatz	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-2}$	-	-
9 - Erosionsschutz	k_f [m/s]	$1 \cdot 10^{-2}$	-	-

Tabelle 7.3: Übersicht der verwendeten hydraulischen Bodenparameter der Stauanlage Kartell

In den folgenden Kapiteln 7.2.2 bis 7.2.10 werden an diesem gekoppelten Modell sowohl stationäre als auch transiente Berechnungen, mit unterschiedlichen Einwirkungen auf das Dammbauwerk durchgeführt. Unabhängig davon liegt den Berechnungen der Böschungstabilität eine probabilistische Modellierung der Bodenparameter zugrunde. Sowohl für die Ermittlung des Sicherheitsfaktors als auch der Versagenswahrscheinlichkeit werden die Bodenparameter innerhalb einer normalverteilten Dichtefunktion variiert. Mittels einer Monte-Carlo-Simulation (siehe Kapitel 5.4.3) werden 10^6 Simulationen mit zufällig gewählten Werten innerhalb dieser Dichtefunktionen für φ , c und γ durchgeführt.

Eine Zusammenfassung der Eingangswerte für die Simulationen findet sich in Tabelle 7.4.

7.2.2 Lastfallklasse 1 - Vollstau - Stauziel 2020,00 müA

Am Beginn der Betrachtungen zur Böschungstabilität des Sperrenbauwerkes stehen die Untersuchungen zu den planmäßigen Einwirkungen der Lastfallklasse 1. Für die gegenständliche Untersuchung wird eine Stauhöhe von 2020,00 müA (Stauziel) im Sinne eines hydraulischen Potentials an der Wasserseite aufgebracht. Der stationären Berechnung der Sickerströmung folgt, in analoger Weise zu Kapitel 6.2, die Ermittlung jener Gleitkreise mit dem geringsten Sicherheitsfaktor nach den Verfahren nach *Bishop* sowie *Janbu* (siehe dazu Kapitel 5.7.3 bzw. 5.7.4).

Eingangswerte			
Allgemeines	Mesh	Freie Tetraeder	16800 Elemente
	Grid	quadratisch	30x30 Knoten
	Solver	Typ	stationär/transient
Modelle	Untergrund	Versagenskrit.	Mohr-Coulomb
		Böschungsstab.	Bishop - Janbu
	Flüssigkeit	Sickerströmung	Gesetz von Darcy
	stat. Modell	Monte-Carlo-Sim.	10^6 Versuche
Parameter	Untergrund	Durchlässigkeit	$k_f = \text{fest}$ (vgl. Tab 7.3)
		Reibungswinkel	$\phi = \text{variabel}$ (vgl. Tab 7.2)
		Kohäsion	$c = \text{variabel}$ (vgl. Tab 7.2)
		Wichte	$\gamma = \text{variabel}$ (vgl. Tab 7.2)
	Flüssigkeit	Wasser	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
Randbedingungen	Wand	Stat. Wand	No Slip
	Einlass	Hydr. Potential	variabel
	Auslass	Druck/Durchfluss	$Q = 0 \text{ m}^3/\text{s}, p = 0 \text{ Pa}$

Tabelle 7.4: Übersicht der Eingangswerte für die Böschungsberechnungen der Stauanlage Kartell

An der wasserseitigen Dammböschung kann eine rechnerische Sicherheit von $\eta_{B,p} = 2,14$ bzw. $\eta_{J,p} = 2,01$ ermittelt werden. Die Gleitkreise nach dem Verfahren nach *Bishop* weisen dabei Radien in einem Intervall von $95,0 < r < 115,0 \text{ m}$ auf (siehe Abbildung 7.11). Die Bruchfiguren schneiden dabei den luftseitigen Bereich der Dammkrone sowie den Fußbereich der wasserseitigen Böschung. Ein Vergleich mit den Standsicherheitsnachweisen, welche im Zuge der Anlagenprojektierung durchgeführt wurden [133], zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den ermittelten Ergebnissen. So können den Unterlagen kritische Gleitkreise mit einem Radius von $r = 105,0 \text{ m}$ und den dazugehörigen Sicherheitsfaktoren von $\eta_B = 2,17$ bzw. $\eta_J = 2,03$ entnommen werden.

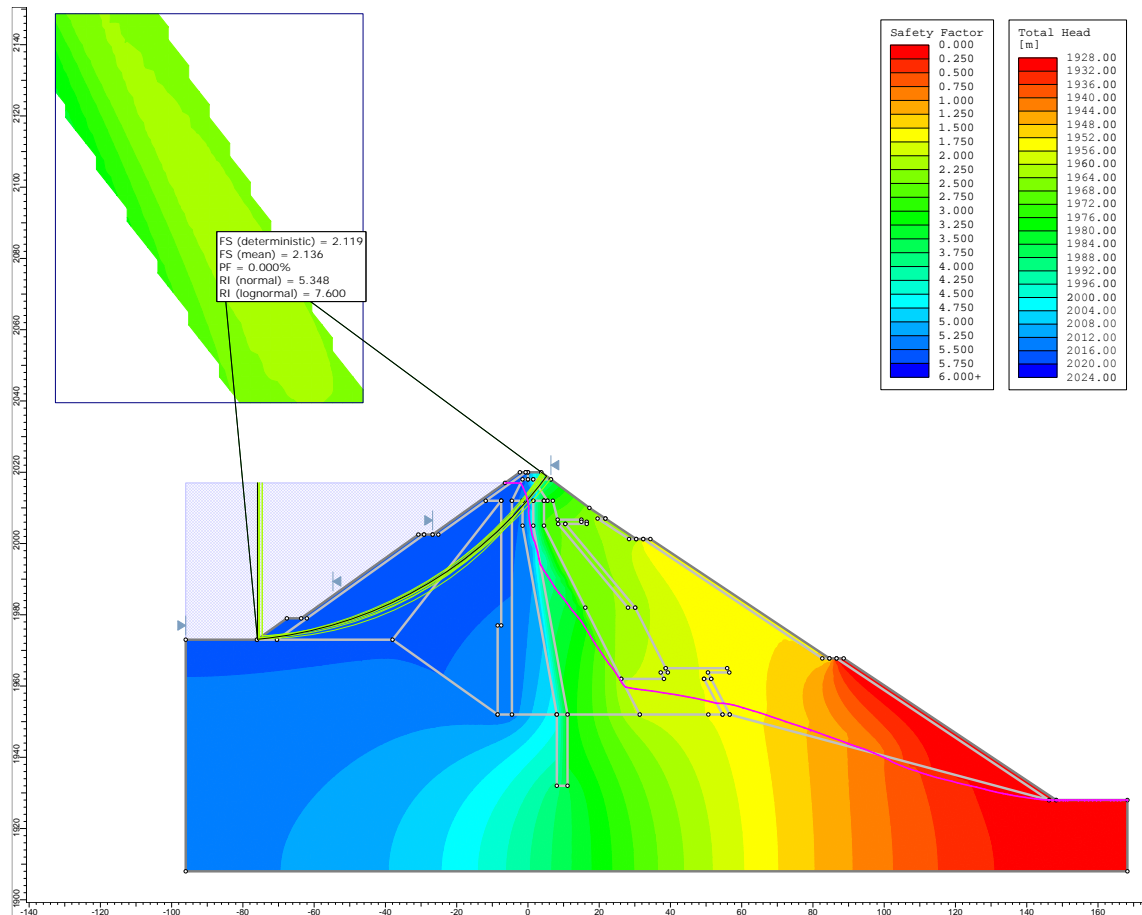


Abbildung 7.11: Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell
- Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA - Verfahren nach *Bishop*

Für die luftseitige Dammböschung können Sicherheitsfaktoren von $\eta_{B,p} = 1,65$ sowie $\eta_{J,p} = 1,59$ ermittelt werden. Die Gleitkreise weisen dabei Radien von $r \approx 250,0\text{ m}$ beim Verfahren nach *Bishop* bzw. $r \approx 200,0\text{ m}$ beim Verfahren nach *Janbu* auf. Die Bruchfiguren schneiden dabei den wasserseitigen Bereich der Krone sowie den Dammfuß an der Luftseite (siehe Abbildung 7.12). Im direkten Vergleich mit den Standsicherheitsnachweisen aus der Anlagenprojektierung [133] können jedenfalls geringere Sicherheiten festgestellt werden. Die nachgewiesenen Bruchfiguren weisen dabei Radien von $r = 117,5\text{ m}$ auf und erstrecken sich vom wasserseitigen Kronenbereich bis etwa 15,0 m über dem luftseitigen Dammfuß.

Die durchgeführte Monte-Carlo-Simulation ergibt eine Versagenswahrscheinlichkeit von $PF_B = 1,00 \cdot 10^{-5}$ bzw. $PF_J = 2,00 \cdot 10^{-5}$.

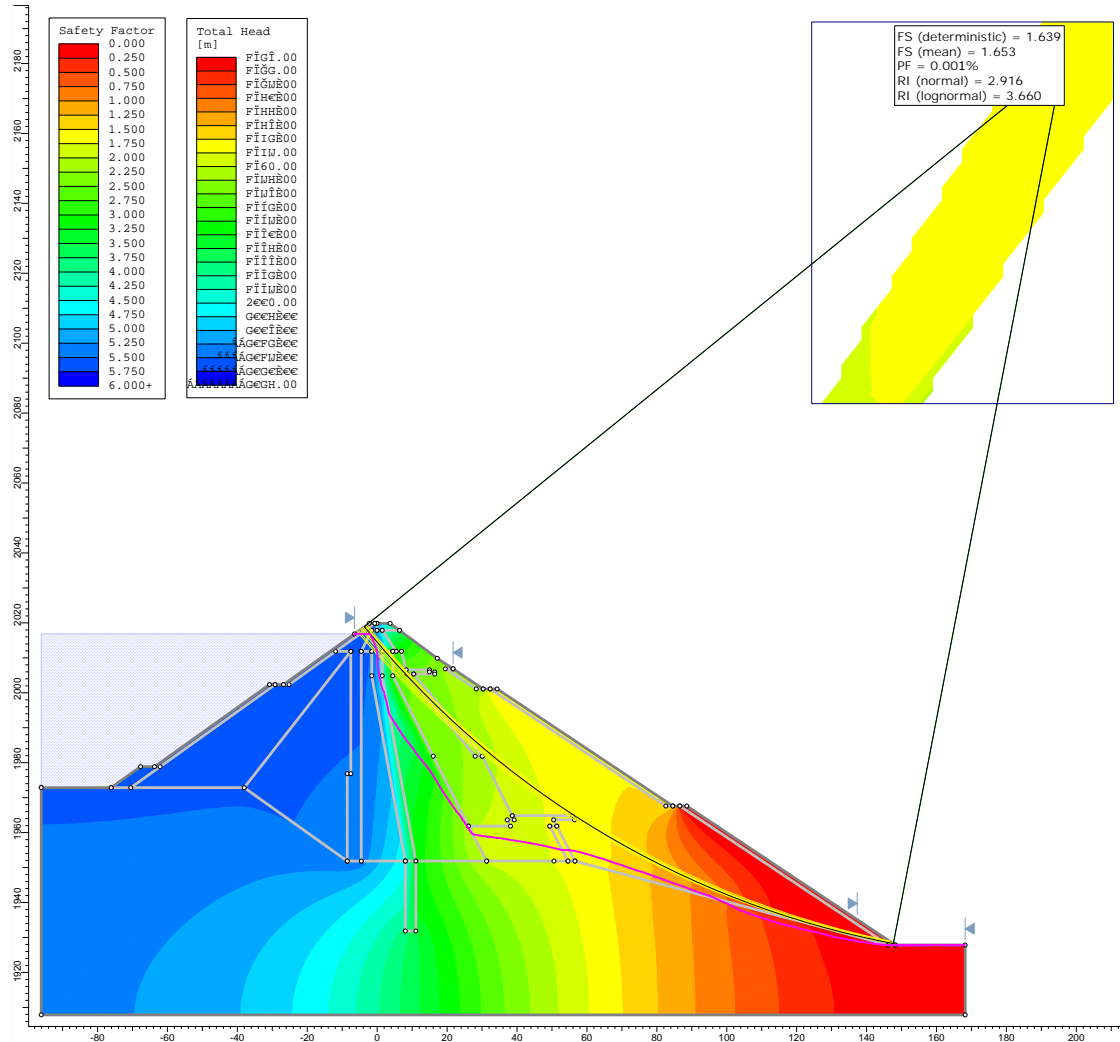


Abbildung 7.12: Gleitkreise an der luftseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA - Verfahren nach *Bishop*

Sowohl für die wasser- als auch für die luftseitige Böschung liegen die Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch jedenfalls über dem geforderten Wert von $\eta = 1,3$ für große Stauanlagen (vgl. [14]).

7.2.3 Lastfallklasse 2 - Vollstau - Stauziel 2020,00 müA und OBE

Für die Ermittlung der Standsicherheit der Dammböschungen unter Lastfallklasse 2 werden die Belastungen aus dem Einstau auf Stauziel 2020,00 müA mit jenen aus dem Betriebserdbeben überlagert. Die dabei errechneten Sicherheitsfaktoren betragen $\eta_{B,p} = 1,84$ sowie $\eta_{J,p} = 1,73$. Die Bruchfiguren der Gleitkreise zeigen wiederum eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus der Projektierung der Anlage [133]. So konnten etwa Sicherheiten von $\eta_B = 1,89$ bzw. $\eta_J = 1,76$ ermittelt werden. Folgende Abbildung 7.13 zeigt die ermittelten Bruchfiguren für die untersuchte Lastfallkombination nach dem Verfahren nach *Bishop*.

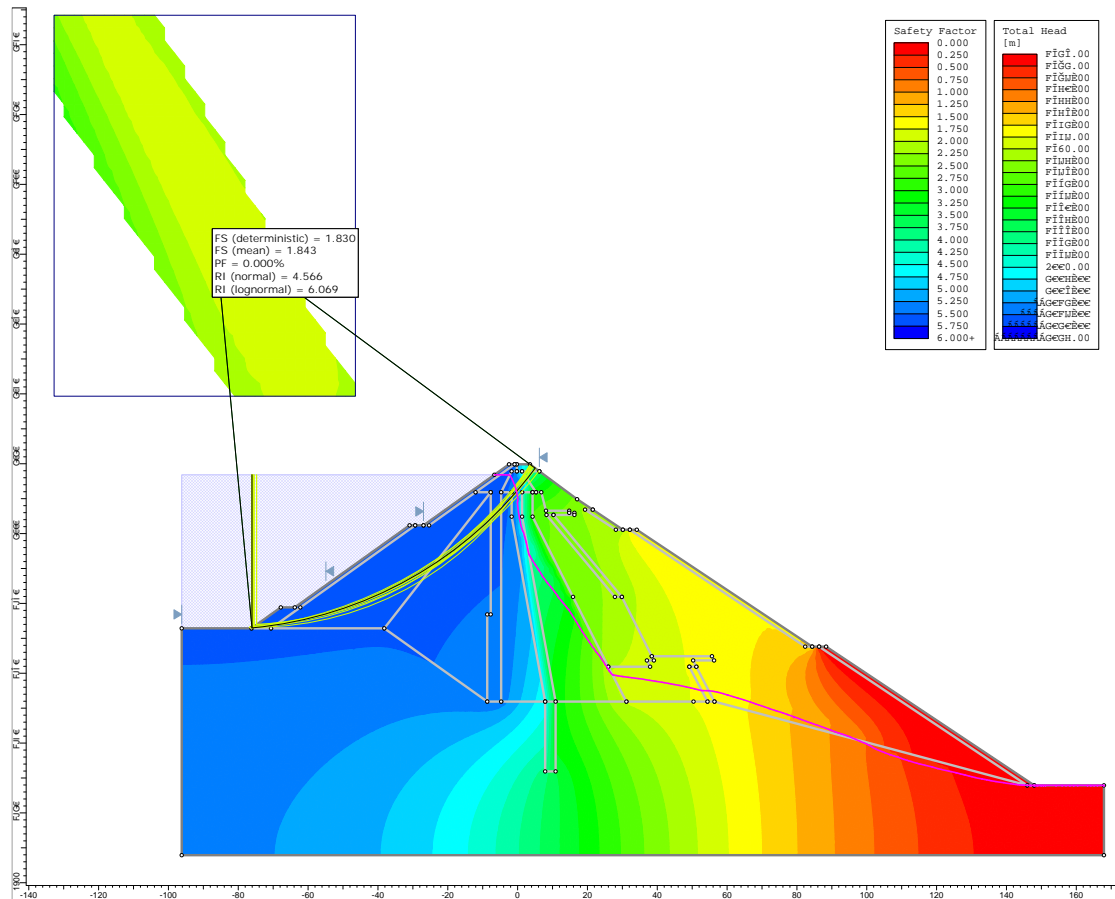


Abbildung 7.13: Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA + OBE - Verfahren nach *Bishop*

An der luftseitigen Dammböschung können Sicherheitsfaktoren von $\eta_{B,p} = 1,51$ sowie $\eta_{J,p} = 1,45$ errechnet werden. Die ermittelten Bruchfiguren lassen sich wiederum gut mit den Ergebnissen aus der Anlagenprojektierung vergleichen [133]. Die Versagenswahrscheinlichkeiten können für die Luftseite mit $PF_B = 1,40 \cdot 10^{-3}$ bzw. $PF_J = 2,59 \cdot 10^{-3}$ angegeben werden. Abbildung 7.14 zeigt die ermittelten Bruchfiguren an der luftseitigen Dammböschung nach dem Verfahren nach *Bishop*.

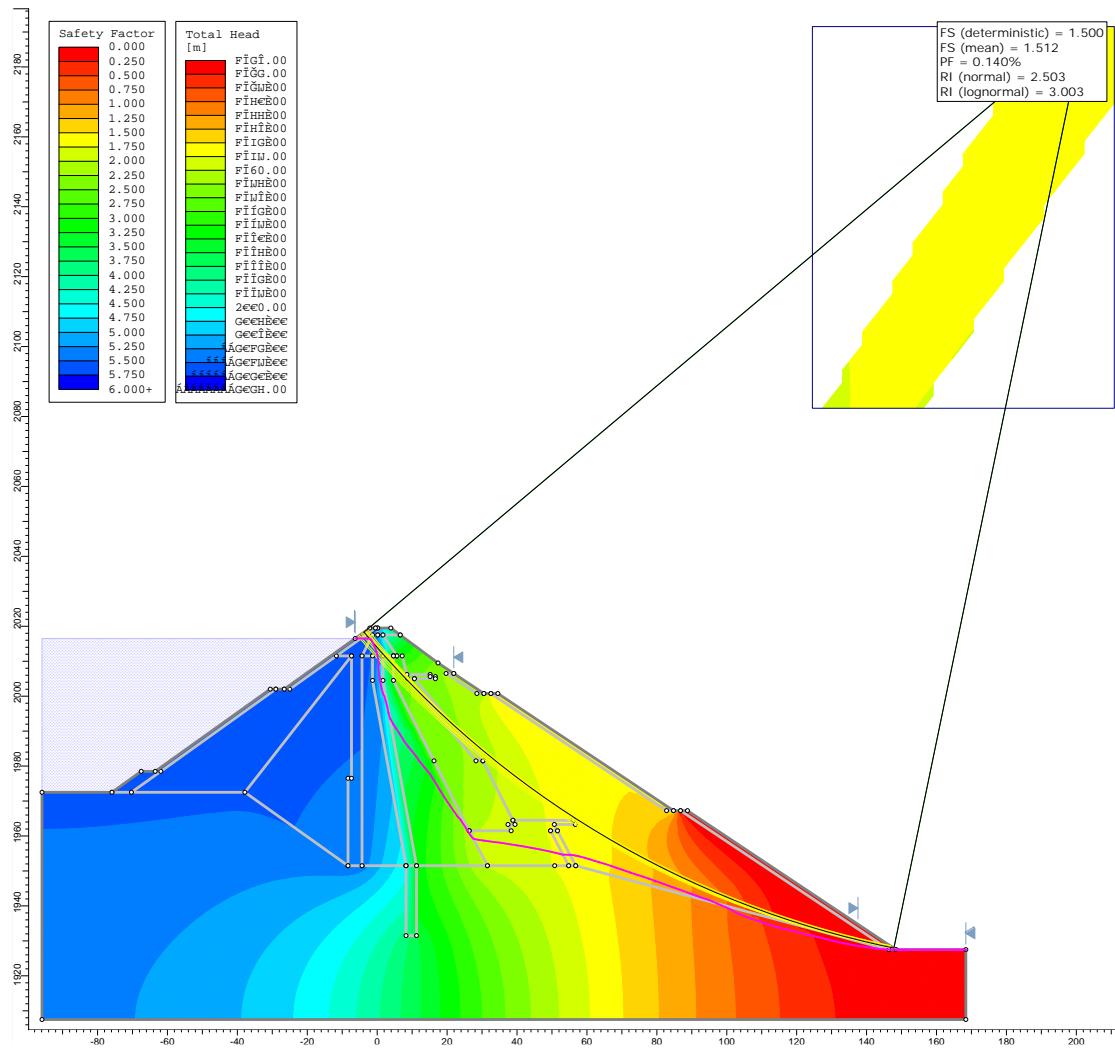


Abbildung 7.14: Gleitkreise an der luftseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA + OBE - Verfahren nach *Bishop*

Sowohl für die wasser- als auch für die luftseitige Böschung liegen die Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch über dem geforderten Wert von $\eta = 1,2$ für große Stauanlagen (vgl. [14]).

7.2.4 Lastfallklasse 3 - Vollstau - Stauziel 2020,00 müA und MCE

Die Ermittlung der Standsicherheit unter der Lastfallklasse 3 erfolgt durch Überlagerung der Belastung aus dem Einstau auf Stauziel (Kote 2020,00 müA) sowie des maximal denkbaren Erdbebens. An der wasserseitigen Böschung des Dammes können Sicherheiten von $\eta_{B,p} = 1,48$ sowie $\eta_{J,p} = 1,38$ ermittelt werden.

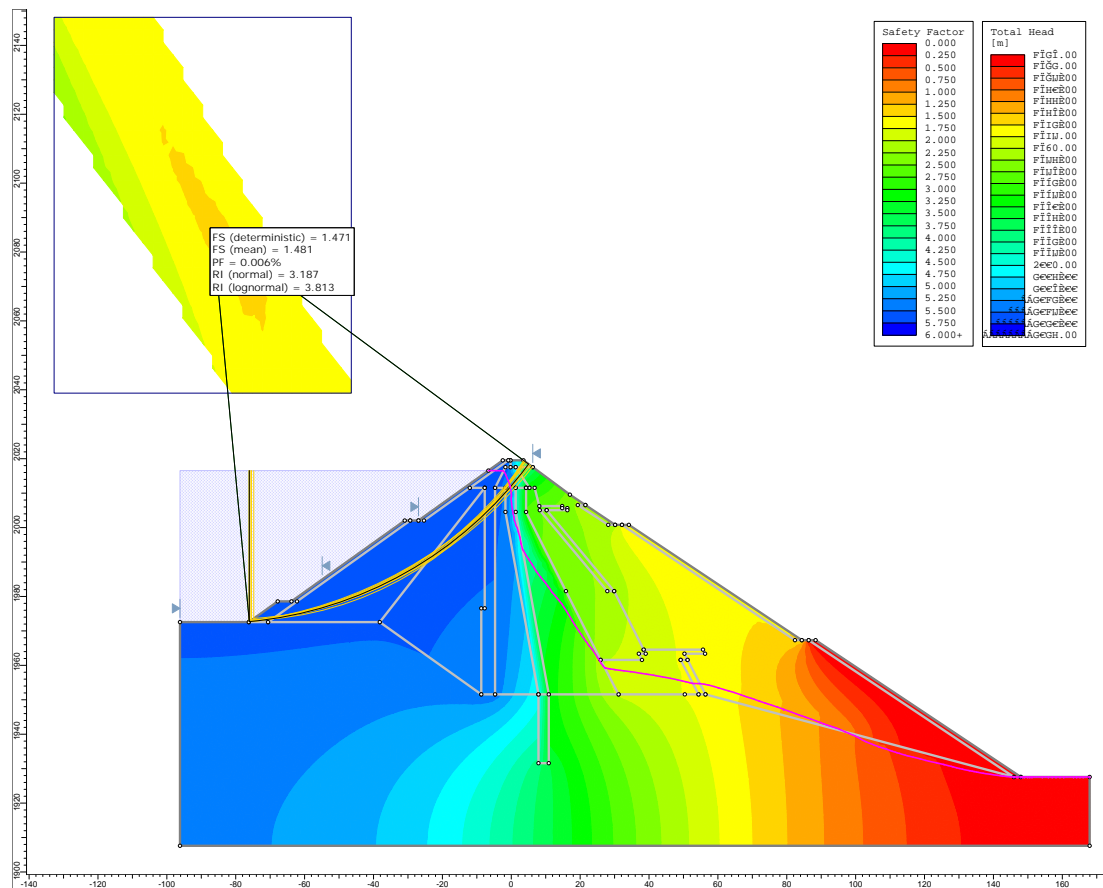


Abbildung 7.15: Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA + MCE - Verfahren nach *Bishop*

Die errechneten Gleitkreise (siehe Abbildung 7.15) lassen sich hinsichtlich des Sicherheitsfaktors und des Radius wiederum gut mit den Ergebnissen aus der Projektierungsphase der Stauanlage vergleichen [133]. Die durchgeführte Monte-Carlo-Simulation ergibt eine Versagenswahrscheinlichkeit der Böschung von $PF_B = 6,00 \cdot 10^{-5}$ bzw. $PF_J = 5,20 \cdot 10^{-4}$.

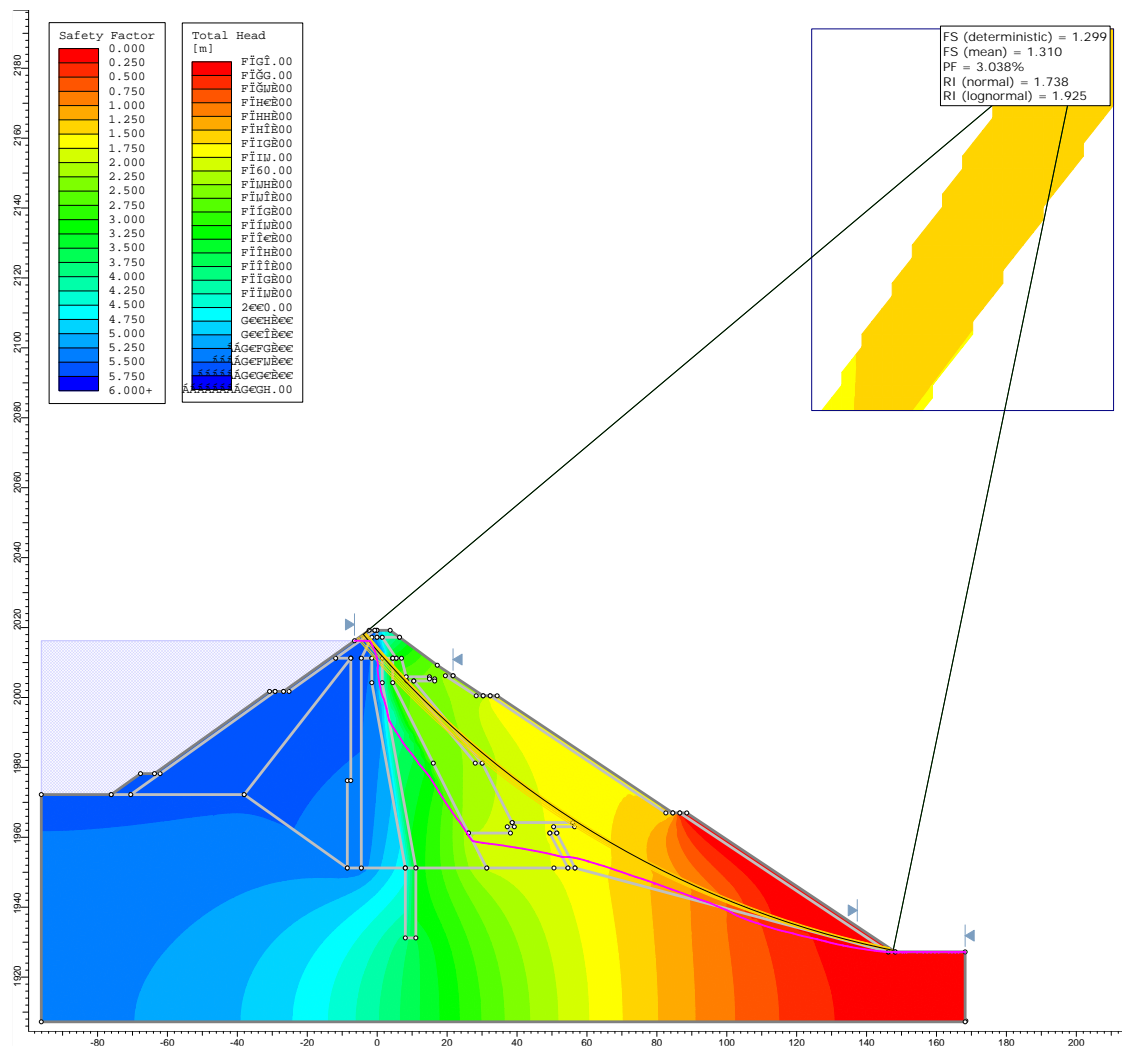
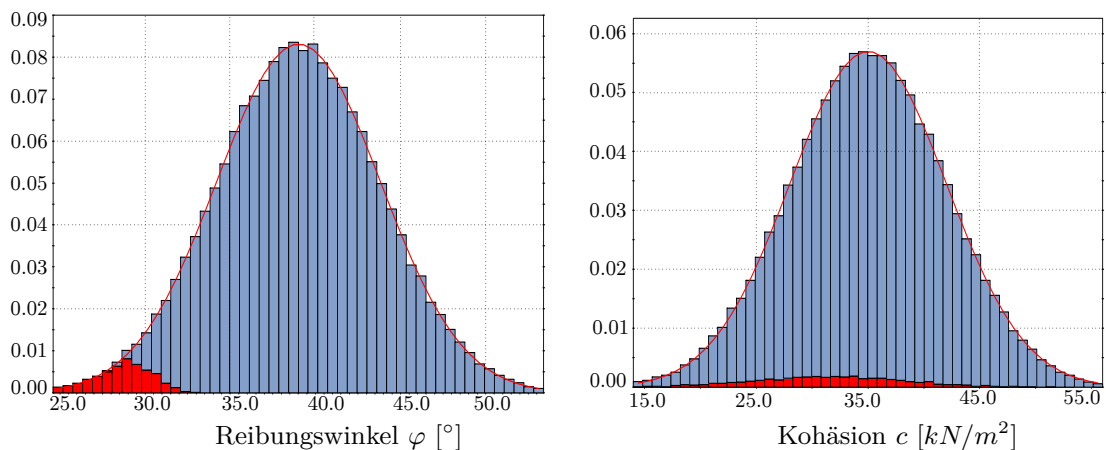


Abbildung 7.16: Gleitkreise an der luftseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA + MCE - Verfahren nach Bishop

Für die luftseitige Böschung können Sicherheitsfaktoren gegenüber eines Böschungsbruches von $\eta_{B,p} = 1,310$ sowie $\eta_{J,p} = 1,255$ ermittelt werden. Für die Versagenswahrscheinlichkeit der Böschung können Werte von $PF_B = 3,04 \cdot 10^{-2}$ bzw. $PF_J = 5,08 \cdot 10^{-2}$ ausgemacht werden. Abbildung 7.16 zeigt die ermittelten Gleitkreise an der luftseitigen Dammböschung nach dem Verfahren nach *Bishop*. Die errechneten Sicherheitsfaktoren liegen für beiden Böschungsseiten über dem geforderten Wert von $\eta = 1,1$ für große Stauanlagen (vgl. [14]).

Die folgende Abbildung 7.17 enthält eine Häufigkeitsverteilung (Histogramm) mit der dazugehörigen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für Reibungswinkel φ und Kohäsion c für die Zone des luftseitigen Stützkörpers 4L (siehe Abbildung 7.9). Jene in rot markierte Balken weisen auf ein Versagen der Böschung hin. Es zeigt sich eine Häufung von Versagensfällen bei einem Reibungswinkel von $\varphi < 32,5^\circ$ sowie eine relative Häufung von Versagensfällen bei einem Reibungswinkel von $\varphi \approx 30^\circ$.



(a) Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion des Reibungswinkels φ (b) Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Kohäsion c

Abbildung 7.17: Histogramm und Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen von Reibungswinkel φ und Kohäsion c an der luftseitigen Dammböschung - Lastfallklasse 3 - Verfahren nach *Bishop* - vergleiche Werte aus Tabelle 7.2

In der folgenden Tabelle 7.5 finden sich die Sicherheitsfaktoren sowie Versagenswahrscheinlichkeiten für die wasser- bzw. luftseitige Dammböschung, in Abhängigkeit der jeweiligen Lastfallklasse. Die angegebenen Wahrscheinlichkeiten sind bereits mit der Auftretenswahrscheinlichkeit des jeweiligen Erdbebens überlagert.

	Lastfallklasse	Bishop		Janbu	
		$\eta_{B,p}$	PF_B	$\eta_{J,p}$	PF_J
Wasserseite	LFK 1 - Stau	2,14	-	2,01	-
	LFK 2 - Stau + OBE	1,84	-	1,73	-
	LFK 3 Stau + MCE	1,48	$6,00 \cdot 10^{-9}$	1,38	$5,20 \cdot 10^{-8}$
Luftseite	LFK 1 - Stau	1,65	$1,00 \cdot 10^{-5}$	1,59	$2,00 \cdot 10^{-5}$
	LFK 2 - Stau + OBE	1,51	$7,00 \cdot 10^{-6}$	1,45	$1,30 \cdot 10^{-5}$
	LFK 3 Stau + MCE	1,31	$3,04 \cdot 10^{-6}$	1,26	$5,08 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 7.5: Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Lastfallklassen - Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA

7.2.5 Lastfallklasse 2 - Überstau - Stauhöhe 2021,50 müA

Für den Hochwasserlastfall ergibt sich bei Außerachtlassung der Retentionswirkung des Speichers ein Hochwasserabfluss von $SHQ = 104 \text{ m}^3/\text{s}$ (siehe Kapitel 7.1.2). Aus der Ermittlung der Förderfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage ergibt sich für diesen Überlastfall eine Stauhöhe von 2021,50 müA. Im Folgenden wird das Absperrbauwerk hinsichtlich der Sicherheit gegenüber eines Böschungsversagens untersucht. An der wasserseitigen Böschung ergeben sich aufgrund der erhöhten Stauhöhe, verglichen mit jener aus einem Vollstau, Sicherheitsfaktoren von $\eta_{B,p} = 2,18$ sowie $\eta_{J,p} = 2,04$. An der luftseitigen Dammböschung ergibt sich das gleiche Bild wie bereits beim Lastfallklasse 1 - Stauziel 2020,00 müA. Die Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch betragen $\eta_{B,p} = 1,65$ sowie $\eta_{J,p} = 1,59$ (siehe Abbildung 7.18). Die durchgeführte Monte-Carlo-Simulation ergibt eine Versagenswahrscheinlichkeit von $PF_B = 3,00 \cdot 10^{-5}$ bzw. $PF_J = 4,00 \cdot 10^{-5}$.

Für beide Böschungen liegen die Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch jedenfalls über dem geforderten Wert von $\eta = 1,2$ für große Stauanlagen (vgl. [14]).

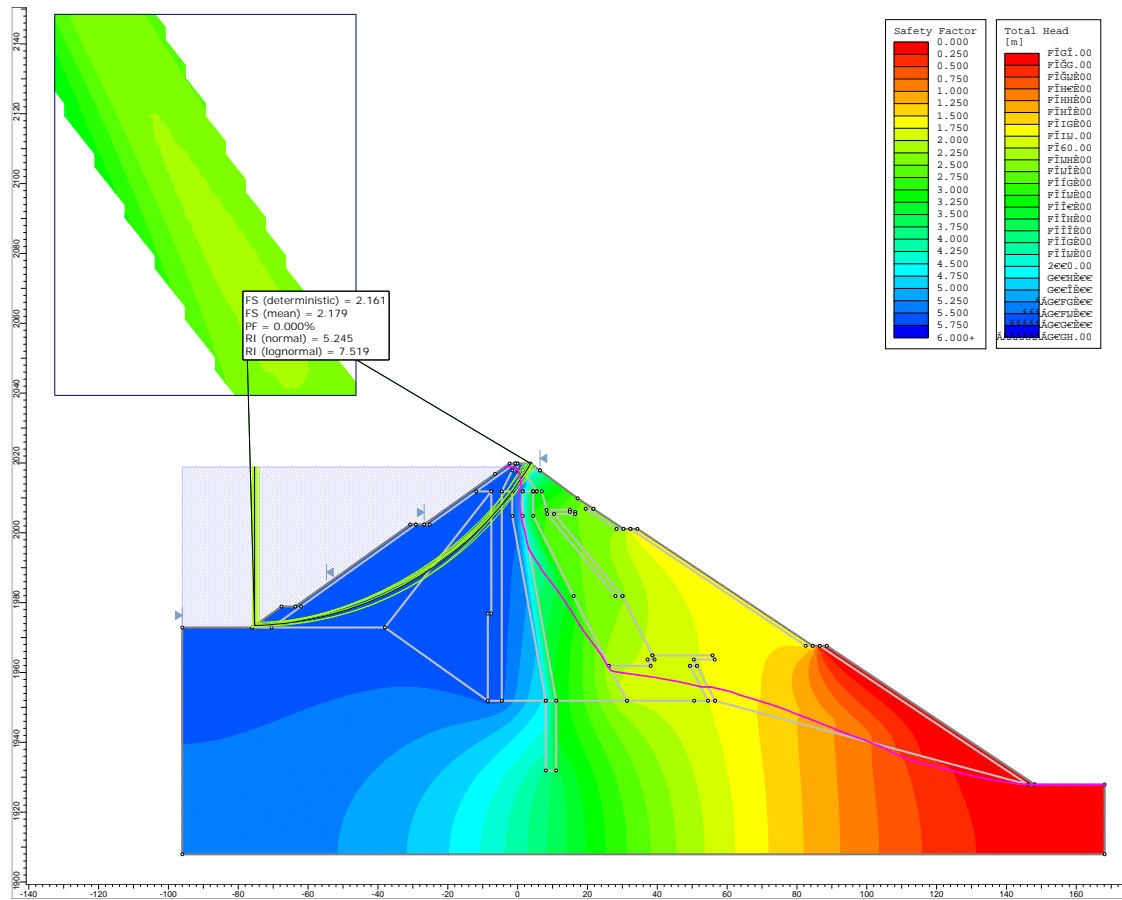


Abbildung 7.18: Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell
 - Lastfall Überstau auf Stauhöhe 2021,50 müA - Verfahren nach *Bishop*

In folgender Tabelle 7.6 findet sich eine Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten gegenüber Böschungsbruch für beide Dammböschungen. Die Ergebnisse sind an dieser Stelle bereits mit der Auftretenswahrscheinlichkeit des Hochwasserereignisses von $p = 2 \cdot 10^{-4}$ überlagert.

Lastfallklasse		Bishop		Janbu	
		$\eta_{B,p}$	PF_B	$\eta_{J,p}$	PF_J
Wasserseite	LFK 1 - Stau	2,18	-	2,04	-
Luftseite	LFK 1 - Stau	1,65	$2,00 \cdot 10^{-9}$	1,59	$4,00 \cdot 10^{-9}$

Tabelle 7.6: Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für Lastfallklasse 2 - Überstau auf Stauhöhe 2021,50 müA

7.2.6 Lastfall Teilstau - Stauhöhe 2010,00 müA

Für den Teileinstau auf Koten 2010,00 müA ergeben sich aufgrund der verminderten Einwirkung des Wasserdruckes an der wasserseitigen Dammböschung geringere Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch, verglichen mit den Ergebnissen aus dem Lastfall eines Vollstaus (vgl. Kapitel 7.2.2). Die ermittelten Gleitkörper lassen sich hinsichtlich Lage und Radius für alle Lastfallklassen gut mit jene unter Vollstau vergleichen. Exemplarisch sind in Abbildung 7.19 jene zehn Gleitkreise der Lastfallklasse 3 (Stauhöhe 2010,00 müA + MCE) zu sehen. Eine tabellarische Zusammenstellung der ermittelten Sicherheiten und Versagenswahrscheinlichkeiten findet sich in Tabelle 7.7. Die Ergebnisse sind an dieser Stelle bereits mit der Auftretenswahrscheinlichkeit des jeweiligen Bemessungsbebens überlagert.

Lastfallklasse		Bishop		Janbu	
		$\eta_{B,p}$	PF_B	$\eta_{J,p}$	PF_J
Wasserseite	LFK 1 - Stau	1,92	-	1,77	-
	LFK 2 - Stau + OBE	1,69	-	1,56	-
	LFK 3 Stau + MCE	1,39	$3,70 \cdot 10^{-8}$	1,38	$3,96 \cdot 10^{-7}$
Luftseite	LFK 1 - Stau	1,65	$1,00 \cdot 10^{-5}$	1,59	$2,00 \cdot 10^{-5}$
	LFK 2 - Stau + OBE	1,51	$7,00 \cdot 10^{-6}$	1,45	$1,30 \cdot 10^{-5}$
	LFK 3 Stau + MCE	1,31	$3,04 \cdot 10^{-6}$	1,26	$5,08 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 7.7: Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Lastfallklassen - Teilstau auf Stauhöhe 2010,00 müA

Abermals lassen sich für die luftseitige Böschung die gleichen Werte für Sicherheitsfaktor

und Versagenswahrscheinlichkeit ermitteln, wie unter Vollstau - Stauhöhe 2020,00 müA (vgl. Tabelle 7.5).

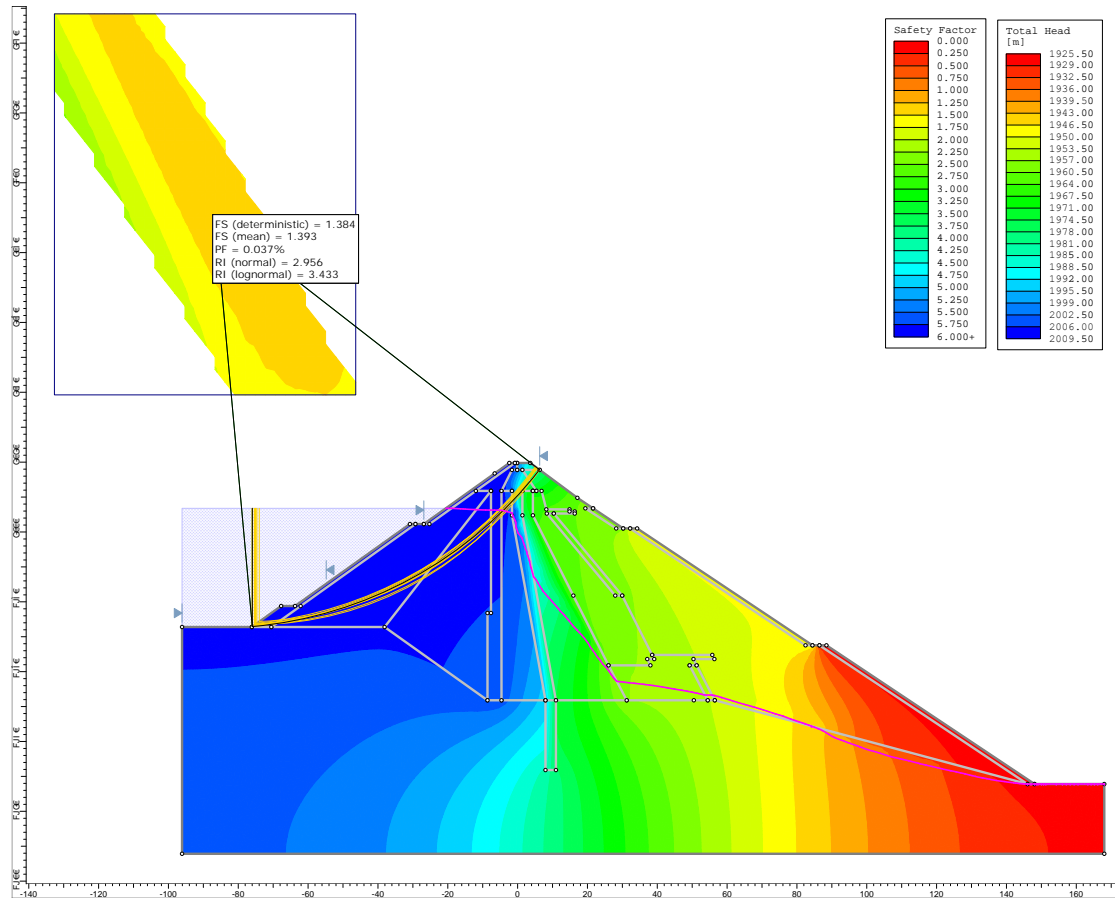


Abbildung 7.19: Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Teilstau auf Stauhöhe 2010,00 müA + MCE - Verfahren nach *Bishop*

Für beide Böschungen liegen die Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch jedenfalls über dem geforderten Werten der jeweiligen Lastfallklasse (vgl. [14]).

7.2.7 Lastfall Teilstau - Stauhöhe 2000,00 müA

Beim Teileinstau auf Kote 2000,00 müA kann ebenfalls eine Abnahme der Sicherheitsfaktoren an der Wasserseite beobachtet werden. Lage und Radien der Gleitkreise zeigen

abermals eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus den vorhergehenden Untersuchungen zur Böschungsstabilität. Exemplarisch finden sich in Abbildung 7.20 die ermittelten Bruchfiguren zur Lastfallklasse 3 (Teilstau auf Stauhöhe 2000,00 müA + MCE).

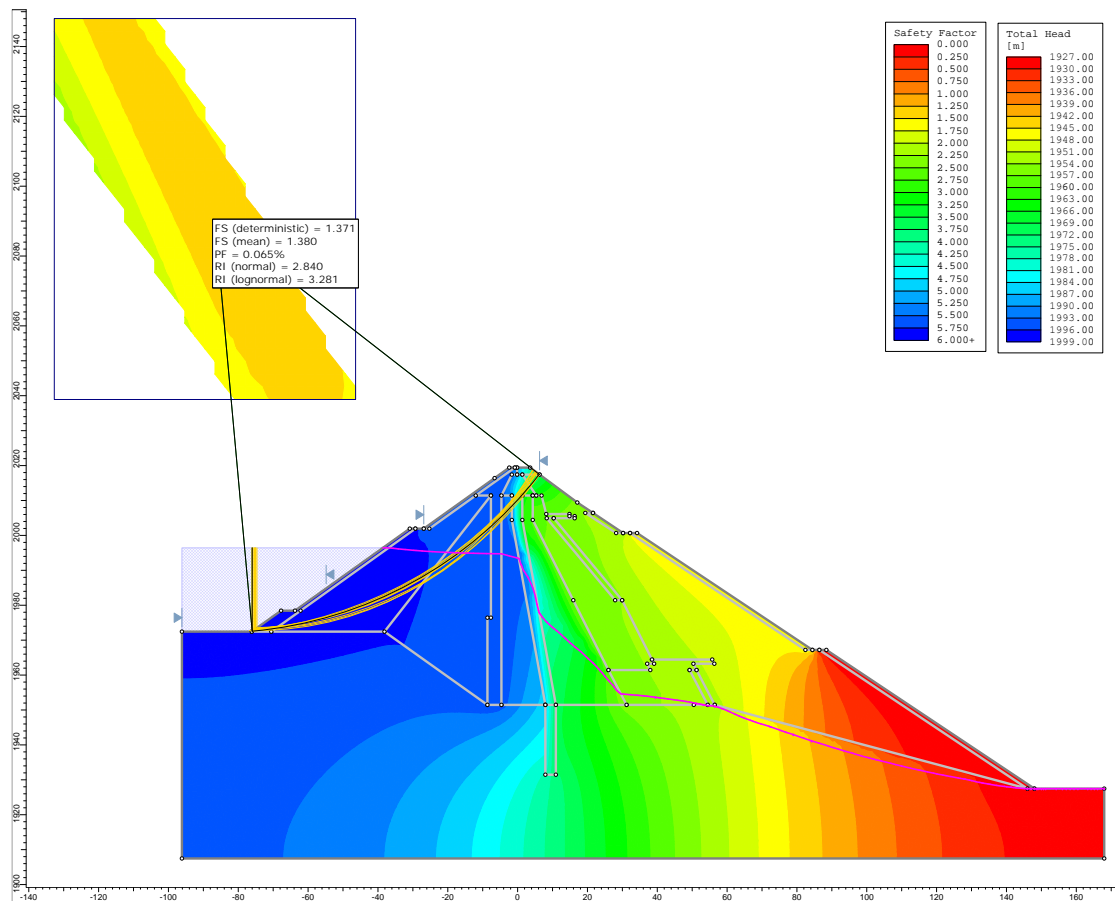


Abbildung 7.20: Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Teilstau Stauhöhe 2000,00 müA + MCE - Verfahren nach *Bishop*

Die folgende Tabelle 7.8 enthält wiederum eine Zusammenfassung der errechneten Sicherheitsfaktoren sowie Versagenswahrscheinlichkeiten der Stauanlage, überlagert mit den Auftretenswahrscheinlichkeiten der Bemessungserdbeben. Verglichen mit den vorhergehenden Untersuchungen, kann an der Wasserseite eine Abnahme der Sicherheitsfaktors

bei gleichzeitiger Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit festgestellt werden. Für die luftseitige Böschung ergeben sich abermals die gleichen Werte für Sicherheit und Versagenswahrscheinlichkeit, verglichen mit jener unter Vollstau - Stauziel 2020,00 müA (vgl. etwa Tabelle 7.5).

	Lastfallklasse	Bishop		Janbu	
		$\eta_{B,p}$	PF_B	$\eta_{J,p}$	PF_J
Wasserseite	LFK 1 - Stau	1,82	-	1,68	-
	LFK 2 - Stau + OBE	1,64	-	1,51	$5,00 \cdot 10^{-8}$
	LFK 3 Stau + MCE	1,38	$6,50 \cdot 10^{-8}$	1,27	$7,23 \cdot 10^{-7}$
Luftseite	LFK 1 - Stau	1,65	$1,00 \cdot 10^{-5}$	1,59	$2,00 \cdot 10^{-5}$
	LFK 2 - Stau + OBE	1,51	$7,00 \cdot 10^{-6}$	1,45	$1,30 \cdot 10^{-5}$
	LFK 3 Stau + MCE	1,310	$3,04 \cdot 10^{-6}$	1,26	$5,08 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 7.8: Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Lastfallklassen - Teilstau auf Stauhöhe 2000,00 müA

Die ermittelten Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch liegen bei beiden Dammböschungen jedenfalls über dem geforderten Werten der jeweiligen Lastfallklasse (vgl. [14]).

7.2.8 Lastfall Teilstau - Stauhöhe 1990,00 müA

	Lastfallklasse	Bishop		Janbu	
		$\eta_{B,p}$	PF_B	$\eta_{J,p}$	PF_J
Wasserseite	LFK 1 - Stau	1,79	-	1,66	-
	LFK 2 - Stau + OBE	1,63	-	1,51	$5,00 \cdot 10^{-8}$
	LFK 3 Stau + MCE	1,38	$1,08 \cdot 10^{-7}$	1,26	$8,66 \cdot 10^{-7}$
Luftseite	LFK 1 - Stau	1,65	$1,00 \cdot 10^{-5}$	1,59	$2,00 \cdot 10^{-5}$
	LFK 2 - Stau + OBE	1,51	$7,00 \cdot 10^{-6}$	1,45	$1,30 \cdot 10^{-5}$
	LFK 3 Stau + MCE	1,31	$3,04 \cdot 10^{-6}$	1,26	$5,08 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 7.9: Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Lastfallklassen - Teilstau auf Stauhöhe 1990,00 müA

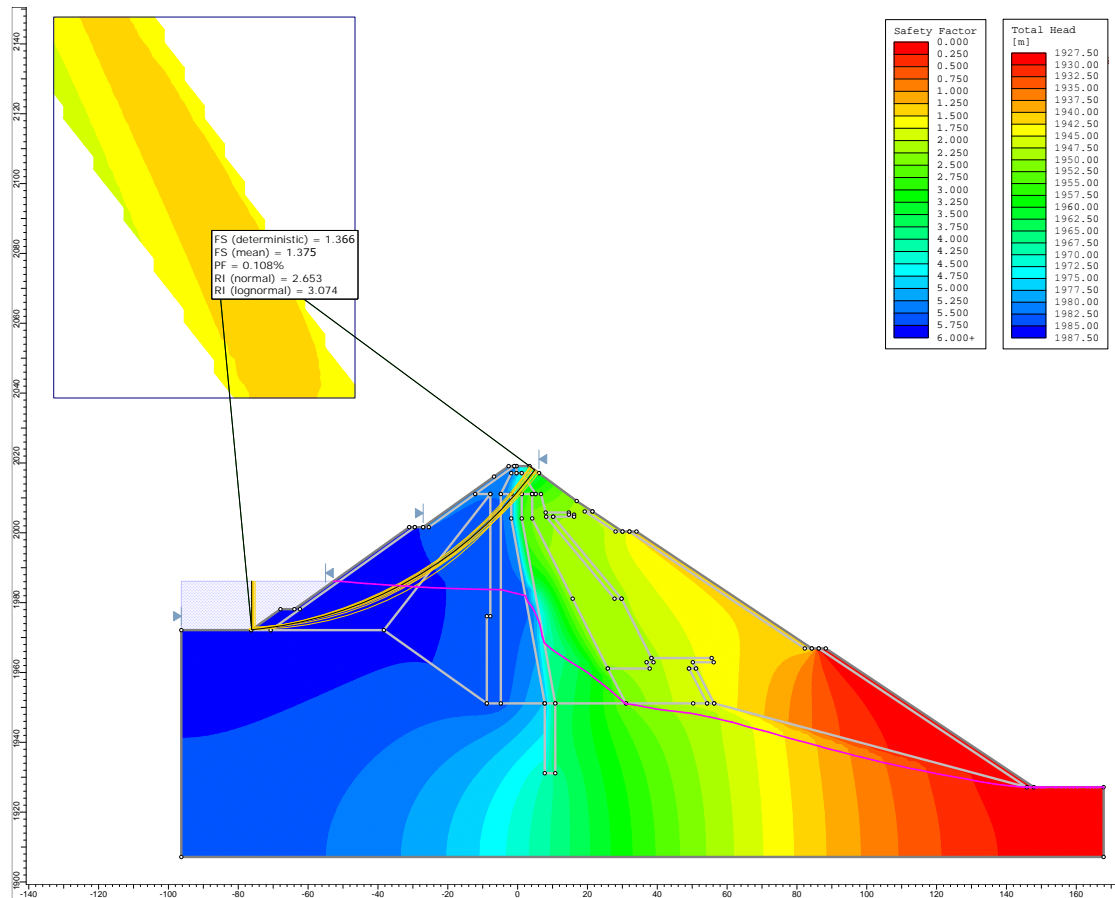


Abbildung 7.21: Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Teilstau auf Stauhöhe 1990,00 müA + MCE - Verfahren nach *Bishop*

Für einen Teileinstau auf Koten 1990,00 müA zeigt sich an der Wasserseite abermals eine Abnahme der Sicherheitsfaktoren bei gleichzeitiger Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit, verglichen mit den vorhergehenden Untersuchungen zu höheren Stauhöhen. Tabelle 7.9 zeigt die errechneten Sicherheitsfaktoren sowie die Versagenswahrscheinlichkeiten der Stauanlage, überlagert mit den Auftretenswahrscheinlichkeiten der Bemessungserdbeben. Hinsichtlich der Lage und Radien der Gleitkreise können die Ergebnisse abermals gut mit jenen aus den bereits untersuchten Lastfällen verglichen werden. Für beide Böschungen liegen die Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch über dem geforderten Wert der jeweiligen Lastfallklasse (vgl. [14]). Eine exemplarische Darstellung der Ergebnisse der

Gleitkreisberechnung findet sich in Abbildung 7.21.

Bei alle Lastfallklassen zeigen sich im Allgemeinen höhere Sicherheitsfaktoren verglichen mit den Standsicherheitsberechnungen aus der Anlagenprojektierung [133]. Für die Lastfallklassen 2 bzw. 3 können an der Wasserseite Sicherheitsfaktoren von $\eta_{B,LK2} = 1,37$ sowie $\eta_{J,LK2} = 1,26$ bzw. $\eta_{B,LK3} = 1,17$ sowie $\eta_{J,LK3} = 1,07$ ermittelt werden.

7.2.9 Lastfall Teilstau - Stauhöhe 1980,00 müA

Für den Lastfall einer Speicherraumentleerung wird die Standsicherheit der Dammböschungen für eine Stauhöhe auf Kote 1980,00 müA untersucht. Die ermittelten Gleitkreise weisen dabei abermals Radien in einem Intervall von $95,0 < r < 115,0 \text{ m}$ auf (Verfahren nach *Bishop*). Die errechneten Sicherheitsfaktoren verzeichnen im Allgemeinen eine Zunahme, verglichen mit den Ergebnissen aus der Betrachtung von Stauhöhe 1990,00 müA (vgl. Kapitel 7.2.8). In der folgenden Tabelle 7.10 findet sich in gewohnter Art und Weise eine Zusammenstellung der Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch sowie der Versagenswahrscheinlichkeiten, ermittelt aus der Monte-Carlo-Simulation.

	Lastfallklasse	Bishop		Janbu	
		$\eta_{B,p}$	PF_B	$\eta_{J,p}$	PF_J
Wasserseite	LFK 1 - Stau	1,83	-	1,72	-
	LFK 2 - Stau + OBE	1,67	-	1,57	-
	LFK 3 Stau + MCE	1,45	$5,50 \cdot 10^{-8}$	1,36	$2,43 \cdot 10^{-7}$
Luftseite	LFK 1 - Stau	1,65	$1,00 \cdot 10^{-5}$	1,59	$2,00 \cdot 10^{-5}$
	LFK 2 - Stau + OBE	1,51	$7,00 \cdot 10^{-6}$	1,45	$1,30 \cdot 10^{-5}$
	LFK 3 Stau + MCE	1,31	$3,04 \cdot 10^{-6}$	1,26	$5,08 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 7.10: Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Lastfallklassen - Teilstau auf Stauhöhe 1980,00 müA

Aus Abbildung 7.22 können exemplarisch jene zehn Gleitkreise mit der geringsten Sicherheit unter Lastfallklasse 1 - Teilstau auf Stauhöhe 1980,00 müA entnommen werden.

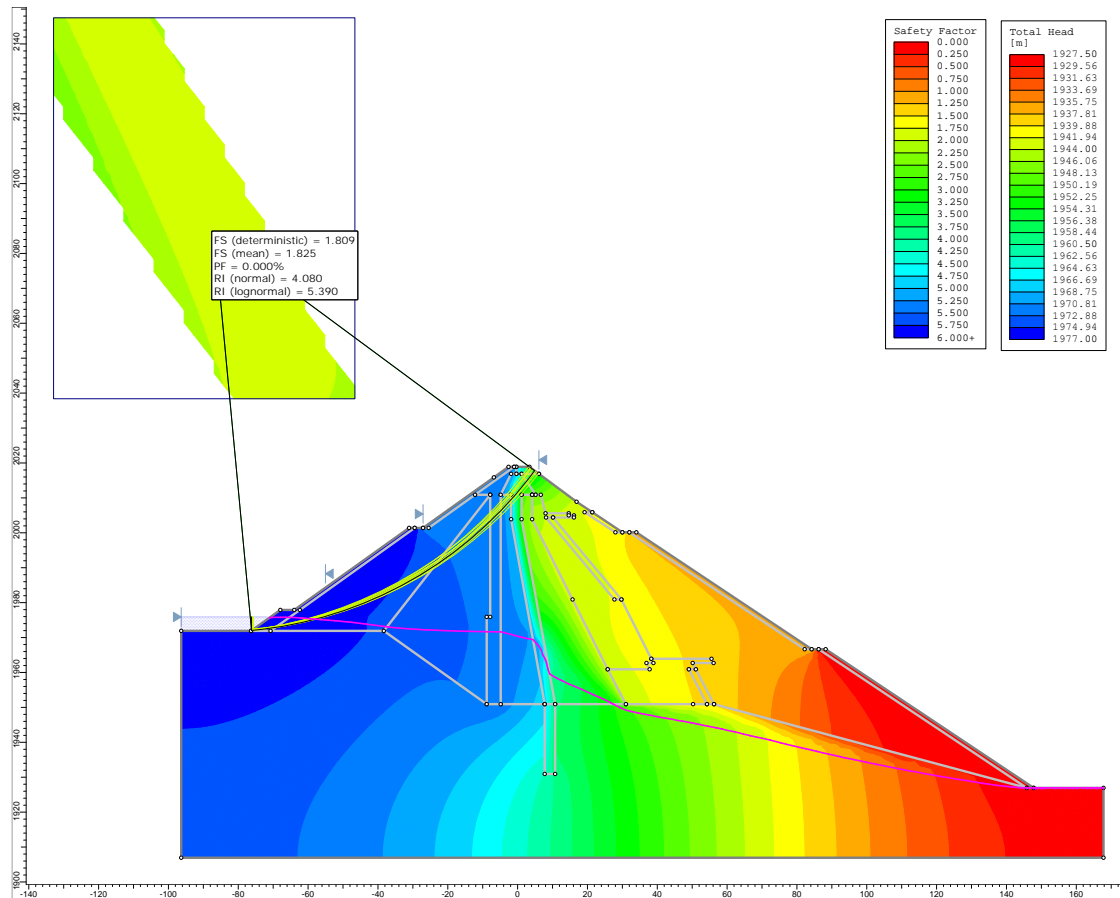


Abbildung 7.22: Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell
- Lastfall Teilstau auf Stauhöhe 1980,00 müA - Verfahren nach *Bishop*

7.2.10 Speichernotabsenkung

Zusätzlich zu den stationären Berechnungen zu unterschiedlichen Stauhöhen, wird weiters die Stabilität der wasserseitigen Dammböschung bei einer raschen Absenkung des Staus durch den Grundablass untersucht. Angaben zum geometrischen und strömungsmechanischen Rechenmodell können aus Kapitel 7.2.1 entnommen werden. Bei den Berechnungen handelt es sich um transiente Simulationen der Sickerströmung mit einer gekoppelten Gleitkreisberechnung nach den Verfahren nach *Bishop* bzw. *Janbu* (vgl. Kapitel 6.2).

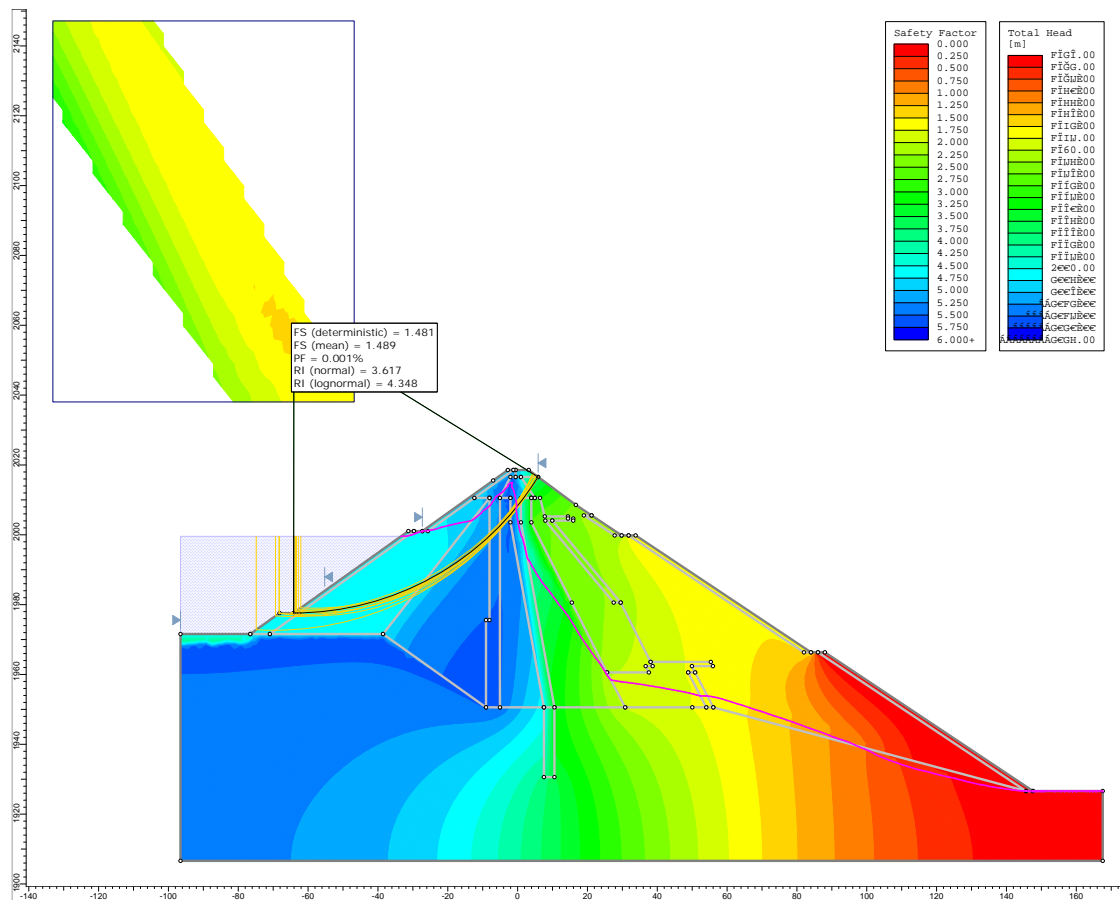


Abbildung 7.23: Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 100 % - Stauhöhe 2004,00 müA - Verfahren nach *Bishop*

Die zeitabhängige Stauhöhe wird dabei im Sinne eines hydraulischen Potentials an der Wasserseite des Absperrbauwerkes aufgebracht. Grundlage der Sickerströmungsberechnung ist dabei das Leistungsdiagramm des Grundablasses (siehe dazu Abbildung 7.5). Bei allen Berechnungen wird von einem Vollstau auf Kote 2020,00 müA ausgegangen und bis auf eine Kote von 2004,00 müA abgestaut. In weiterer Folge wird das gesamte Reservoir entleert und bis auf eine Kote von 1977,50 müA abgestaut. Es werden Schützenöffnungen von 35 cm (\cong 29 %), 60 cm (\cong 50 %) sowie 120 cm (\cong 100 %) untersucht.

In Abhängigkeit der Schützenöffnung wird die Stauhöhe von 2004,00 müA nach rund 117, 73 bzw. 37 Stunden erreicht. Die Sicherheitsfaktoren reduzieren sich dabei im Zuge

des Abstauvorganges. Im Bereich des wasserseitigen Stützkörpers 5W (siehe Abbildung 7.9) kann eine schnelle Entwässerung des Schüttmaterials und somit ein rascher Abbau des Porenwasserüberdruckes festgestellt werden. In den Bereichen des wasserseitigen Stützkörpers 4W sowie in der wasserseitigen Übergangszone 3W kann der Porenwasserüberdruck aufgrund der geringeren Durchlässigkeit langsamer abgebaut werden. Dieses Verhalten kann im Speziellen im Bereich der Dichtung festgestellt werden. Der Porenwasserdruck reagiert in diesen inneren Bereichen äußerst träge auf die Änderung des Staus im Reservoir (siehe Abbildung 7.23).

Die Reduzierung des Sicherheitsfaktors gegenüber eines Böschungsversagen ist somit nicht ausschließlich auf die reduzierte Einwirkung aus dem hydrostatischen Wasserdruck zurückzuführen. Aufgrund des Porenwasserüberdruckes kommt es zu einer Herabsetzung der Scherfestigkeitsparameter. Die festgestellten Sicherheitsfaktoren für die unterschiedlichen Einstauhöhen sind somit geringer, verglichen mit den stationären Berechnungen zur jeweiligen Stauhöhe.

Während des Abstauvorganges auf Staukote von 2004,00 müA mit einer Öffnungsweite des Grundablasses von 29 % kann ein Abfallen des Sicherheitsfaktors auf einen Wert von $\eta_{B,p} = 1,72$ sowie $\eta_{J,p} = 1,53$ festgestellt werden.

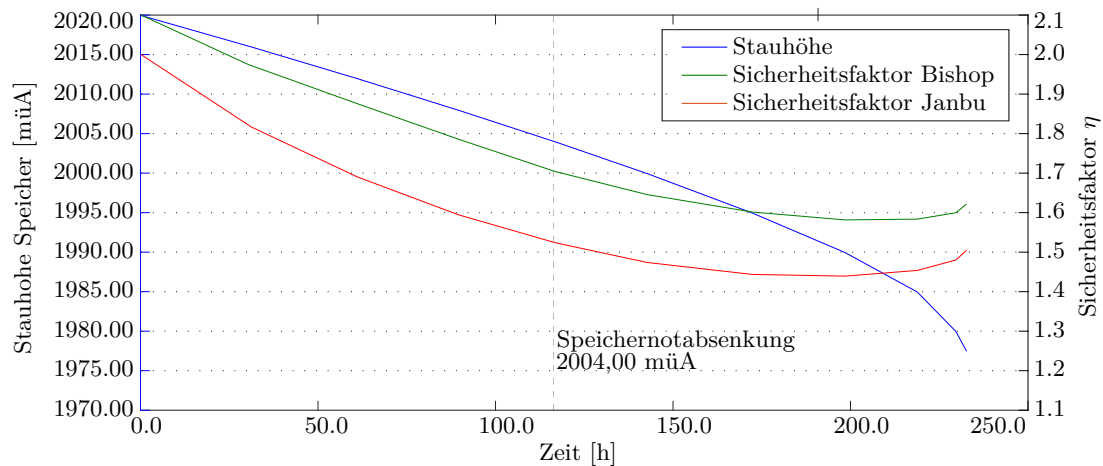


Abbildung 7.24: Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 29 %

Wird der Abstauvorgang weiter fortgesetzt, so ergeben sich die minimalen Sicherheiten bei einer Stauhöhe von 1990,00 müA zu $\eta_{B,p} = 1,59$ sowie $\eta_{J,p} = 1,45$. Nach dem Verfahren nach *Janbu* kann an dieser Stelle die maximale Versagenswahrscheinlichkeit nach einer Monte-Carlo-Simulation mit 10^6 Versuchen mit $PF_J = 1,30 \cdot 10^{-5}$ angegeben werden. Der zeitliche Verlauf des Sicherheitsfaktors gegenüber Böschungsversagen für die besagte Öffnungsweite findet sich in Abbildung 7.24.

Für den Abstauvorgang des Reservoirs bei einer Öffnungsweite von 50 % des Grundablasses können bei Erreichen der Staukote von 2004,00 müA Sicherheiten von $\eta_{B,p} = 1,57$ bzw. $\eta_{J,p} = 1,40$ ermittelt werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit beträgt zu diesem Zeitpunkt nach dem Verfahren nach *Janbu* $PF_J = 2,00 \cdot 10^{-5}$. Die geringsten Sicherheiten ergeben sich abermals bei einer Stauhöhe von 1990,00 müA mit Werten von $\eta_{B,p} = 1,46$ bzw. $\eta_{J,p} = 1,29$. Die maximalen Versagenswahrscheinlichkeiten betragen an dieser Stelle $PF_B = 9,00 \cdot 10^{-5}$ bzw. $PF_J = 4,66 \cdot 10^{-3}$. Die zeitliche Entwicklung des Sicherheitsfaktors für die besagte Öffnungsweite von 50 % kann aus Abbildung 7.25 entnommen werden.

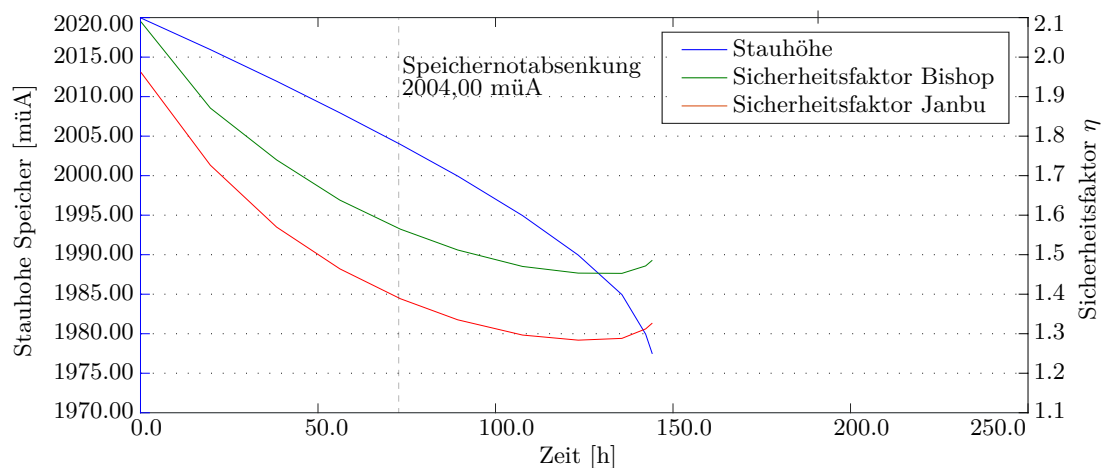


Abbildung 7.25: Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 50 %

Die Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchung bei Öffnungsweite des Grundablasses von 100 % können qualitativ mit den vorhergehenden Berechnungen zu den unterschiedlichen Teilöffnungen des Grundablasses verglichen werden. Die Sicherheitsfaktoren beim

Erreichen der Stauhöhe von 2004,00 müA betragen $\eta_{B,p} = 1,49$ bzw. $\eta_{J,p} = 1,32$. Als Versagenswahrscheinlichkeit können Werte von $PF_B = 1,00 \cdot 10^{-5}$ bzw. $PF_J = 1,25 \cdot 10^{-3}$ ermittelt werden. Die Sicherheiten reduzieren sich in weiterer Folge auf Werte von $\eta_{B,p} = 1,36$ sowie $\eta_{J,p} = 1,20$ beim Erreichen des Absenkzieles von 1985,00 müA. Die maximalen Versagenswahrscheinlichkeiten betragen an dieser Stelle $PF_B = 1,06 \cdot 10^{-3}$ bzw. $PF_J = 3,37 \cdot 10^{-2}$. Der zeitliche Verlauf der Sicherheitsfaktoren für die komplette Öffnung des Grundablasses findet sich in Abbildung 7.26.

Es soll an dieser Stelle angemerkt werden, dass die Ergebnisse der Untersuchungen zu einer Öffnungsweite von 100 % repräsentativ für das Szenario eines Verbrauchs der Grundablasschieber oder aber einer Fehlbetätigung stehen können. In diesem Fall kann von einem unkontrollierten Abstauvorgang des Reservoirs ausgegangen werden.

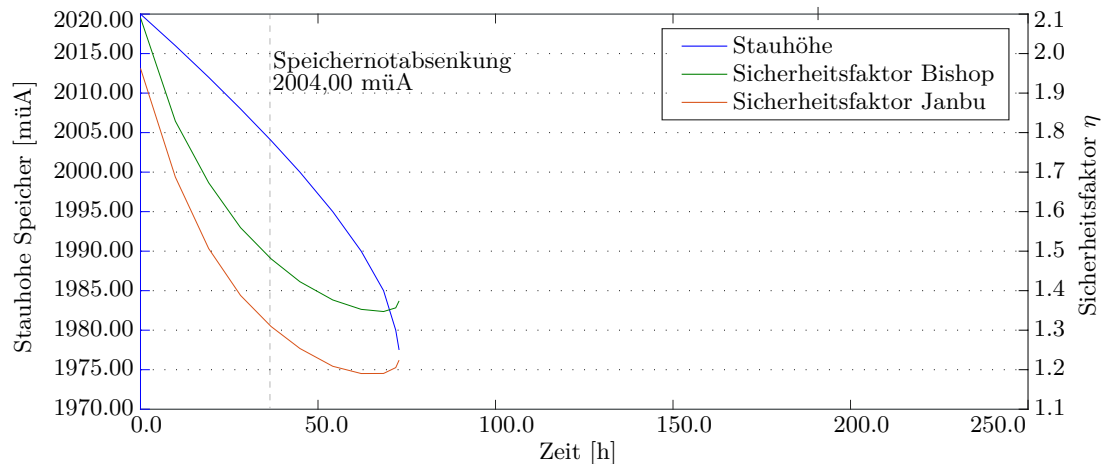


Abbildung 7.26: Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 100 %

Die ermittelten Sicherheitsfaktoren nach dem Verfahren nach *Bishop* liegen bei allen untersuchten Öffnungsweiten und Zeitpunkten jedenfalls über den geforderten Wert von $\eta = 1,2$ (vgl. [14]). Eine tabellarische Zusammenstellung der Ergebnisse aus den vorgestellten Berechnungen zur Speichernotabsenkung findet sich im Anhang A.3 in Tabellen A.9 bis A.11.

7.2.11 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die in Kapitel 7.2 angeführten Ergebnisse aus den Untersuchungen zur Böschungsstabilität der Stauanlage Kartell können wie folgt zusammengefasst werden:

Wasserseitige Dammböschung

Die Untersuchungen aus den Lastfallklassen 1 zeigen über das gesamte Spektrum der untersuchten Stauhöhen Sicherheiten gegenüber eines Böschungsbruches, welche deutlich über den geforderten Werten nach [14] liegen. Die Lastfälle der Klassen 2 und 3 zeigen ebenso ein hinreichend hohes Sicherheitsniveau gegenüber Böschungsbruch. Ausgehend von einer Stauhöhe auf Stauziel (2020,00 müA) nimmt die Sicherheit mit sinkendem Wasserstand im Speicher, unabhängig vom der betrachteten Lastfallklasse ab. Dieses Verhalten kehrt sich bei einer Stauhöhe auf Absenkziel (1985,00 müA) jedoch um. So können bei einer Stauhöhe von 1980,00 müA im Allgemeinen höhere Sicherheitsfaktoren ermittelt werden, als bei einer Stauhöhe von 1990,00 müA (vgl. Tabelle 7.9 bzw. 7.10). Als Grund für dieses Verhalten kann die reduzierte Auftriebskomponente im sich ausbildenden Böschungskeil angegeben werden. Signifikante Versagenswahrscheinlichkeiten an der luftseitigen Böschung können jedenfalls für die Lastfallklasse 3 sowie für die Lastfälle einer Speichernotabsenkung mit Öffnungsweiten des Grundablasses von $>29\%$ festgestellt werden.

Luftseitige Dammböschung

An der luftseitigen Dammböschung ergeben sich unabhängig von der betrachteten Stauhöhe Sicherheitsfaktoren deutlich über den geforderten Werten nach [14]. Die Sicherheiten sowie die dazugehörigen Versagenswahrscheinlichkeiten erweisen sich als unabhängig vom jeweiligen Speicherstand im Reservoir. Die höchsten Versagenswahrscheinlichkeiten können jedenfalls für die Lastfallklasse 1 ermittelt werden. Jene Lastfälle der Klassen 2 und 3 zeigen geringere Versagenswahrscheinlichkeiten aufgrund der Überlagerung mit der Auftrittswahrscheinlichkeit des jeweiligen Erdbebens. Die Böschungsstabilität an der Luftseite wird während einer Speichernotabsenkung jedenfalls nicht beeinflusst.

7.3 Versagen durch innere Erosion bzw. Suffosion

Die Auswertung der Suffosions- und Erosionskriterien (siehe Kapitel 2.1.3) erfolgt anhand der im Zuge der Einbaukontrolle [84] durchgeführten Sieb- und Schlämmanalysen. Für die vergütete und unvergütete Moräne des Kerns werden die vorhandenen Kornverteilungslinien jeweils zu einer mittleren Sieblinie zusammengefasst. Die zugrunde liegenden Kornverteilungslinien können Anhang A.3 - Abbildungen A.6, A.7 bzw. A.8 entnommen werden.

7.3.1 Bodenklassifizierung und Bodenkennwerte

Die Bodenklassifikation wird nach *ÖNORM B4400-1* [115] durchgeführt. Für die zugrunde liegenden Kornverteilungslinien und Laborberichte ergeben sich folgende Bodenkategorien und Bodenkennwerte:

	Kurve	Kategorie	C_u	C_C	ρ_d	ρ_s	e	n	k_f
Moräne	vergütet	sis Gr; W	314,78	2,89	2133	2700	0,27	0,21	$1 \cdot 10^{-8}$
	unvergütet	sis Gr; W	143,93	1,75	2137	2680	0,25	0,20	$1 \cdot 10^{-7}$
Übergangszone	11.Jun	sicos Gr; W	83,82	1,69	2200	2600	0,18	0,15	$3 \cdot 10^{-6}$
	14.Jun	cosa Gr; W	54,83	1,88	2200	2600	0,18	0,15	$3 \cdot 10^{-6}$
	15.Jun	cosa Gr; W	33,00	1,24	2200	2600	0,18	0,15	$3 \cdot 10^{-6}$
Filter	04.Aug	sagr Co; E	30,36	4,36	2200	2600	0,18	0,15	$1 \cdot 10^{-3}$
	08.Aug	gr Co; E	10,14	1,99	2200	2600	0,18	0,15	$1 \cdot 10^{-3}$
	09.Aug	gr Co; E	10,38	2,41	2200	2600	0,18	0,15	$1 \cdot 10^{-3}$

Tabelle 7.11: Bodenklassifikation und Bodenkennwerte für das Schüttmaterial der Stauanlage Kartell

7.3.2 Zusammenfassung der Ergebnisse aus den empirischen Erosions- bzw. Suffosionskriterien

Die detaillierte Auswertung der empirischen Erosions- bzw. Suffosionskriterien findet sich im Anhang dieser Arbeit, in den Kapiteln A.3.3 bis A.3.6. Die Ergebnisse aus den Untersuchungen könne wie folgt zusammengefasst werden:

Die Auswertungen in Kapitel A.3.3 zeigen, dass die geometrischen Suffosionskriterien bei den untersuchten Kornverteilungslinien nicht erfüllt werden. Dies ergibt sich aufgrund

der hohen Ungleichförmigkeit C_u des untersuchten Schüttmaterials. Einzige Ausnahme stellen die Kornverteilungen des Filters dar. Diese können nach dem Kriterium nach *Kenney* und *Lau* als suffosionssicher angesehen werden. Alle Kornverteilungen sind damit potentiell geometrisch suffosionsgefährdet und eine weitere Untersuchung nach hydraulischen Suffosionskriterien ist somit notwendig.

In Kapitel A.3.4 werden die hydraulischen Suffosionskriterien ausgewertet. Das Kriterium nach *Istomina* wird von keiner der Kornverteilungen erfüllt. Es ist anzumerken, dass das Kriterium nach *Istomina* ausschließlich die Ungleichförmigkeit berücksichtigt und es aufgrund der hohen Werte dieser zu den niedrigen Werten für den kritischen Gradienten i_{krit} kommt. Desweiteren wird das Kriterium wie von *Striegler* [149] empfohlen auf vereinfachte Art und Weise ausgewertet. Die Aussagekraft dieses Kriteriums kann für den vorliegenden Fall somit als gering angesehen werden. Nach *Bush et al.* gelten jedoch alle Kornverteilungen mit ausreichend hoher Sicherheit als suffosionssicher.

Die durchgeführten Auswertung zu den geometrischen Erosionskriterien (siehe Kapitel A.3.5) zeigen, dass drei der fünf untersuchten Kriterien erfüllt werden. Die Kriterien nach *Fell et al.* und *Laflleur et al.* werden jeweils für den Übergang von Übergangszone und Filter nicht erfüllt. Für beide Kriterien lässt sich dies auf die großen Werte für $d_{15,F}$ des Filters im Vergleich zu den, in den jeweiligen Kriterien untersuchten Werten des Basiserdstoffes zurückführen. Das für die Bemessung des Damms herangezogene Kriterium nach *Sherard* und *Dunnigan* wird jedoch von allen Kornverteilungen erfüllt.

Die in Kapitel A.3.6 durchgeführte Auswertung des hydraulischen Erosionskriteriums nach *Zweck* und *Davidenkoff* zeigt, dass für alle Kornverteilungen die hydraulische Erosionssicherheit gegeben ist und in den meisten Fällen um mindestens den Faktor 2 über den geforderten Werten liegt.

Abschließend kann festgestellt werden, dass der untersuchte Damms potentiell geometrisch suffosions- bzw. erosionsgefährdet angesehen werden kann, jedoch die auftretenden hydraulischen Gradienten zu gering sind, um eine Fortsetzung von Suffosions- bzw. Erosionsvorgängen herbeizuführen.

7.3.3 Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion

Im Folgenden wird, nach den in Kapitel 5.8.5 vorgestellten Verfahren nach *USBR* und *USACE* bzw. nach *Foster et al.*, die Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion

ermittelt.

7.3.3.1 Verfahren nach USBR und USACE

Mit dem Verweis auf den Leitfaden des *USBR* bzw. *USACE* [163] erfolgt eine Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion. Die theoretischen Zusammenhänge finden sich dabei in Kapitel 5.8.5. Ausgehend von einer Ermittlung der Eintrittswahrscheinlichkeiten dass ein Erosionsprozess beginnt, erfolgt die Ermittlung jener Wahrscheinlichkeiten, dass sich der Vorgang fortsetzt bzw. erweitert sowie dass die Gegenmaßnahmen erfolglos bleiben und sich eine Bresche ausbildet. In Abhängigkeit der jeweiligen Erosionskategorie wird ein dazugehöriger Fehlerbaum konstruiert, an welchem Ende das Versagen des Dammes steht. Die theoretischen Grundlagen zur Fehlerbaumanalyse finden sich jedenfalls in Kapitel 5.4.

Beginn der inneren Erosion

Am Beginn des Verfahrens steht die Ermittlung jener Wahrscheinlichkeit, dass ein Erosionsprozess beginnt. Dabei wird eine Unterscheidung betreffend der jeweiligen Erosionskategorie getroffen. Die jeweiligen Eintrittswahrscheinlichkeiten werden dabei aus Tabelle 5.9 entnommen und stellen sich wie folgt dar:

Kategorie der inneren Erosion	Bandbreite der Eintrittswahrscheinlichkeit
Dammkörper/Dichtkern	$3 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-3}$
Untergrund	$2 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-2}$
Von Dammkörper in Untergrund	$2 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-3}$

Tabelle 7.12: Eintrittswahrscheinlichkeit Beginn innere Erosion nach *USBR* für die Stauanlage Kartell

Wasserstand im Speicher

Innerhalb der angegebenen Bandbreite zur Eintrittswahrscheinlichkeit für den Beginn der inneren Erosion werden die gewählten Werte an die Wahrscheinlichkeitsverteilung des Wasserstandes des Speichers angepasst (siehe dazu Abbildung 7.4). Für Stauhöhen über

der Kote 2000,00 müA erfolgt eine Anpassung der Eintrittswahrscheinlichkeit innerhalb des angegebenen Intervalls. Für geringere Stauhöhen wird die Eintrittswahrscheinlichkeit um rund eine Zehnerpotenz ($P_{E,h < 2000 \text{ müA}} = 5 \cdot 10^{-5}$) herabgesetzt. Diese Anpassung ist aufgrund der nur mehr geringen hydraulischen Belastungen auf das Absperrbauwerk zu rechtfertigen. Die angesetzten Wahrscheinlichkeiten finden sich direkt in den entwickelten Fehlerbäumen, in den Abbildungen 7.27 bis 7.29.

Fortsetzung der inneren Erosion

Bei der Abschätzung jener Wahrscheinlichkeit, dass es zu einer Fortsetzung des Erosionsprozesses kommt, spielt die Evaluierung der Basiserdstoff-Filter Systems des Dammbauwerkes eine entscheidende Rolle. Die durchgeführten Untersuchungen, anhand von empirischen Filterkriterien (siehe Anhang A.3.3 bis A.3.6), weisen auf nur ein geringes Erosions- bzw. Suffosionspotential hin. Aufgrund der begleitenden Bauüberwachung kann weiters von einer guten bis sehr guten Verdichtung des Schüttmaterials ausgegangen werden. Die luftseitige Filterschicht weist eine durchgehende Stärke von 2,0 m sowie einen Feinteilanteil von $FC < 5\%$ auf. Ein offener Ausfluss direkt an die freie Oberfläche scheint jedenfalls nahezu ausgeschlossen ($P_{EF1} = 0,001$). Die Eintrittswahrscheinlichkeit eines ungefilterten Ausflusses wird nach [163] mit einem Wert von $P_{EF2} = 0,1$ abgeschätzt und kann als unwahrscheinlich angesehen werden.

Erweiterung der inneren Erosion

Eine etwaige Erweiterung des Vorganges der inneren Erosion kann in drei Teilmechanismen unterteilt werden. Diese umfassen das Zusammenbrechen einer sich ausbildenden Erosionsröhre, die Begrenzung des Zuflusses aus dem Reservoir durch die wasserseitigen Zonen der Dammschüttung sowie die Möglichkeit, dass sich bereits ausgebildete Erosionswege im Zuge der Selbstfiltrationseigenschaften des Schüttmaterials wieder verschließen. Nach *Fell et al.* [52] ist der Zusammenbruch einer Erosionsröhre wesentlich abhängig vom Anteil an Feinteile des Schüttmaterials sowie von der Plastizität dieser Anteile. Für den inneren aber auch äußeren Kern liegt der Feinteilanteil bei rund 15 %. Ergänzt durch die Bewertung anhand des Leitfadens [163] kann eine Eintrittswahrscheinlichkeit für das Zusammenbrechen einer Erosionsröhre von $P_{EE1} = 0,1$ abgeleitet werden. Die Zuflussbe-

grenzung durch die wasserseitige Schüttung sowie die Eigenschaften zur Selbstfiltration werden als ausgeglichen bzw. neutral bewertet.

Erfolgreiche Gegenmaßnahmen

Zur Bewertung von Gegenmaßnahmen, welche ein Versagen zufolge innerer Erosion verhindern sollen, werden neben dem Erkennen des Erosionsvorganges, die möglichen Handlungen, welche die Bildung einer Bresche verhindern sollen, bewertet. Die Stauanlage Kartell verfügt über ein umfangreiches Monitoringsystem (siehe Kapitel 7.1.6) und obliegt einer laufenden Kontrolle und Überwachung durch den Sperrenwärter, dem Talsperrenverantwortlichen sowie durch die Talsperrenüberwachung des Landes und des Bundes. Zur Speichernotabsenkung verfügt die Anlage über einen entsprechend dimensionierten Grundablass. Anhand der Bewertung ist es eher unwahrscheinlich, dass ein Erosionsvorgang nicht detektiert wird und die gesetzten Gegenmaßnahmen erfolglos bleiben ($P_{EG} = 0,1$).

Bildung einer Bresche

In der finalen Phase des Prozesses der inneren Erosion bildet sich eine Bresche im Dammbauwerk aus und es kommt zu einem unkontrollierten Ausströmen aus dem Speicher. Die in Kapitel 5.8.5 angeführten Mechanismen werden ebenfalls anhand der Tabellen aus dem Leitfaden [163] bewertet. An dieser Stelle wirken sich Faktoren wie etwa ein hoher Sicherheitsfaktor gegenüber Versagen der luftseitigen Dammböschung sowie das vergleichsweise grobe Schüttmaterial 0/350 (500) mm an der Luftseite durchaus positiv aus. Ein eher konservativer Ansatz der Eintrittswahrscheinlichkeit scheint jedoch aufgrund der schlechten Kenntnisse über die Teilmechanismen der Breschenbildung zufolge innerer Erosion als durchaus vertretbar. Daraus lässt sich eine ausgeglichene bzw. neutrale Bewertung ableiten ($P_{BB} = 0,5$).

Entwicklung der Fehlerbäume

Anhand der Methoden zur Fehlerbaumanalyse (siehe Kapitel 5.4) werden im finalen Schritt die Fehlerbäume für die untersuchten Erosionskategorien entwickelt. Weiters wird

neben der qualitativen Analyse zur Ermittlung der Minimal Cut Sets eine quantitative Analyse im Sinne einer Monte-Carlo-Simulation durchgeführt.

Für die entwickelten Fehlerbäume ergeben sich, unabhängig von der Erosionskategorie, acht MCSs. Für die Monte-Carlo-Simulation wird eine Gesamtanzahl von 10^6 Zufallsexperimenten durchgeführt. Für das Versagen zufolge innerer Erosion im Dammkörper kann eine Eintrittswahrscheinlichkeit des TOP Ereignisses (Versagen des Dammes) von

$$P_{e,FTA} = 4,4 \cdot 10^{-8} \quad (7.4)$$

ermittelt werden. Der kritische Pfad führt dabei über den Beginn der inneren Erosion bei einem Wasserstand von $2010,00 < h < 2015,00$ müA sowie einer Fortsetzung zufolge eines nicht gefilterten Ausflusses. Die Eintrittswahrscheinlichkeit dieses MCSs kann mit $P_{e,FTA,c} = 1,0 \cdot 10^{-8}$ angegeben werden. Der dazugehörige Fehlerbaum findet sich in Abbildung 7.27.

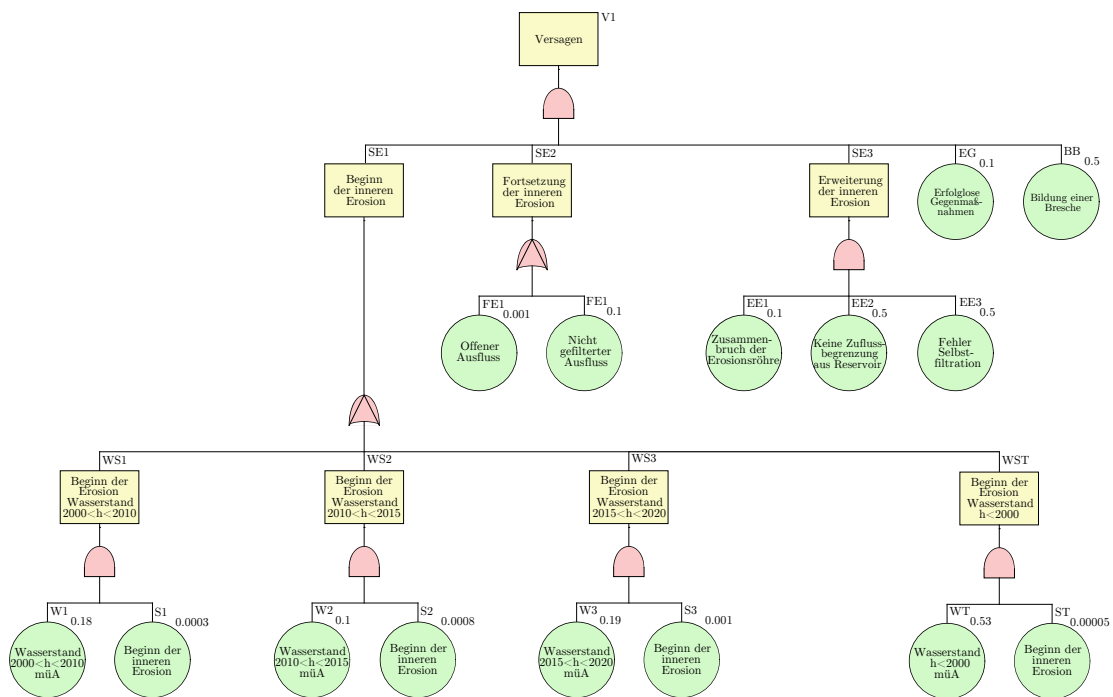


Abbildung 7.27: Fehlerbau für das Versagen zufolge innerer Erosion im Dammkörper

Die gesamte Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion im Untergrund kann mit einem Wert von

$$P_{f,FTA} = 3,6 \cdot 10^{-7} \quad (7.5)$$

angegeben werden. Der kritische Pfad führt für diese Erosionskategorie über eine beginnende Erosion bei einem Wasserstand von $2015,00 < h < 2020,00$ müA sowie der Fortsetzung des Erosionsvorganges zufolge eines nicht gefilterten Ausflusses. Die Eintrittswahrscheinlichkeit für dieses MCS kann mit $P_{f,FTA,c} = 2,4 \cdot 10^{-7}$ angegeben werden. Der dazugehörige Fehlerbaum kann Abbildung 7.28 entnommen werden.

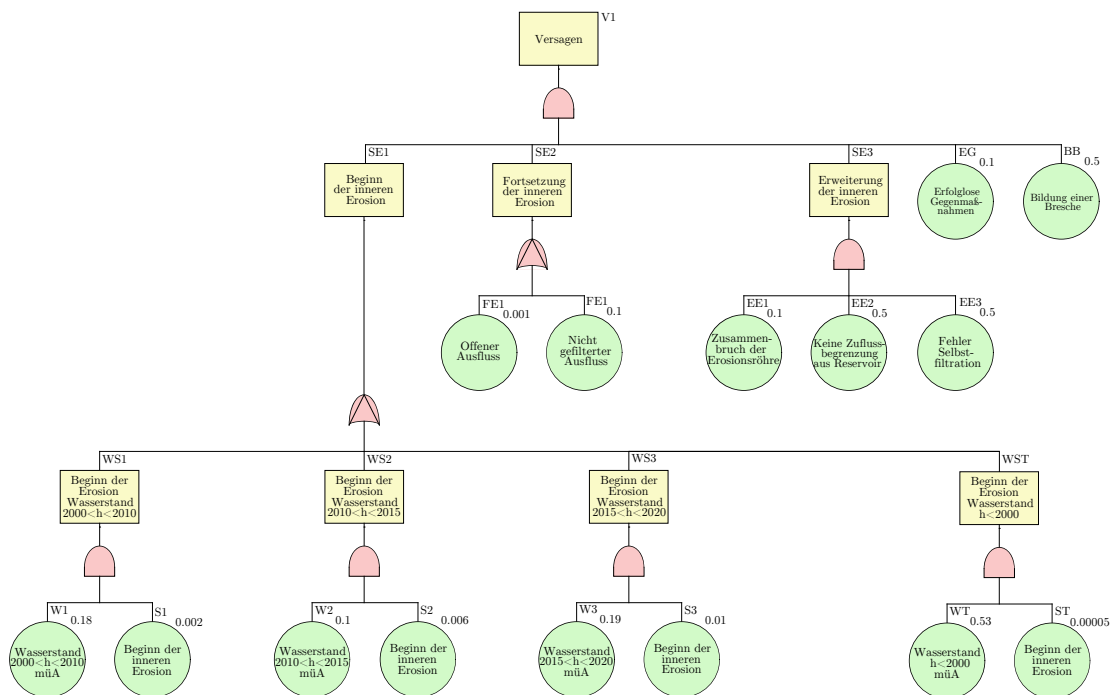


Abbildung 7.28: Fehlerbau für das Versagen zufolge innerer Erosion im Untergrund

Für ein Versagen zufolge innerer Erosion vom Dammkörper in den Untergrund kann eine Eintrittswahrscheinlichkeit von

$$P_{ef,FTA} = 3,9 \cdot 10^{-8} \quad (7.6)$$

errechnet werden. Abermals führt der kritische Pfad über den Beginn der Erosion bei einem Wasserstand von $2015,00 < h < 2020,00$ müA sowie der Fortsetzung des Erosionsvorganges zufolge eines nicht gefilterten Ausflusses. Die Versagenswahrscheinlichkeit für das kritische MCS kann mit einem Wert von $P_{ef,FTA,c} = 2,4 \cdot 10^{-8}$ angegeben werden. In Abbildung 7.29 ist der dazugehörige Fehlerbaum für die Erosionskategorie innere Erosion vom Dammkörper in den Untergrund zu finden.

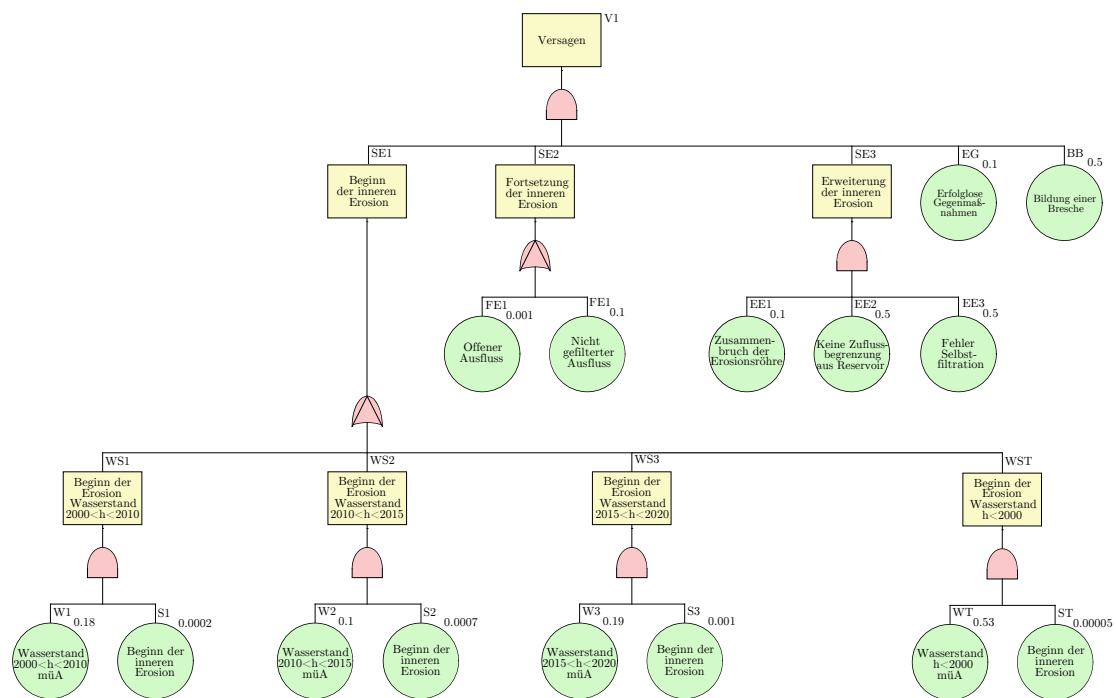


Abbildung 7.29: Fehlerbau für das Versagen zufolge innerer Erosion vom Dammkörper in Untergrund

Abschließend werden die einzelnen Versagenswahrscheinlichkeit aufsummiert, um so zu der Gesamtversagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion zu gelangen (siehe Gleichung 5.57):

$$P_p = \sum P_{i,FTA} = 4,4 \cdot 10^{-7} \quad (7.7)$$

7.3.3.2 Verfahren nach Foster et al.

Mit dem Hinweis auf die Arbeit von *Foster et al.* [62] wird anhand von Tabelle 5.12 die mittlere Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion im Dammkörper P_e , im Untergrund P_f und vom Dammkörper in den Untergrund P_{ef} ermittelt. Die ermittelten Werte für die Stauanlage Kartell finden sich in Tabelle 7.13.

Dammtyp	Dammkörper	Untergrund	Dammkörper in Untergrund
	$P_e [10^{-6} \frac{1}{a}]$	$P_f [10^{-6} \frac{1}{a}]$	$P_{ef} [10^{-6} \frac{1}{a}]$
	> 5 J. Betrieb	> 5 J. Betrieb	> 5 J. Betrieb
Zonierter Steinschüttdamm	24	19	4

Tabelle 7.13: Mittlere Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion im Dammkörper P_e , im Untergrund P_f und vom Dammkörper in den Untergrund P_{ef} bei einem zonierten Steinschüttdamm (vgl. Tabelle 5.12)

Im nächsten Schritt werden, in Abhängigkeit der jeweiligen Erosionskategorie, die dazugehörigen Teilwichtungsfaktoren bestimmt. An dieser Stelle sei auf die Tabellen 5.13, 5.14 und 5.15 hingewiesen. Diese enthalten eine Zusammenstellung der jeweiligen Teilwichtungsfaktoren. Für den Vorgang der inneren Erosion durch den Dammkörper können folgende Faktoren ermittelt werden:

- Filter $w_{E(filt)} = 0,05$ - Gut abgestuftes Schüttmaterial für Kern, Übergangszone und Filter. Empirische Erosions- und Suffosionskriterien (siehe Kapitel A.3.3 bis A.3.6) weisen auf ein gut funktionierendes Basiserdstoff-Filter System hin.
- Kernmaterial Herkunft $w_{E(cgo)} = 0,5$ - Es ist Moränenmaterial verbaut. Das Schüttmaterial des inneren Kerns ist zudem mit Bentonit aufbereitet.
- Kernmaterial $w_{E(cst)} = 0,4$ - Moränenmaterial. Schlämmkornanteil etwa <20 %. Plastizitätszahl zwischen 0,7-5,5.
- Verdichtung $w_{E(cc)} = 0,5$ - Lagenweise geschüttet mit Schütthöhen von rund 60 cm (Kern: 30 cm), Verdichtung mittels Walzen, laufende Verdichtungskontrolle.
- Durchlässe und Einbauten $w_{E(con)} = 0,5$ - Keine Durchlässe sowie Einbauten.

- Anschluss Untergrund $w_{E(ft)} = 0,9$ - Kernanschluss an den Fels ganzflächig mit einer 3-4 cm mächtigen Schicht aus Moräne 0/4 bis 0/6 mm mit 3 % Bentonit abgedeckt. Es folgt eine weitere Schicht mit rund 30 cm aus Moräne 0/30 mm sowie 2 % Bentonitzugabe.
- Sickerwasservorkommen $w_{E(obs)} = 0,6$ - Sehr geringe Sickerwassermengen. In Trockenperiode < 1 l/s. Kontrolle über ein automatisches Messwehr.
- Monitoring und Überwachung $w_{E(mon)} = 0,6$ - Definiertes Rundgängerprogramm, während des Sommerhalbjahres wöchentlich, während des Winterhalbjahres zweiwöchentlich bzw. unter Staukote 2000,00 müA monatlich. Die Staupegelmessung erfolgt über zwei unabhängige Systeme mit Fernübertragung. Automatisches Messwehr für Sickerwassermengenmessung mit Fernübertragung.

Aus den angeführten Teilwichtungsfaktoren kann nach Gleichung 5.58 ein gesamter Wichtungsfaktor von $w_E = 8,0 \cdot 10^{-4}$ ermittelt werden. Die gewichtete Versagenswahrscheinlichkeit für den Vorgang der inneren Erosion durch den Dammkörper $P_{e,w}$ ergibt sich folglich zu:

$$P_{e,w} = w_E P_e = 1,9 \cdot 10^{-8} \quad (7.8)$$

Für den Vorgang der inneren Erosion durch den Untergrund ergeben sich folgende Teilwichtungsfaktoren:

- Filterkörper zwischen Damm und Untergrund $w_{E(filt)} = 0,9$ - Ausgeweitete Filterzone im Aufstandsbereich in Richtung Luftseite.
- Art des Untergrundes $w_{F(fnd)} = 0,1$ - Schwach geklüfteter Fels.
- Untergrundabdichtung Festgestein $w_{F(ctr)} = 0,9$ - Dichtschirm hergestellt mittels Injektionen, Teufe des Dichtschirms rund 20 m.
- Untergrund Festgestein $w_{F(rg)} = 0,4$ - Hauptsächlich Schiefergneise sowie quarziti-sche Gneise mit Amphibolitlinsen.
- Sickerwasservorkommen $w_{F(obs)} = 0,6$ - Sehr geringe Sickerwassermengen. In Trockenperiode < 1 l/s. Kontrolle über ein automatisches Messwehr.
- Porenwasser bzw. Kluftwasserdruck $w_{F(obb)} = 0,8$ - Acht Porenwasserdrucksonden sowie vier Piezometerpaare zur Messung der Kluftwasserdrücke an der Wasser- bzw.

Luftseite des Dammes bestätigen einen sehr guten Druckabbau in der Schüttung sowie im Untergrund.

- Monitoring und Überwachung $w_{F(mon)} = 0,6$ - Definiertes Rundgängerprogramm, während des Sommerhalbjahres wöchentlich, während des Winterhalbjahres zweiwöchentlich bzw. unter Staukote 2000,00 müA monatlich.

Ausgehend von den Teilwichtungsfaktoren kann ein gesamter Wichtungsfaktor von $w_F = 9,3 \cdot 10^{-3}$ errechnet werden. Für den Vorgang der inneren Erosion durch den Untergrund $P_{f,w}$ kann folgende gewichtete Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden:

$$P_{f,w} = w_F P_f = 1,8 \cdot 10^{-7} \quad (7.9)$$

Folgende Teilwichtungsfaktoren für den Vorgang der inneren Erosion vom Dammkörper in den Untergrund können ermittelt werden:

- Art der Untergrundabdichtung $w_{EF(cot)} = 1$ - Dichtschirm hergestellt mittels Injektionen, Teufe des Dichtschirms rund 20 m.
- Art des Untergrundes $w_{EF(fnd)} = 1,5$ - Festgestein, Schiefergneise sowie quarzitisches Gneise mit Amphibolitlinsen.
- Kontrolle der Erosion im Anschlussbereich Kern/Untergrund $w_{EF(ecm)} = 0,2$ - Getrennte Sickerwassermessung der unteren Bereiche.
- Verpressung des Untergrundes $w_{EF(gr)} = 0,8$ - Injektionen im Festgestein.
- Untergrund Festgestein $w_{EF(rg)} = 0,9$ - Schiefergneise sowie quarzitisches Gneise mit Amphibolitlinsen.
- Kernmaterial Herkunft $w_{EF(cgo)} = 0,5$ - Es ist Moränenmaterial verbaut. Das Schüttmaterial des inneren Kerns ist zudem mit Bentonit aufbereitet.
- Kernmaterial $w_{EF(cst)} = 0,4$ - Moränenmaterial. Schlämmkornanteil etwa $<20\%$. Plastizitätszahl zwischen 0,7-5,5.
- Anschluss Untergrund $w_{EF(ft)} = 0,9$ - Kernanschluss an den Fels ganzflächig mit einer 3-4 cm mächtigen Schicht aus Moräne 0/4 bis 0/6 mm mit 3 % Bentonit abgedeckt. Es folgt eine weitere Schicht mit rund 30 cm aus Moräne 0/30 mm sowie 2 % Bentonitzugabe.

- Sickerwasservorkommen $w_{EF(obs)} = 0,6$ - Sehr geringe Sickerwassermengen. In Trockenperiode < 1 l/s. Kontrolle über ein automatisches Messwehr.
- Monitoring und Überwachung $w_{EF(mon)} = 0,6$ - Definiertes Rundgängerprogramm, während des Sommerhalbjahres wöchentlich, während des Winterhalbjahres zweiwöchentlich bzw. unter Staukote 2000,00 müA monatlich. Die Staupegelmessung erfolgt über zwei unabhängige Systeme mit Fernübertragung. Automatisches Messwehr für Sickerwassermengenmessung mit Fernübertragung.

Der gesamte Wichtungsfaktor für den Vorgang der inneren Erosion vom Dammkörper in den Untergrund ergibt sich zu $w_{EF} = 1,47 \cdot 10^{-2}$. Die gewichtete Versagenswahrscheinlichkeit beträgt folglich:

$$P_{ef,w} = w_{EF} P_{ef} = 5,6 \cdot 10^{-8} \quad (7.10)$$

Im finalen Schritt werden die einzelnen gewichteten Versagenswahrscheinlichkeit aufsummiert, um so die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion ermitteln zu können (siehe Gleichung 5.57):

$$P_p = \sum P_{i,w} = 2,5 \cdot 10^{-7} \quad (7.11)$$

7.3.3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Ergebnisse aus den Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion aus den Kapiteln 7.3.3.1 bzw. 7.3.3.2 können wie folgt zusammengefasst werden: Die ermittelten Versagenswahrscheinlichkeiten nach dem Verfahren nach *USBR* und *USACE* sowie nach *Foster et al.* lassen sich sowohl bei einer getrennten Betrachtung der jeweiligen Erosionskategorie als auch bei einer Betrachtung der Gesamtversagenswahrscheinlichkeit gut miteinander vergleichen.

In folgender Tabelle 7.14 finden sich die zusammengefassten Versagenswahrscheinlichkeiten sowie die gemittelten Wahrscheinlichkeiten aus den beiden Verfahren.

Verfahren	Dammkörper P_e	Untergrund P_f	Dammk. in Untergrund P_{ef}	Gesamt P_p
<i>USBR/USACE</i>	$4,4 \cdot 10^{-8}$	$3,6 \cdot 10^{-7}$	$3,9 \cdot 10^{-8}$	$4,4 \cdot 10^{-7}$
<i>Foster et al.</i>	$1,9 \cdot 10^{-8}$	$1,8 \cdot 10^{-7}$	$5,6 \cdot 10^{-8}$	$2,5 \cdot 10^{-7}$
Gemittelte Wahrscheinlichkeit	$3,2 \cdot 10^{-8}$	$2,7 \cdot 10^{-7}$	$4,8 \cdot 10^{-8}$	$3,5 \cdot 10^{-7}$

Tabelle 7.14: Zusammenstellung der Versagenswahrscheinlichkeiten zufolge innerer Erosion bei der Stauanlage Kartell

7.4 Flutwellenanalyse für den Versagensfall der Anlage

Wie bereits bei der Case Study der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen (siehe Kapitel 6.3) wird die Flutwellenanalyse mit dem Softwarepaket *HEC-RAS* [24] durchgeführt.

7.4.1 Versagensszenarien

Am Beginn der Flutwellenanalyse steht wiederum die Festlegung der Versagensszenarien für die Stauanlage. Es wurden folgende Szenarien untersucht:

- **Szenario Vollstau - Stauziel 2020,00 müA:** Unabhängig von weiteren Einwirkungen auf das Sperrenbauwerk wird bei diesem Versagensszenario von einem, bis zum Stauziel auf 2020,00 müA eingestautem Reservoir ausgegangen. Der Beckeninhalte beträgt bei Vollstau rund $V_{2020,00} = 8,1 \cdot 10^6 m^3$. Nach dem Verfahren nach *Broich* (siehe Kapitel 5.10.2.1) wird für diesen Belastungszustand die Abflussganglinien für das Versagen des Dammes nach dem Sedimenttransportansatz *Smart U* ermittelt. Die Abflussspitze für dieses Szenario beträgt $Q_{P,SmartU} = 1943,38 m^3/s$. Das Gesamtvolumen der Flutwelle beträgt $V_{SmartU} \approx 7,3 \cdot 10^6 m^3$.
- **Szenario Teilstau - Stauhöhe 2015,00 müA:** Bei diesem Szenario wird von einem Staustand auf 2015,00 müA ausgegangen. Der ermittelte Spitzenabfluss nach dem Ansatz von *Meyer-Peter* und *Müller* beträgt dabei $Q_{P,MPM} = 1508,70 m^3/s$. Der Beckeninhalte beträgt dabei rund $V_{2015,00} = 6,6 \cdot 10^6 m^3$. Das Gesamtvolumen der Flutwelle kann mit $V_{MPM} \approx 6,0 \cdot 10^6 m^3$ angegeben werden.

- **Szenario Teilstau - Stauhöhe 2010,00 müA:** Für die Stauhöhe bei einer Höhenkote von 2010,00 müA wird die Abflussganglinie nach dem Sedimenttransportansatz *Smart* ermittelt. Die ermittelte Abflussspitze beträgt für dieses Szenario $Q_{P,Smart} = 1264,96 \text{ m}^3/\text{s}$. Ausgehend von einem Reservoirinhalt von $V_{2010,00} = 5,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ beträgt das Gesamtvolumen der Flutwelle $V_{Smart} \approx 5,0 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.
- **Szenario Überstau - Stauhöhe 2021,50 müA:** Der Lastfall Hochwasser geht von einem Staustand auf Kote 2021,50 müA aus. Es liegt somit ein Belastungszustand der Lastfallklasse 2 vor. Der Beckeninhalte beträgt zu diesem Zeitpunkt rund $V_{2021,50} = 9,0 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Im nächsten Schritt wird von einem Versagen des Schüttkörpers ausgegangen. Für die Ermittlung des Spitzenabflusses wird jener empirische Ansatz nach *Pierce et al.* (siehe Tabelle 5.17 bzw. [121]) verwendet. Die Form der Abflussganglinie wird aus jenen Kurven, ermittelt nach dem Verfahren nach *Broich*, abgeleitet. Der Spitzenabfluss der untersuchten Flutwelle beträgt $Q_{P,Pierce} = 3010,34 \text{ m}^3/\text{s}$ (siehe Abbildung 7.30). Die dazugehörigen Gesamtvolumen der Flutwelle beträgt dabei $V_{Pierce} \approx 8,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Die beiden Szenarien *2021,50 - Pierce* sowie *2020,00 - Smart U* gehen von einer Initialbresche und einem anschließenden Versagen aus. Die beiden Teilstauszenarien *2015,00 - MPM* und *2010,00 - Smart* stehen etwa stellvertretend für ein Versagen aufgrund von terroristischen Einwirkungen oder innerer Erosion. Es zeigen sich abermals große Unterschiede bei den Werten des Spitzenabflusses in Abhängigkeit vom gewählten Ansatz zur Breschenentwicklung. So unterscheiden sich etwa die Spitzenabflüsse ermittelt nach *Meyer-Peter* und *Müller* sowie *Pierce* bereits um einen Faktor 2. An dieser Stelle kann wiederum auf die Wichtigkeit der Untersuchung von einem Spektrum an unterschiedlichen Überflutungsszenarien hingewiesen werden. Die ermittelten Abflussganglinien finden sich nachfolgend in Abbildung 7.30.

Im nächsten Schritt folgt wieder die Aufbereitung eines dreidimensionalen digitalen Geländemodells des Untersuchungsgebietes, ausgehend von Vermessungsdaten aus einem *Airborne Laserscanning*. Ein Meshing des Hauptgerinnes sowie der potentiellen Überflutungsgebiete bildet mit der Modellierung von geometrischen Randbedingungen, wie etwa Durchlässe, Brücken, Tunnel oder Kanäle, den Abschluss des Pre-Processing. Weiters wird an dieser Stelle angemerkt, dass Erscheinungen aus einem Murgang sowie mitgerissenes Totholz keine Berücksichtigung in den Flutwellensimulationen finden. In der nachfolgenden Tabelle 7.15 findet sich eine Übersicht über die Eingangswerte für die

Flutwellenanalysen.

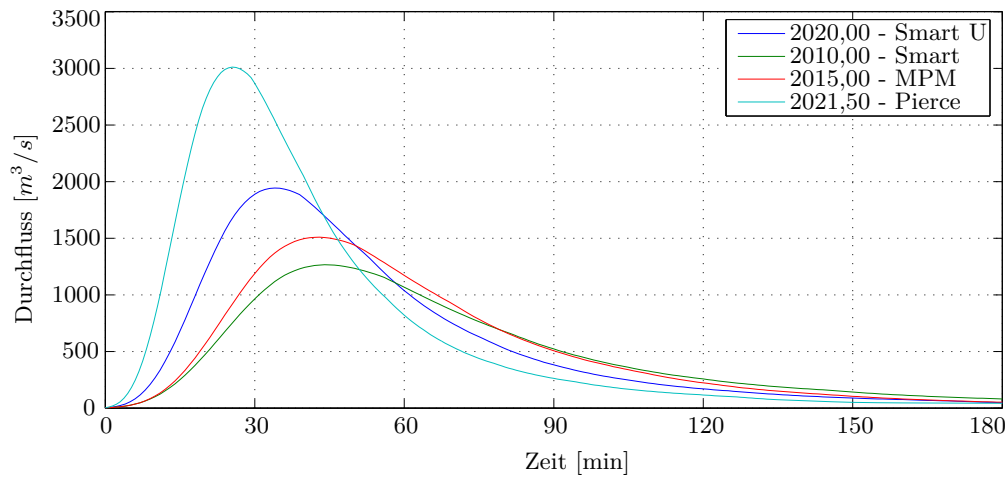


Abbildung 7.30: Abflussganglinien der Flutwellenanalyse für die Stauanlage Kartell

Eingangswerte			
Allgemeines	Mesh	Freie Tetraeder	5x5 m
	Solver	Typ	transient
		Zeitschritt	
Modelle	Breschenentwicklung	Broich Smart Ungleichförmig	
		Broich Smart	
	Piping	Broich Meyer-Peter und Müller	
		Pierce et al	
Strömung	Diffusive Welle Approximation		
Parameter	Flüssigkeit	Wasser	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
	Bodenreibung	Manning-Strickler	$k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
Randbedingungen	Einlass	Durchfluss	variabel (vgl. Abb. 7.30)
	Auslass	Systemgrenze	offene Randbedingung

Tabelle 7.15: Übersicht der Eingangswerte für die Flutwellenanalyse der Stauanlage Kartell

7.4.2 Ergebnisse der Flutwellenanalyse

Es werden im Folgenden die Ergebnisse der Flutwellenanalyse vorgestellt. Neben den Auswertungen zu den maximalen Wasserständen und maximalen Strömungsgeschwindigkeiten, wird auch die zeitliche Entwicklung des Wasserstandes an festgelegten Pegelpunkten ausgewertet. Die gesetzten Pegelpunkte orientieren sich an den Ortschaften im Stanzertal, deren Stationierung findet sich in Tabelle 7.16.

Pegelpunkt	Stationierung	Bezeichnung
PP0	km 22,650	Modellbeginn
PP1	km 16,900	Moosbach/Rosanna
PP2	km 15,000	St. Anton
PP3	km 12,000	St. Jakob
PP4	km 9,000	Pettneu
PP5	km 5,500	Schmann
PP6	km 3,100	Flirsch
PP7	km 0,000	Modellende

Tabelle 7.16: Stationierung der Pegelpunkte im Untersuchungsgebiet des Stanzertales

Der rund 5,50 km lange Abschnitt des Moosbachtals, beginnend bei der Stauanlage Kartell bis zur rechtsseitigen Einmündung in die Rosanna, weist aufgrund der sowohl engen als auch steilen Topographie des Tales nur eine geringe flächenmäßige Ausbreitung der Überflutung auf. Die ausgewerteten Strömungsgeschwindigkeiten liegen bei allen untersuchten Szenarien jenseits von $v = 20 \text{ m/s}$. Nach der Einmündung in die Rosanna bildet sich im Bereich von km 14,700 bis km 14,400 ein kleiner Retentionsraum aus. Bei den Szenarien *2021,50 - Pierce* und *2020,00 - Smart U* kommt es in diesem Bereich zu einem Überströmen des Straßendamms der Arlbergstraße und in weiterer Folge zu einer Überflutung eines kleineren Teiles der Ortschaft St. Anton sowie des Bahnhofes. Ab km 15,100 kommt es bei allen untersuchten Szenarien zu einem großflächigen Ausufernden der Wassermassen und einer Überflutung des Ortskerns. Große Teile von St. Anton weisen Wasserstände von über 1,0 m auf. Im nordwestlichen Teil des Ortes können Wassertiefen bis 5,0 m festgestellt werden (siehe Abbildung 7.31).

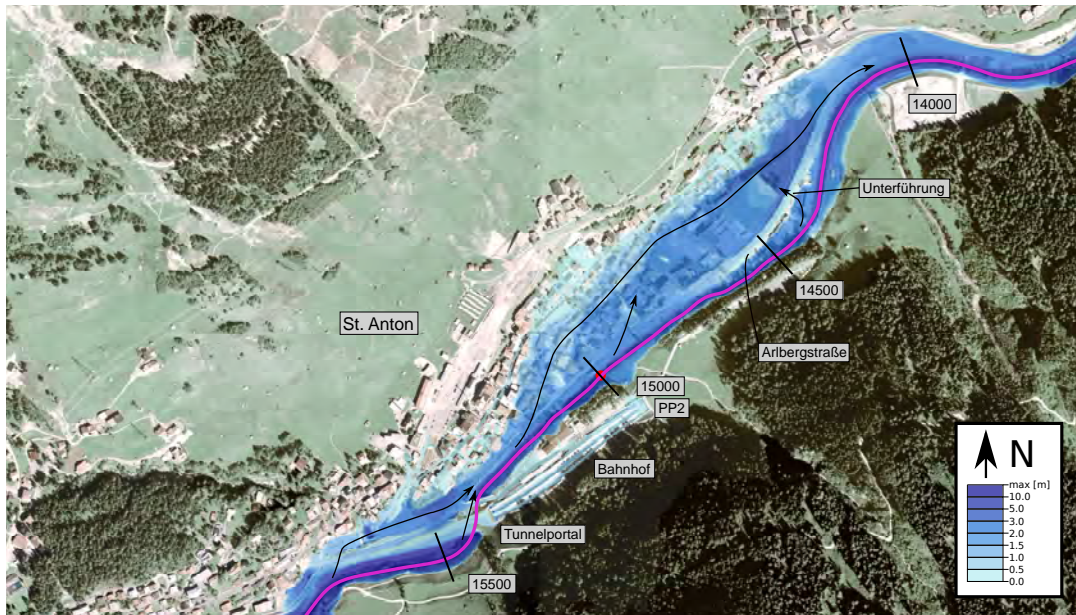


Abbildung 7.31: Maximale Wassertiefen im Bereich St. Anton (PP2) - Flutwelle 2021,50 - Pierce

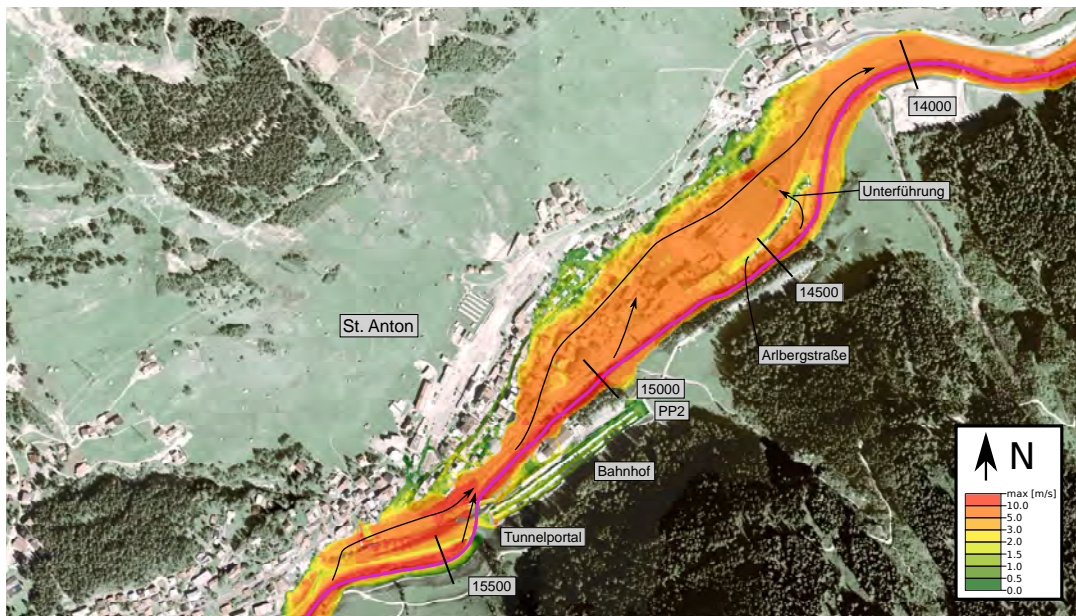


Abbildung 7.32: Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich St. Anton (PP2) - Flutwelle 2021,50 - Pierce

Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten liegen in einem Bereich von 3,0 bis 5,0 m/s bei den Szenarien *2020,00 - Smart U*, *2015,00 - MPM* und *2010,00 - Smart* sowie im Bereich bis maximal 10 m/s beim Szenario *2021,50 - Pierce* (siehe dazu Abbildung 7.32).

Die untersuchten Flutwellen *2021,50 - Pierce* und *2020,00 - Smart U* erreichen die Ortschaft St. Anton bei Minute 20 bzw. 22. Für die Flutwellen *2015,00 - MPM* bzw. *2010,00 - Smart* kann nach 25 Minuten ein Erreichen von PP2 ausgemacht werden. Der zeitliche Verläufe des Wasserstandes an PP2 kann aus Abbildung 7.33a entnommen werden. Bei den Szenarien *2021,50 - Pierce* und *2020,00 - Smart U* fällt der sprunghafte Anstieg des Wasserstandes nach einer bereits einsetzenden Abnahme des Pegelstandes auf. Dieses Verhalten kann auf das Überströmen des Dammes zwischen km 15,700 und km 15,400 zurückgeführt werden. Die Verläufe für die Szenarien *2015,00 - MPM* bzw. *2010,00 - Smart* weisen dieses Verhalten nicht auf.

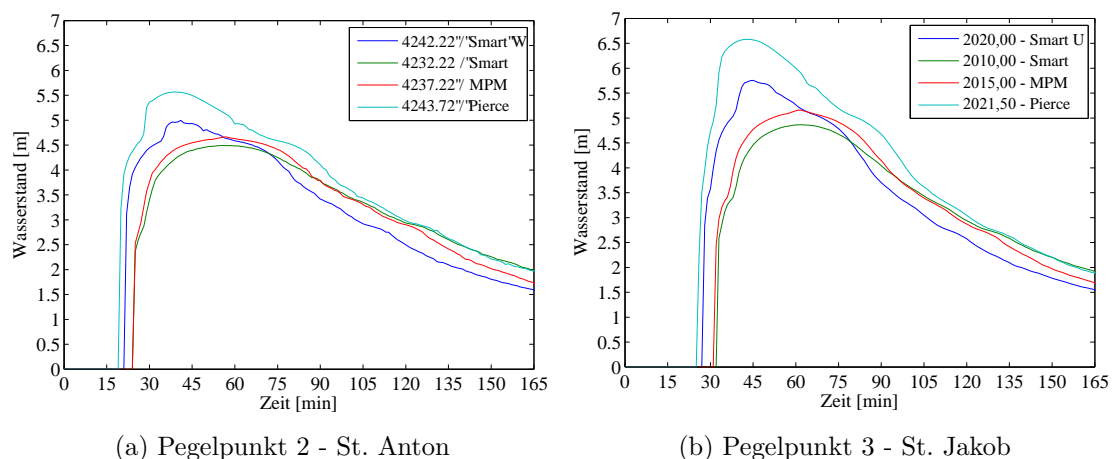


Abbildung 7.33: Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Pegelpunkten PP2 (St. Anton) und PP3 (St. Jakob) im Untersuchungsgebiet Stanzertal

Jene, von der Flutwelle betroffenen Teile der Ortschaft Pettneu, befindet sich am orographisch linken Ufer der Rosanna zwischen km 9,500 und km 8,500. Ein begleitender Bahndamm schützt den Ort vor gewöhnlichen Hochwasserereignissen und wird bei km 9,350 sowie bei km 8,850 von einer Unterführung gequert. An der orographisch rechten Seite befindet sich ein Campingplatz sowie vereinzelte Einfamilienhäuser. Beim Eintreffen der Flutwellen wird die rechte Uferseite bis zum Bereich der Arlberg Schnellstraße geflutet. Die Ortschaft Pettneu selbst wird zuerst durch die beiden Unterführungen sowie durch

den Bahntunnel geflutet. Zum Zeitpunkt des Spitzenabflusses wird auch der Bahndamm bei km 9,500 überströmt. Die festgestellten Wassertiefen betragen an der rechten Seite mindestens 1,50 m und liegen an der linken Seite in einem Bereich von 0,50 m bis 1,5 m (siehe dazu Abbildung 7.34). Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten an der rechten Seite liegen, in Abhängigkeit des Szenarios zwischen 4,00 m/s und 6,00 m/s. Im Bereich der Ortschaft sind die Strömungsgeschwindigkeiten mit rund 1,0 m/s deutlich geringer (siehe Abbildung 7.35).

Die Auswertung des angeschlossenen Pegelpunktes PP 4 in Pettneu ergibt ein Eintreffen der Flutwellen *2021,50 - Pierce* und *2020,00 - Smart U* bei Minute 34 bzw. 36. Bei den Szenarien *2015,00 - MPM* sowie *2010,00 - Smart* erreicht die Flutwelle PP4 bei Minute 43 bzw. 44 (siehe Abbildung 7.36a). An dieser Stelle sei das Augenmerk auf den abermaligen Anstieg des Pegelstandes bei den Szenarien *2015,00 - MPM* bzw. *2010,00 - Smart* gelegt. Dieser Anstieg ist auf das, wieder ins Hauptgerinne zurückfließende Wasser im Bereich St. Anton zurückzuführen.

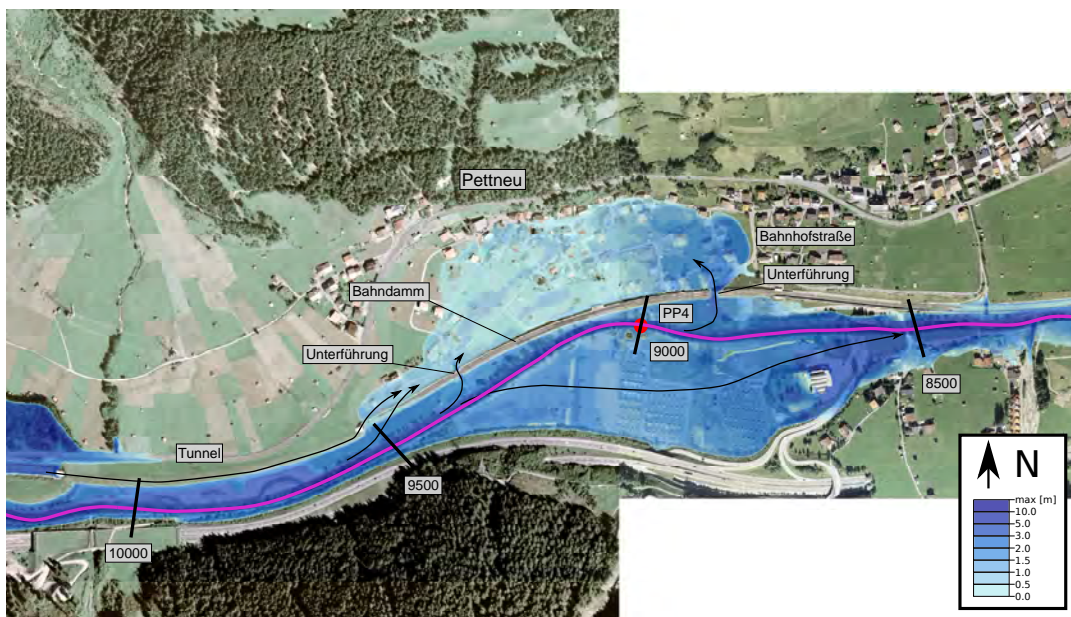


Abbildung 7.34: Maximale Wassertiefen im Bereich Pettneu (PP4) - Flutwelle *2010,00 - Smart*

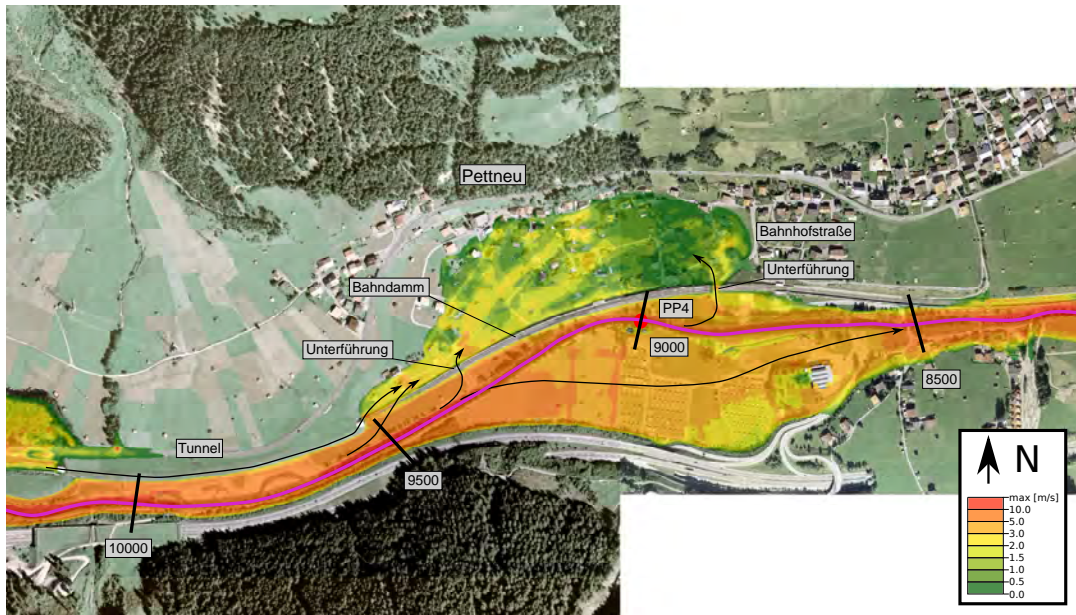


Abbildung 7.35: Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich Pettneu (PP4) - Flutwelle 2010,00 - Smart

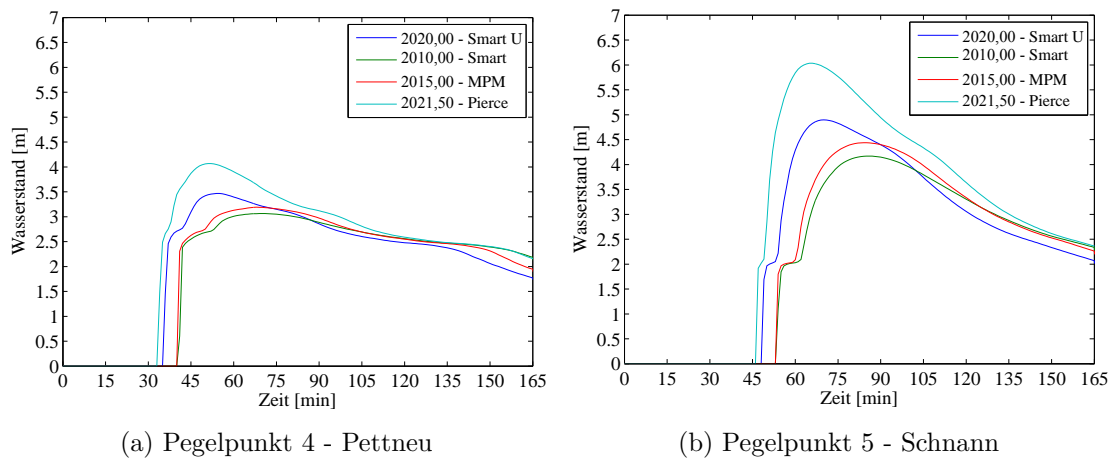


Abbildung 7.36: Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Pegelpunkten PP4 (Pettneu) und PP5 (Schnann) im Untersuchungsgebiet Stanzertal

Im Bereich zwischen km 6,550 und km 5,250 kann eine großflächige Überflutzungszone westlich der Ortschaft Schnann ausgemacht werden. In diesem Bereich befinden sich hauptsächlich landwirtschaftliche Gebäude. Wohngebäude sind bei keiner der untersuchten Flutwellen betroffen. Die Ortschaft selbst ist ebenfalls nicht von einer Überflutung betroffen, da sie genügend hoch gelegen ist. Südlich des Bahndammes, im Ausfahrtsbereich der Arlberg Schnellstraße, befindet sich eine Raststation, eine Tankstelle sowie drei weitere Wirtschaftsgebäude. Durch zwei Unterführungen bei km 5,500 sowie bei km 5,400 gelangt man von der Schnellstraße zur Ortschaft Schnann. Beim Eintreffen der Flutwelle wird zu Beginn jener Bereich, nördlich des Bahndammes überflutet. Aufgrund einer Engstelle bei km 5,300 kann in diesem Bereich eine verstärkte Retentionswirkung ausgemacht werden. Der Ausfahrtsbereich der Schnellstraße wird mit ansteigendem Wasserstand über die beiden Unterführungen geflutet. Bei allen untersuchten Flutwellen kann ebenfalls ein Überströmen des Bahndammes festgestellt werden. Im Bereich des Straßentunnels der Arlberg Schnellstraße fließt ein Teil des Wassers über den Tunnel wieder zurück ins Hauptgerinne der Rosanna. Die festgestellten maximalen Wasserstände reichen von 1,0 bis 1,5 m im westlichen Überflutungsbereich sowie bis zu 5,0 m bei der Flutwelle *2021,50 - Pierce* im Bereich der Engstelle. Im Ausfahrtsbereich der Schnellstraße können Wassertiefen zwischen 1,5 und 4,0 m ausgemacht werden. Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten können mit etwa 1,0 bis 2,5 m/s angegeben werden. Im Bereich der Engstelle ergeben sich Geschwindigkeiten von bis zu 5,0 m/s.

Die zeitliche Auswertung des Pegelpunktes PP5 zeigt für alle untersuchten Szenarien eine ähnliche Charakteristik (siehe dazu Abbildung 7.36b). Das ausgeprägte Plateau im Anstiegsbereich ist auf das Füllen des westlichen Überflutungsbereiches zurückzuführen. Die Flutwellen *2021,50 - Pierce* und *2020,00 - Smart U* erreichen den Pegelpunkt bei Minute 47 bzw. 49. Bei den Szenarien *2015,00 - MPM* sowie *2010,00 - Smart* kann ein Erreichen von PP5 bei Minute 54 festgestellt werden.

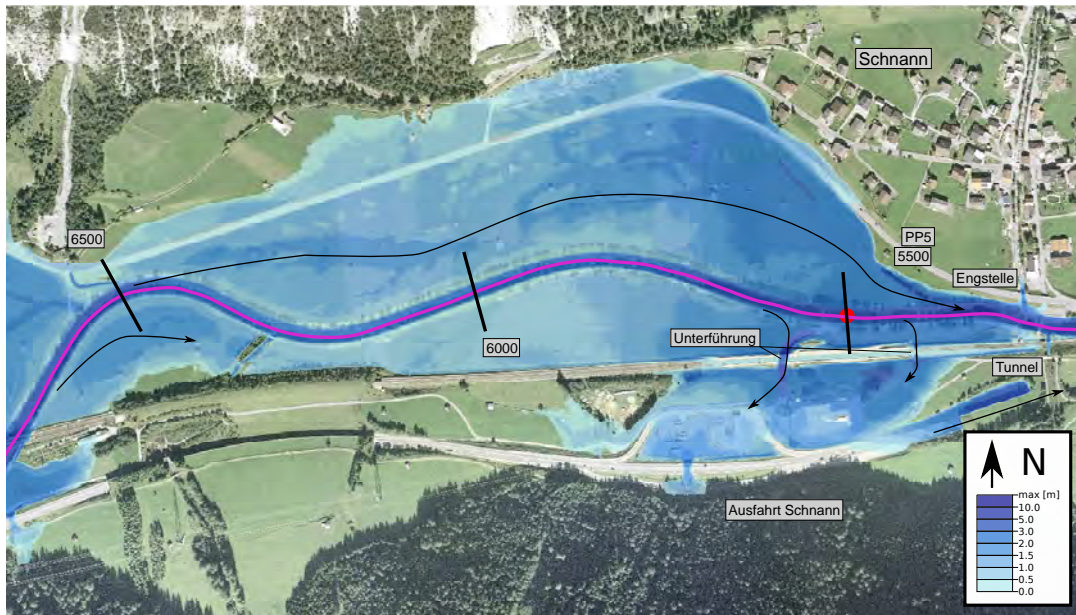


Abbildung 7.37: Maximale Wassertiefen im Bereich km 6,550 bis km 5,250 (PP5) - Flutwelle 2020,00 - Smart U

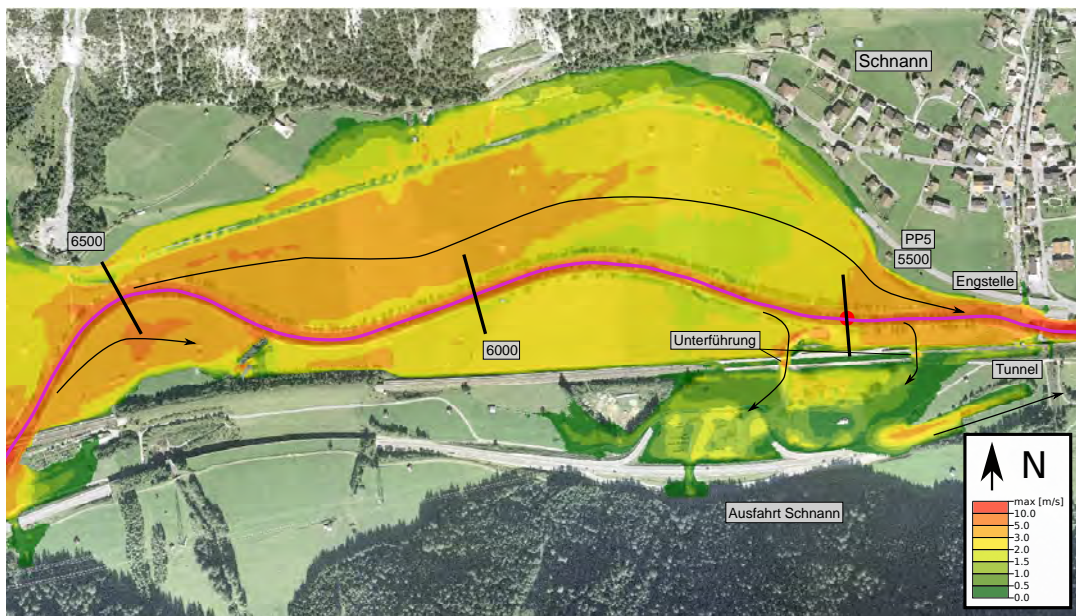


Abbildung 7.38: Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich km 6,550 bis km 5,250 (PP5) - Flutwelle 2020,00 - Smart U

7.4.3 Zusammenfassung der Flutwellenanalyse

Die durchgeführte Flutwellenanalyse lässt sich wie folgt zusammenfassen: Es zeigt sich erneut ein starker Zusammenhang zwischen dem Spitzenabfluss der Flutwelle und den Ankunftszeiten der Welle an den jeweiligen Pegelpunkten. Jene Abflussganglinien mit den größeren Werten des Spitzenabflusses resultieren in den kürzeren Ankunftszeiten in den betroffenen Gebieten (vgl. Kapitel 6.3.3). Die qualitative Auswertung der Überflutungsflächen zeigt hingegen nur eine schwache Abhängigkeit vom jeweiligen untersuchten Szenario. So sind die Überflutungsflächen über weite Teile des Untersuchungsgebietes sehr ähnlich. Lediglich beim Szenario *2021,50 - Pierce* kommt es an einigen Stellen zu einem etwas abgeänderten Überflutungshergang. Bei einer quantitativen Auswertung können jedoch maßgebliche Unterschiede festgestellt werden. So ergeben sich aus jenen Abflussganglinien mit den größeren Spitzenabflüssen auch die höchsten maximalen Wassertiefen sowie Strömungsgeschwindigkeiten.

Ein besonderes Augenmerk kann weiters auf die geometrischen Randbedingungen gelegt werden. So beeinflussen etwaige Durchlässe, Tunnelbauwerke und Unterführungen den Überflutungshergang in signifikanter Art und Weise. Eine gewissenhafte Modellierung von diesen Randbedingungen ist in jedem Fall Voraussetzung, um realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten. In der folgenden Tabelle 7.17 sind die Ankunftszeiten für die jeweiligen Abflussszenarien angeführt.

Pegel	Station	Bezeichnung	Ankunftszeiten der Flutwellen			
			<i>2020,00 - Smart U</i>	<i>2010,00 - Smart</i>	<i>2015,00 - MPM</i>	<i>2021,50 - Pierce</i>
PP1	km 16,900	Moosbach/Rosanna	17 min	20 min	20 min	16 min
PP2	km 15,000	St. Anton	22 min	25 min	25 min	20 min
PP3	km 12,000	St. Jakob	28 min	33 min	32 min	26 min
PP4	km 9,000	Pettneu	36 min	44 min	43 min	34 min
PP5	km 5,500	Schnann	49 min	54 min	54 min	47 min
PP6	km 3,100	Flirsch	57 min	63 min	62 min	55 min
PP7	km 0,000	Modellgrenze	65 min	72 min	71 min	61 min

Tabelle 7.17: Ankunftszeiten der Flutwellen an den unterschiedlichen Pegelpunkten im Untersuchungsgebiet Stanzertal

7.5 Ermittlung des Schadenspotentials

Im Folgenden werden die beiden vorgestellten Verfahren zur Ermittlung des Schadenspotentials beim Versagen der Stauanlage, nämlich das Verfahren nach *Graham* (siehe Kapitel 5.12.2) sowie das Verfahren nach *Jonkman* (siehe Kapitel 5.12.3), für die Flutwellenanalysen aus Kapitel 7.4 angewendet. Für eine detailliertere Aufarbeitung der Ergebnisse kann weiters auf die Arbeit von *Tröthann* [153] verwiesen werden.

7.5.1 Methode nach Graham

Die Bewertung des Schadenspotentials anhand der Methode nach *Graham* wird nach der in Kapitel 5.12.2 erläuterten Vorgehensweise nun für die Case Study der Stauanlage Kartell durchgeführt. Die festgelegten Schritte des Verfahrens können wie folgt beschrieben werden:

1. Festlegung der zu untersuchenden Versagensszenarien

Bei den untersuchten Versagensszenarien handelt es sich um jene vier Szenarien, für welche bereits die Flutwellenanalyse durchgeführt worden ist. Es handelt sich dabei um folgende Szenarien:

- Vollstau: 2020,00 - *Smart U*: $Q_{P,SmartU} = 1943,38 \text{ m}^3/\text{s}$
- Teilstau: 2015,00 - *MPM*: $Q_{P,MPM} = 1508,70 \text{ m}^3/\text{s}$
- Teilstau: 2010,00 - *Smart*: $Q_{P,Smart} = 1264,96 \text{ m}^3/\text{s}$
- Überstau: 2021,50 - *Pierce*: $Q_{P,Pierce} = 3010,34 \text{ m}^3/\text{s}$

Die jeweiligen Abflussganglinien der Versagensszenarien finden sich in Abbildung 7.30.

2. Festlegung der Zeitkategorien für die Versagensszenarien

Da das untersuchte Gebiet im Stanzertal und im Speziellen der Ort St. Anton am Arlberg stark vom Tourismus geprägt ist, erscheint es sinnvoll, die zu untersuchenden Zeitkategorien an die jeweiligen Tourismussaison anzupassen. Die Einteilung in die Kategorien

Winter-Februar und Sommer-August spiegeln dabei die maximale Personenanzahl während der Winter- bzw. Sommersaison wieder. Die zusätzliche Einteilung in die Kategorie Sommer-Mai stellt dabei jene Zeitkategorie dar, während der sich die wenigsten Touristen im untersuchten Gebiet aufhalten. Weiters wird für jede Kategorie eine Unterteilung in Tag und Nacht vorgenommen, um tageszeitlich bedingte Schwankungen der gefährdeten Personen zu erfassen. Die gewählten Zeitkategorien mit den jeweiligen Beschreibungen findet sich in der folgenden Tabelle 7.18.

Jahreszeit	Tageszeit	Bezeichnung	Beschreibung
Winter-Februar	Tag	W-T-01	Kaum Touristen in Hotels Personal in Hotels Schulen/Kindergärten voll
	Nacht	W-N-01	Hotels voll belegt Personal teilweise in Hotel Schulen/Kindergärten leer
Sommer-August	Tag	S-T-01	Kaum Touristen in Hotels Personal in Hotels Schulen/Kindergärten leer
	Nacht	S-N-01	Hotels saisonal belegt Personal teilweise in Hotel Schulen/Kindergärten leer
Sommer-Mai	Tag	W-T-02	Kaum Touristen in Hotels Personal in Hotels Schulen/Kindergärten voll
	Nacht	W-N-02	Hotels saisonal belegt Personal teilweise in Hotel Schulen/Kindergärten leer

Tabelle 7.18: Festgelegte Zeitkategorien für die Ermittlung des Schadenspotential bei der Stauanlage Kartell - Methode nach *Graham*

3. Festlegung über den Zeitpunkt der Warnung der Bevölkerung

Unter Zuhilfenahme von Tabelle 5.21 wird der Zeitpunkt, an dem es zu einer Warnung der Bevölkerung kommt, in zwei Kategorien unterteilt. Für den nach *Graham* angeführten

Versagensmechanismus des Überströmens wird bei einer Größe des Einzugsgebietes $< 260 \text{ km}^2$ zwischen vielen und keinen Beobachtern unterschieden. In der folgenden Tabelle 7.19 findet sich die Einteilung der Vorwarnzeiten für die untersuchte Stauanlage.

Kategorie	Tageszeit	Bezeichnung	Warnung
Viele Beobachter	Tag	WT-B-T	15 Minuten vor Dammversagen
	Nacht	WT-B-N	15 Minuten nach Dammversagen
Keine Beobachter	Tag	WT-K-T	15 Minuten nachdem die Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht
	Nacht	WT-K-N	60 Minuten nachdem die Flutwelle besiedeltes Gebiet erreicht

Tabelle 7.19: Einteilung der Vorwarnzeiten bei der Stauanlage Kartell - Methode nach *Graham*

4. Ermittlung des Überflutungsgebietes für jedes Versagensszenario

An dieser Stelle darf auf die Auswertungen der Flutwellenanalyse aus Kapitel 7.4 verwiesen werden.

5. Ermittlung der Anzahl der Personen im Gefahrengbiet

Zur Ermittlung der Personen im Gefahrengbiet werden sämtliche Gebäude im Überflutungsgebiet aufgenommen. Jene Liegenschaften, welche aufgrund der Summe an beherbergten Personen einen großen Einfluss auf die Gesamtanzahl der gefährdeten Personen haben, werden dabei genauer untersucht.

Auf Grundlage von statistischen Daten des Tourismusverbandes von St. Anton [152] können in Abhängigkeit des betrachteten Monats, Aussagen über die zu erwartenden Personen in den jeweiligen Beherbergungsbetrieben getroffen werden. Ebenso werden jene Personen, welche sich in Wohnhäusern aber auch in Schulen, am Bahnhof in St. Anton oder am Campingplatz in Pettneu aufhalten, abgeschätzt. Eine genaue Aufstellung zu den Personen im Gefahrengbiet findet sich in der Arbeit von *Tröthann* [153], auf welche an dieser Stelle gerne verwiesen werden darf.

Die folgende Abbildung 7.39 zeigt eine Zusammenstellung der Personen im Gefahrengebiet. Deutlich zu erkennen sind an dieser Stelle die Unterschiede zwischen den Zeitkategorien Tag und Nacht. So ergeben sich etwa im Sommer-Mai Unterschiede zwischen Tag und Nacht um einem Faktor 2. Ein umgekehrtes Bild zeigt sich für die Zeitkategorie Sommer-Mai. Da zu diesem Zeitpunkt die Schulen und Kindergärten belegt sind, ergeben sich tagsüber höhere Werte für PAR als nachts. Weiters kann festgestellt werden, dass die Anzahl der PAR in einem direkten Verhältnis mit dem Spitzenabfluss Q_P der Abflussganglinie steht.

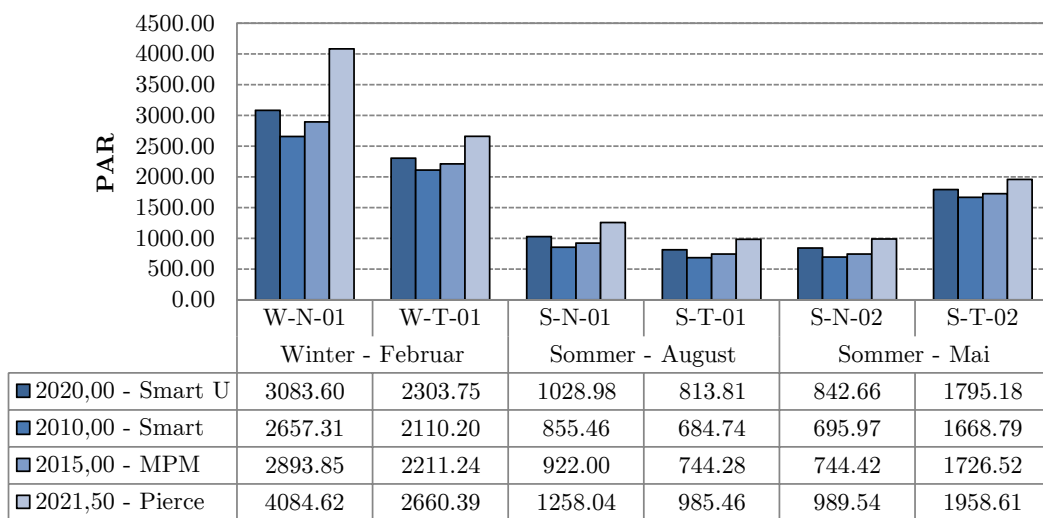


Abbildung 7.39: Zusammenstellung der Personen im Gefahrengebiet PAR für jede untersuchte Zeitkategorie - Methode nach *Graham*

6. Ermittlung der Opferzahlen anhand von empirischen Gleichungen

Zur Ermittlung der Opferzahlen müssen zunächst noch die Vorwarnzeit, die Schwere der Flut sowie das Verständnis über die Schwere der Flut definiert werden.

Die Vorwarnzeiten (WT) für die jeweiligen Ortschaften lassen sich aus den Ankunftszeiten der Flutwelle (siehe Tabelle 7.17) sowie aus den Werten zur Vorwarnzeit aus Tabelle 7.19 ableiten. Es ergeben sich folgende, in Tabelle 7.20 zusammengefasste, Werte für die Vorwarnzeiten sowie das daraus abgeleitete Verständnis über die Schwere der Flut.

	Ort	Viele Beobachter				Keine Beobachter			
		WT-B-T		WT-B-N		WT-K-T		WT-K-N	
		Tag	Verst.	Nacht	Verst.	Tag	Verst.	Nacht	Verst.
2020,00 - Smart U	Warnzeitpunkt lt. Graham	15		-15		-37		-82	
	St. Anton	37	vage	7	präzise	-15	präzise	-60	präzise
	St. Jakob	43	vage	13	präzise	-9	präzise	-54	präzise
	Pettneu	51	vage	21	präzise	-1	präzise	-46	präzise
	Schnann	64	vage	34	präzise	12	präzise	-33	präzise
	Flirsch	72	vage	42	präzise	20	präzise	-25	präzise
2010,00 - Smart	Warnzeitpunkt lt. Graham	15		-15		-40		-85	
	St. Anton	40	vage	10	präzise	-12	präzise	-57	präzise
	St. Jakob	48	vage	18	präzise	-4	präzise	-49	präzise
	Pettneu	59	vage	29	präzise	7	präzise	-38	präzise
	Schnann	69	vage	39	präzise	17	präzise	-28	präzise
	Flirsch	78	vage	48	präzise	26	präzise	-19	präzise
2015,00 - MPM	Warnzeitpunkt lt. Graham	15		-15		-40		-85	
	St. Anton	40	vage	10	präzise	-12	präzise	-57	präzise
	St. Jakob	47	vage	17	präzise	-5	präzise	-50	präzise
	Pettneu	58	vage	28	präzise	6	präzise	-39	präzise
	Schnann	69	vage	39	präzise	17	präzise	-28	präzise
	Flirsch	77	vage	47	präzise	25	präzise	-20	präzise
2021,50 - Pierce	Warnzeitpunkt lt. Graham	15		-15		-35		-80	
	St. Anton	35	vage	5	präzise	-17	präzise	-62	präzise
	St. Jakob	41	vage	11	präzise	-11	präzise	-56	präzise
	Pettneu	49	vage	19	präzise	-3	präzise	-48	präzise
	Schnann	62	vage	32	präzise	10	präzise	-35	präzise
	Flirsch	70	vage	40	präzise	18	präzise	-27	präzise

Tabelle 7.20: Zusammenstellung über die Vorwarnzeiten sowie über das Verständnis der Schwere der Flut - Methode nach *Graham*

Zur Erfassung der Schwere der Flut kann das Untersuchungsgebiet in Zonen mit leichter sowie mittlerer Schwere der Flut unterteilt werden. Eine starke Schwere der Flut tritt nach *Graham* [159] etwa unmittelbar nach der Stauanlage oder beim Versagen von Betonsperren auf. Folgende Grenzen zwischen leichter und mittlerer Schwere werden für die Opferzahlenermittlung herangezogen (vgl. Kapitel 5.12.2).

- Wassertiefe h
 - Leichte Schwere: $h < 3,0 \text{ m}$
 - Mittlere Schwere: $h \geq 3,0 \text{ m}$
- Parameter DV
 - Leichte Schwere: $DV < 4,6$
 - Mittlere Schwere: $DV \geq 4,6$
- Parameter hv
 - Leichte Schwere: $hv < 4,6$
 - Mittlere Schwere: $hv \geq 4,6$

Zur Bestimmung des Parameters DV wird das Untersuchungsgebiet in neun Sektoren unterteilt, für welche jeweils ein Wert für DV ermittelt wird [153]. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass sich der Parameter hv in der Arbeit von *Jonkman* findet und dieser zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse auch für die Methode nach *Graham* herangezogen wird. In Abhängigkeit des betrachteten Parameters wird in weiterer Folge für jedes Gebäude die Schwere der Flut ermittelt. Im finalen Schritt werden jene, von *Graham* angegebenen Opferraten (siehe Tabelle 5.22) für jedes betroffene Gebäude angesetzt. Für die zuvor festgelegten Zeitkategorien werden nun die Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung präsentiert.

7.5.1.1 Opferzahlen Winter-Februar

Am Beginn der Auswertungen stehen die Opferzahlen in der Zeitkategorie Winter-Februar. In den Abbildungen 7.40 bzw. 7.41 sind die zu erwartenden Opfer der unterschiedlichen Versagensszenarien in Abhängigkeit des jeweiligen Parameters zur Einschätzung der Schwere der Flut zu sehen. Der allgemeine Vergleich zwischen den Opferzahlen in

der Nacht (N) und am Tag (T) zeigt klar die Maximalwerte der Opferzahlen für den Versagensfall in der Nacht. Dieses Verhalten ist klar auf die stark touristische Prägung des Untersuchungsgebietes zurückzuführen. Speziell im Winter befinden sich tagsüber viele Personen auf den Skipisten, wohingegen sie sich nachts in den Hotels aufhalten. Weiters sind in der Vorwarnkategorie „keine Beobachter (K)“ höhere Opferzahlen zu verzeichnen als bei der Kategorie „viele Beobachter (B)“. Besonders markant ist dieser Effekt für den Versagensfall untertags. Deutlich zu erkennen ist die starke Streuung sowohl zwischen den Parametergruppen als auch zwischen den einzelnen Versagensszenarien. Für den Schwereparameter DV können im Allgemeinen die höchsten Werte betreffend der Opferzahlen festgestellt werden. Unter Bezugnahme auf den Schwereparameter der Wassertiefe h sind die geringsten Werte zu verzeichnen. Die Opferzahlen bei beiden Zeitkategorien sind direkt proportional zu den Spitzenabflüssen Q_P der Versagensszenarien.

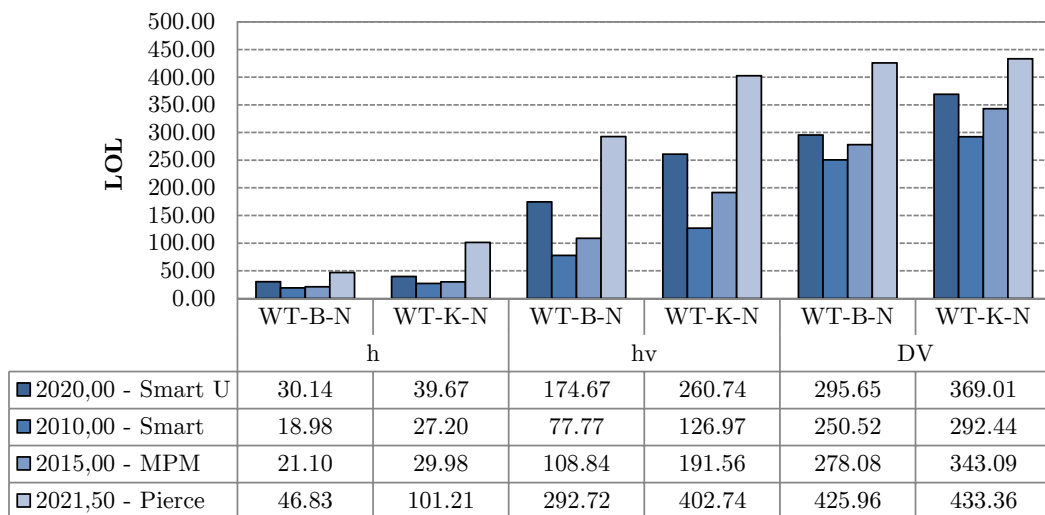


Abbildung 7.40: Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter-Februar Nacht - Methode nach *Graham*

Hinsichtlich der Qualität der Ergebnisse kann folgendes festgehalten werden: Aufgrund der Zoneneinteilung zur Ermittlung des Schwereparameters DV werden lokale Effekte in den Überflutungsgebieten nicht erfasst. Diese Tatsache resultiert im Allgemeinen in höheren Opferzahlen, verglichen mit jenen, welche sich auf den Schwereparameter hv stützen. Die Ergebnisse auf Basis des Parameters hv sind hinsichtlich ihrer Datengüte höher

einzuordnen, da für ein jedes Gebäude die Wassertiefe h und die Strömungsgeschwindigkeit v aus der Flutwellenanalyse ausgewertet wird und somit eine genaue Einteilung betreffend der Schwere der Flut getroffen werden kann. Wird hingegen lediglich die Wassertiefe h als Parameter zur Einteilung der Schwere der Flut herangezogen, werden die Opferzahlen eher unterschätzt. Diese Verhalten ist klar auf die doch hohen Fließgeschwindigkeiten im Bereich der Ortschaften St. Anton und Pettneu zurückzuführen (siehe Abbildung 7.32 bzw. 7.35).

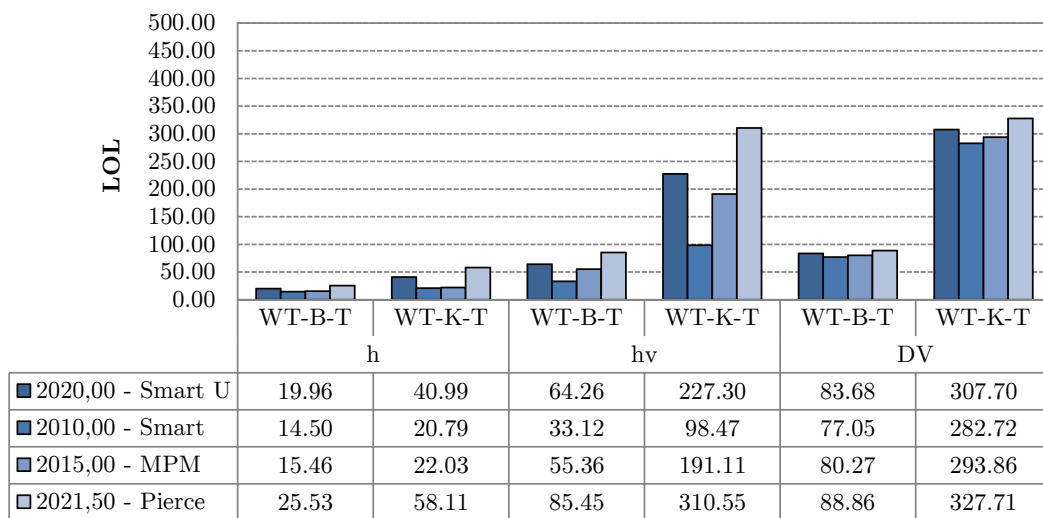


Abbildung 7.41: Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter-Februar Tag - Methode nach *Graham*

7.5.1.2 Opferzahlen Sommer-August

Für die Zeitkategorie Sommer-August können aufgrund der Opferzahlauswertung folgende Aussagen getroffen werden: Bei Betrachtung der Kategorie Sommer-August Nacht (siehe Abbildung 7.42) können abermals die höchsten Opferzahlen unter Bezugnahme des Schwereparameters DV ermittelt werden. Wird die Wassertiefe h zur Beurteilung herangezogen, so ergeben sich, wie bereits für die Zeitkategorien Winter-Februar (siehe Kapitel 7.5.1.1) die geringsten Werte für die möglichen Todesopfer. Abermals zeigt sich auch ein direkt proportionales Verhältnis von Spitzenabfluss Q_P und Opferzahl LOL.

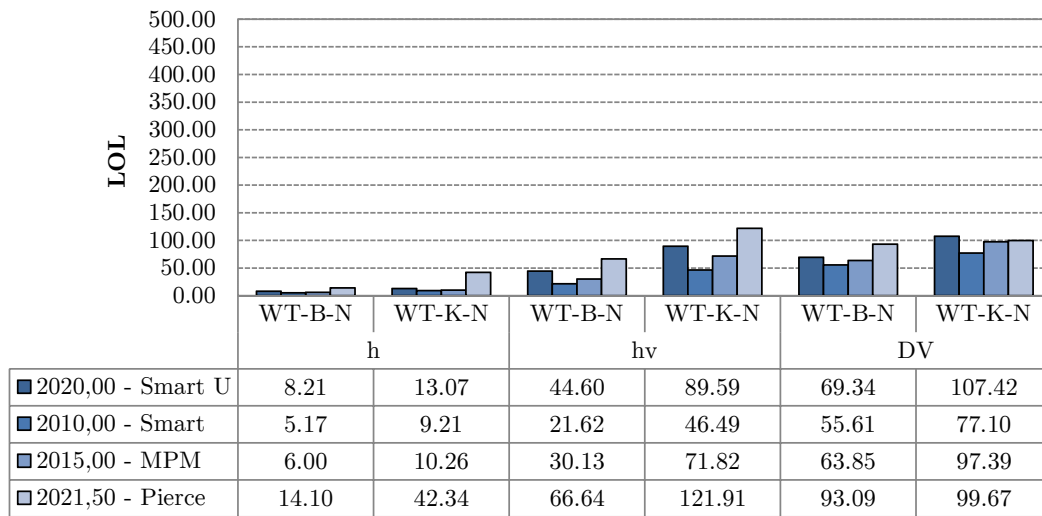


Abbildung 7.42: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-August Nacht - Methode nach *Graham*

Die Auswertung zur Zeitkategorie Sommer-August Tag (siehe Abbildung 7.43) zeigt größtenteils ein ähnliches Bild, wie die vergleichbare Kategorie im Winter-Februar. Spitzenabfluss Q_P und Opferzahlen verhalten sich direkt proportional und sind jedenfalls geringer als die vergleichbaren Werte der Zeitkategorie Nacht. Abermals ergeben sich die höchsten zu erwartenden Todesopfer für den Schwereparameter DV . Die Unterschiede zwischen den einzelnen Vorwarnkategorien fallen wie bereits im Winter (vgl. Kapitel 7.5.1.1) für die Zeitkategorie Tag stärker aus, als für die Zeitkategorie Nacht. Bei der Betrachtung der absoluten Zahlen kann klar erkannt werden, dass für die Zeitkategorie Sommer-August, in Unabhängigkeit der jeweiligen Tageszeit bis zu 60 % geringere Opferzahlen zu erwarten sind, als zur touristischen Hochsaison im Winter-Februar.

Führt man sich nun zum Vergleich die Absolutzahlen der gefährdeten Bevölkerung PAR vor Augen (siehe Abbildung 7.39), so erscheinen die ermittelten Opferzahlen im direkten Vergleich durchaus plausibel. Unterscheiden sich doch auch die Werte für PAR in den Zeitkategorien Winter-Februar und Sommer-August etwa um einen Faktor 3.

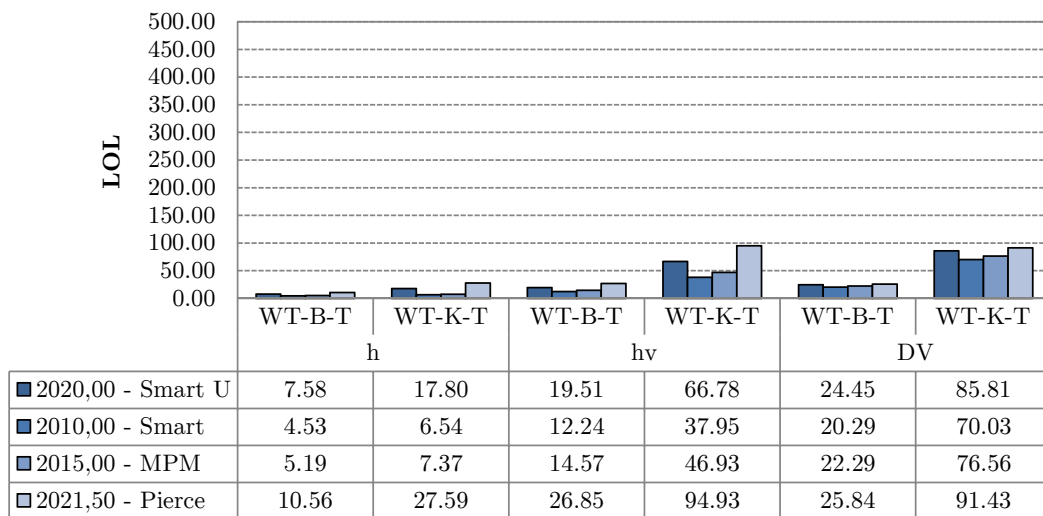


Abbildung 7.43: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-August Tag - Methode nach *Graham*

7.5.1.3 Opferzahlen Sommer-Mai

Vor dem Hintergrund von geringeren Werten betreffend der gefährdeten Personen PAR für den Versagensfall in der Nacht (vgl. Abbildung 7.39 - Schulen und Kindergärten sind nachts nicht belegt), ergeben sich auch geringere Opferzahlen für diese Zeitkategorie (siehe Abbildung 7.44). Es zeigen sich wiederum nur geringe Unterschiede innerhalb der Vorwarnkategorien „keine Beobachter“ und „viele Beobachter“. Der festgestellte Trend aus den bereits durchgeführten Auswertungen kann also bestätigt werden. Ein auffälliges Ergebnis zeigt sich in der Kategorie WT-K-N, bezogen auf *DV*. An dieser Stelle kann das proportionale Verhalten von Spitzenabfluss Q_P und Opferzahl LOL nicht bestätigt werden.

Für die Zeitkategorie Sommer-Mai Tag (siehe Abbildung 7.45) ergeben sich wiederum größere Unterschiede bei den jeweiligen Vorwarnkategorien. Abermals ergeben sich die geringsten Werte für die Opferzahlen bei Betrachtung der Wassertiefe *h* als Parameter für die Schwere der Flut, wohingegen beim Parameter *DV* die höchsten Opferzahlen zu verzeichnen sind.

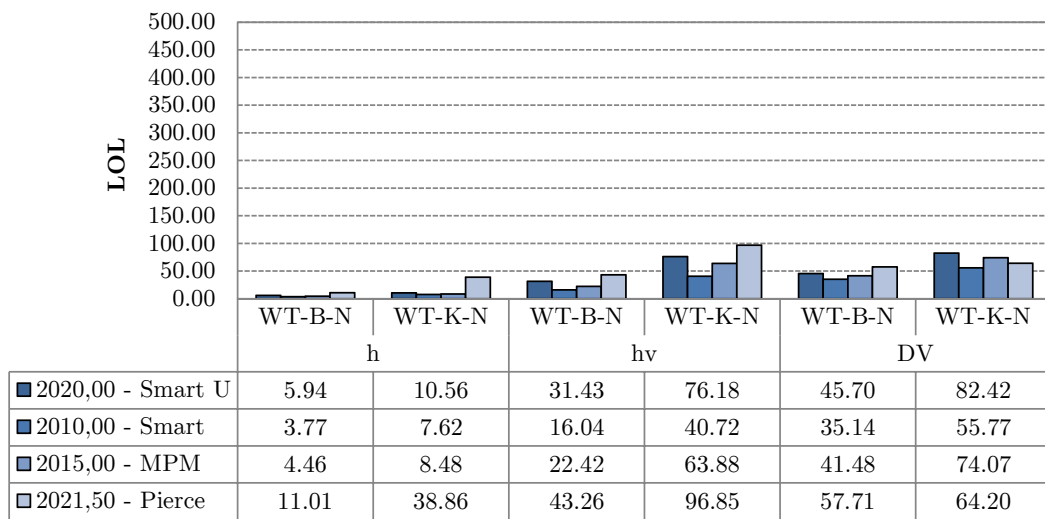


Abbildung 7.44: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-Mai Nacht - Methode nach Graham

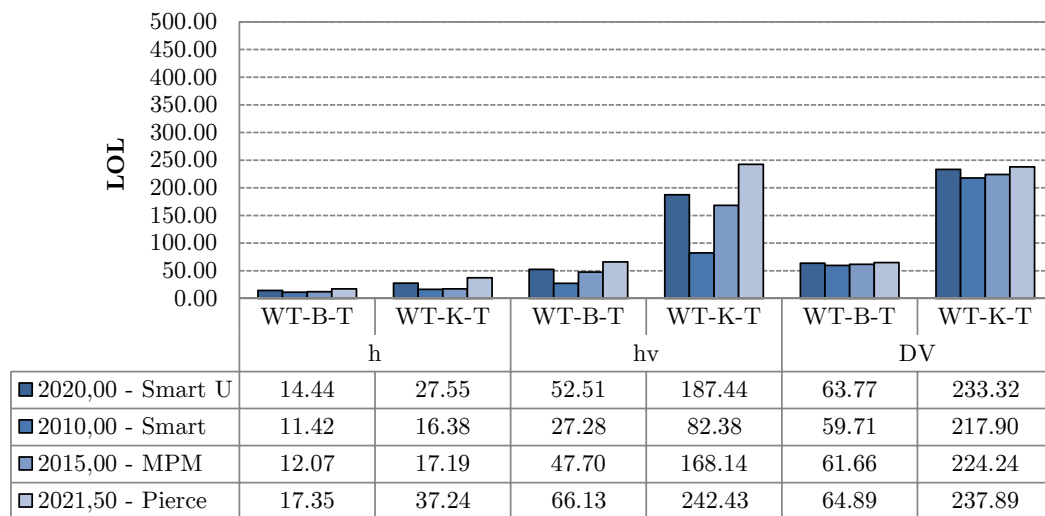


Abbildung 7.45: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-Mai Tag - Methode nach Graham

7.5.1.4 Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung - Methode nach Graham

Wie die Auswertung der einzelnen Zeitkategorien zeigt, divergiert die Anzahl der potentiellen Todesopfer doch beträchtlich. Hinsichtlich der Ergebnisqualität können jene Opferzahlen, welche sich auf den Parameter hv stützen, als glaubwürdiger angesehen werden, als jene, ermittelt über die Schwereparameter DV oder h . Speziell in den Ortschaften St. Anton und Pettneu können doch beträchtliche Strömungsgeschwindigkeiten festgestellt werden, wodurch sich ein Heranziehen des Parameters hv und eine damit verbundene, aufwändigere Ermittlung der Opferzahlen rechtfertigen lässt. Für eine schnelle und hinlänglich genaue Abschätzung der Opferzahlen LOL kann eine Ermittlung über den Parameter DV durchaus in Betracht gezogen werden.

Die zu erwartenden Todesopfer stehen jedenfalls in einem direkten Verhältnis zur Größe des Spitzenabflusses Q_P . Weiters zeigt die unterschiedliche Berücksichtigung der Beobachter bei der Stauanlage einen starken Einfluss auf die Opferzahlen. Speziell am Tag werden die Opferzahlen durch diesen Effekt stärker beeinflusst als in der Nacht.

7.5.2 Methode nach Jonkman

Die Bewertung des Schadenspotentials anhand der Methode nach *Jonkman* wird nach der, in Kapitel 5.12.3 vorgestellten Vorgehensweise für die Case Study der Stauanlage Kartell durchgeführt. Die beschriebenen Schritte des Verfahrens stellen sich wie folgt dar:

1. Analyse der Flutwellencharakteristika

Für die bereits bekannten Versagensszenarien (siehe Kapitel 7.4.1 bzw. 7.5.1) werden neben den maximalen Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten (siehe Kapitel 7.4) noch zusätzlich die Wasseranstiegsraten w für die festgelegten Pegelpunkte (siehe Tabelle 7.16) ermittelt. Es kann festgestellt werden, dass für jeden Pegelpunkt, die von *Jonkman* [89] angegebene Grenze für die Wasseranstiegsrate von $w = 0,5 \text{ m/h}$ überschritten wird. Folglich kann für das gesamte Untersuchungsgebiet dieser Grenzwert angesetzt werden.

2. Ermittlung der Anzahl der betroffenen Bevölkerung

Die Anzahl der Personen im Überflutungsgebiet wurde bereits für die Methode nach *Graham* ermittelt und dient in weiterer Folge als Basis für die Opferzahlenermittlung nach *Jonkman*. Es folgt eine Abminderung dieser Werte aufgrund von Effekten wie Evakuierung oder einem eventuell vorhandenen Schutzraum.

Um nun die Evakuierung selbst beurteilen zu können, muss jene verfügbare Zeit sowohl vor als auch nach der Überschwemmung abgeschätzt werden. Die gesamte verfügbare Zeit für die Evakuierung setzt sich aus diesen beiden Teilen zusammen. *Jonkman* gibt dabei in seiner Arbeit [89] eine verfügbare Zeit vor der Überschwemmung von 12 Stunden, für den Fehlermechanismus Überströmen an (vgl. Tabelle 5.23). Die verfügbare Zeit nach der Überschwemmung lässt sich aus den Ankunftszeiten der jeweiligen Flutwellen (siehe Tabelle 7.17) ermitteln. Innerhalb dieser Zeit können nach *Jonkman* 50 % der Bevölkerung verständigt und in weiterer Folge Evakuierungsmaßnahmen eingeleitet werden.

Im nächsten Schritt wird die erforderliche Zeit, um Personen aus dem Gefahrengebiet zu bringen, abgeschätzt (siehe dazu Tabelle 5.24). An dieser Stelle wird eine Einteilung in die Kategorien „vorhergesehene Flut - vorbeugende Evakuierung (VE)“ und „unvorhergesehene Flut - erzwungene Evakuierung (EE)“ vorgenommen. Für den Fall einer vorbeugenden Evakuierung ergibt sich für 50 % der gefährdeten Personen der Anteil von evakuierten Personen zu $0,9 \cdot PAR_{50}$. Bei einer erzwungenen Evakuierung beträgt der Anteil $0,76 \cdot PAR_{50}$.

Nach *Jonkman* können jene Gebäude, welche mehr als drei Stockwerke aufweisen, als sicher angesehen werden. Das Untersuchungsgebiet wird im nächsten Schritt hinsichtlich der unterschiedlichen Gebäude untersucht und die Anzahl jener Personen, welche darin einen Schutzraum finden, errechnet. Für die genaue Ermittlung dieser Zahlen darf auf die Arbeit von *Tröthann* [153] verwiesen werden. Weiters wird angenommen, dass Rettungsmaßnahmen im untersuchten Gebiet nur eine untergeordnete Rolle spielen, da sowohl die Ankunftszeiten der Flutwellen als auch jene Zeiten, bis die Wasserstände wieder sinken, sehr kurz sind. Die Rettungsmaßnahmen können also vielmehr als Versorgungsmaßnahmen der überlebenden Personen angesehen werden.

Ausgehend von den Faktoren betreffend Evakuierung und Schutzräumen kann im letzten Schritt die Anzahl jener Personen, die der Flut ausgesetzt sind (EXP), ermittelt werden. Eine Zusammenstellung der betroffenen Personen sowohl für die unterschiedlichen Zeit-

kategorien als auch Evakuierungskategorien findet sich in den Abbildungen 7.46 bzw. 7.47.

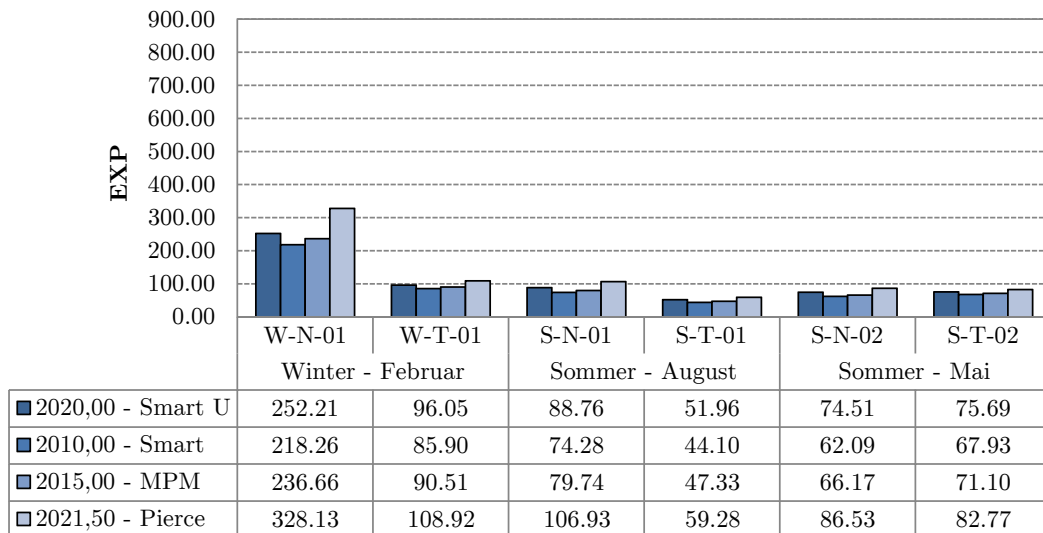


Abbildung 7.46: Anzahl der Personen, die der Flut ausgesetzt sind (EXP) - vorbeugenden Evakuierung (VE) - Methode nach *Jonkman*

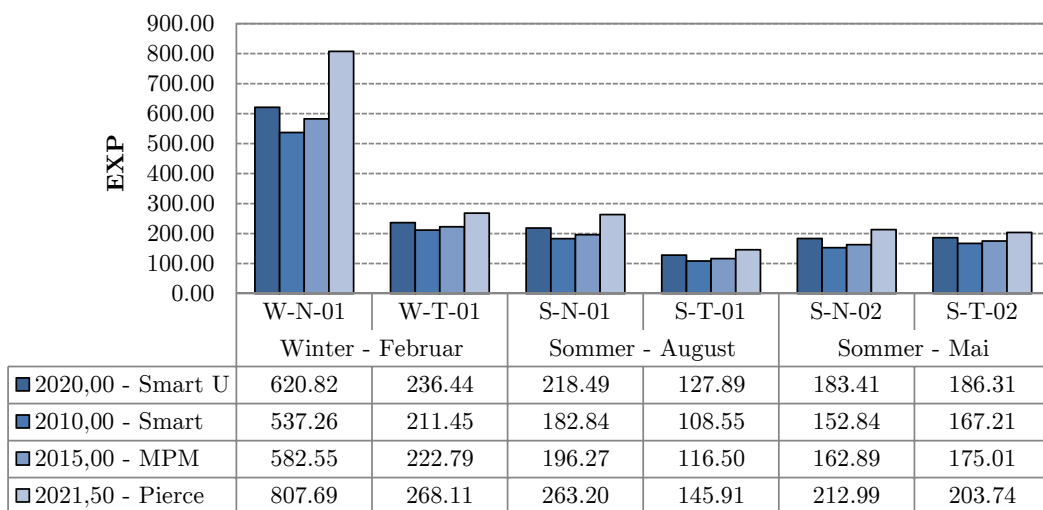


Abbildung 7.47: Anzahl der Personen, die der Flut ausgesetzt sind (EXP) - erzwungene Evakuierung (EE) - Methode nach *Jonkman*

3. Ermittlung der Opferraten

Zur Ermittlung der Opferraten wird das Untersuchungsgebiet in unterschiedliche Zonen eingeteilt. Dies erfolgt auf Grundlage der Parameter Wassertiefe h , Strömungsgeschwindigkeit v und Wasseranstiegsrate w . Für die folgenden Auswertungen betreffend der Opferzahlen wird zuerst das Untersuchungsgebiet in die Zonen Bruchzone (BZ), Zone mit schnellem Wasseranstieg (ZMSW) und übrige Zone (ÜZ) eingeteilt. Im konkreten Fall erstreckt sich die Bruchzone, mit Ausnahme von Randgebieten, annähernd über das gesamte Untersuchungsgebiet. Für eine weitere Auswertung wird die Bruchzone im untersuchten Gebiet zur Zone mit schnellem Wasseranstieg gezählt. Diese Einteilung wird aufgrund der Tatsache gerechtfertigt, dass nach *Jonkman* die Bruchzone direkt hinter der Sperrenstellen auftritt. Zur detaillierten Ermittlung der Überflutungszone darf an dieser Stelle auf [153] verwiesen werden. Die anzusetzenden Opferraten finden sich in den Gleichungen 5.98 bis 5.103.

7.5.2.1 Opferzahlen Winter-Februar

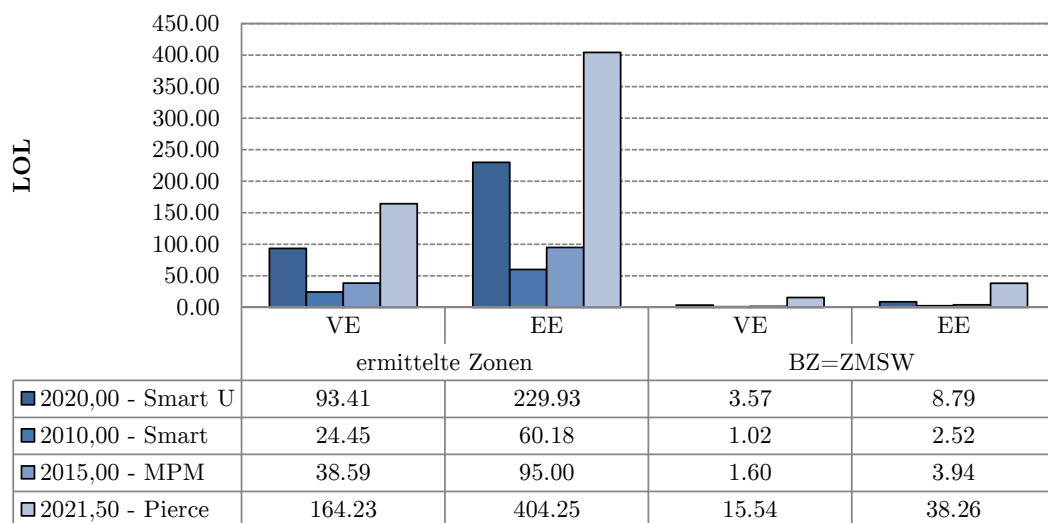


Abbildung 7.48: Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter-Februar Nacht - Methode nach *Jonkman*

Am Beginn der Auswertungen stehen abermals die Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter-Februar. Für den Versagensfall in der Nacht (siehe Abbildung 7.48) ergeben sich bei einer Gleichsetzung der Bruchzone mit der Zone mit schnellem Wasseranstieg wesentlich geringere Opferzahlen, verglichen mit den Ergebnissen, bei einer Berücksichtigung der Bruchzone.

Jene Versagensszenarien mit den höchsten Werten beim Spitzenabfluss Q_P , ergeben weiters die meisten zu erwartenden Todesopfer. Speziell bei der Betrachtung der ursprünglich ermittelten Überflutungszonen fallen die Unterschiede zwischen den einzelnen Szenarien deutlicher aus, als bei der Methode nach *Graham* (vgl. Abbildung 7.40). Weiters sind für eine erzwungene Evakuierung die zu erwartenden Opfer um etwa den Faktor 2 größer, verglichen mit einer vorbeugenden Evakuierung. An dieser Stelle kann ein Vergleich zu den Kategorien „viele Beobachter“ und „keine Beobachter“ nach der Methode nach *Graham* angestellt werden (vgl. erneut Abbildung 7.40).

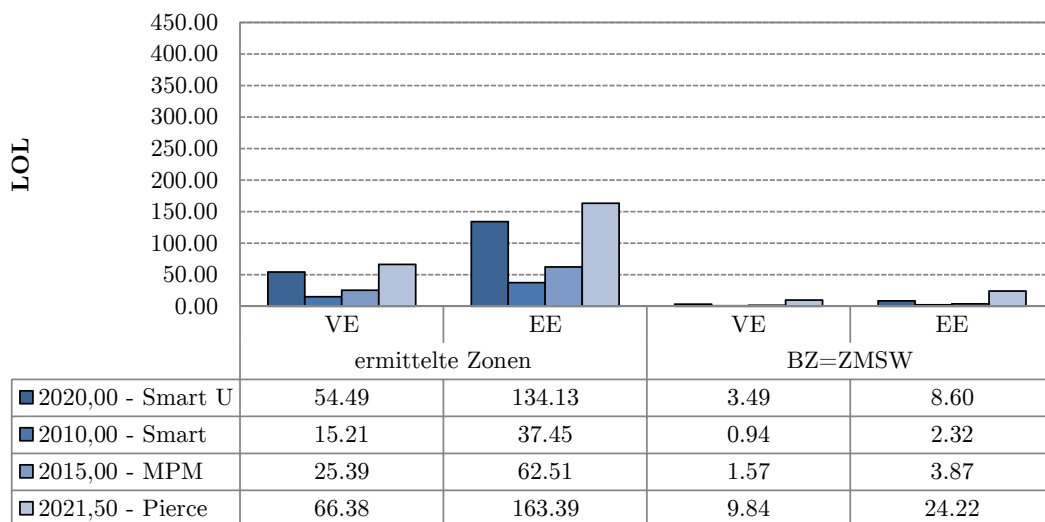


Abbildung 7.49: Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter-Februar Tag - Methode nach *Jonkman*

Für die Zeitkategorie Winter-Februar Tag (siehe Abbildung 7.49) können erwartungsgemäß geringere Opferzahlen ermittelt werden, verglichen mit dem nächtlichen Versagensfall. Die ermittelten Opferzahlen divergieren etwa für das Versagensszenario *2021,50 - Pierce* um einen Faktor 2,5 bei einer Betrachtung hinsichtlich der Zeitkategorien Tag und

Nacht. Für jene Szenarien mit den geringeren Werten im Spitzenabfluss Q_P ist dieser Unterschied jedoch geringer. Innerhalb der Zeitkategorie ergeben sich erneut wesentlich geringer Opferzahlen bei einer Adaptierung der Bruchzone zur Zone mit schnellem Wasseranstieg. Die bereits festgestellten Unterschiede zwischen den Kategorien, welche das Evakuierungsverhalten berücksichtigen, können wieder bestätigt werden. Für eine erzwungene Evakuierung sind die zu erwartenden Opferzahlen etwa um den Faktor 2,5 größer, verglichen mit einer vorbeugenden Evakuierung.

7.5.2.2 Opferzahlen Sommer-August

Für die Zeitkategorie Sommer-August Nacht (siehe Abbildung 7.50) fallen die Opferzahlen wesentlich geringer aus, verglichen mit jenen aus der Zeitkategorie Winter-Februar Nacht. Abermals ergeben sich die meisten, zu erwartenden Todesopfer für das Szenario eines Überstaus *2021,50 - Pierce* bei erzwungener Evakuierung und einer Miteinbeziehung der Bruchzone. Bei der Adaptierung der Bruchzone zur Zone mit schnellem Wasseranstieg fallen die Opferzahlen erwartungsgemäß wesentlich geringer aus.

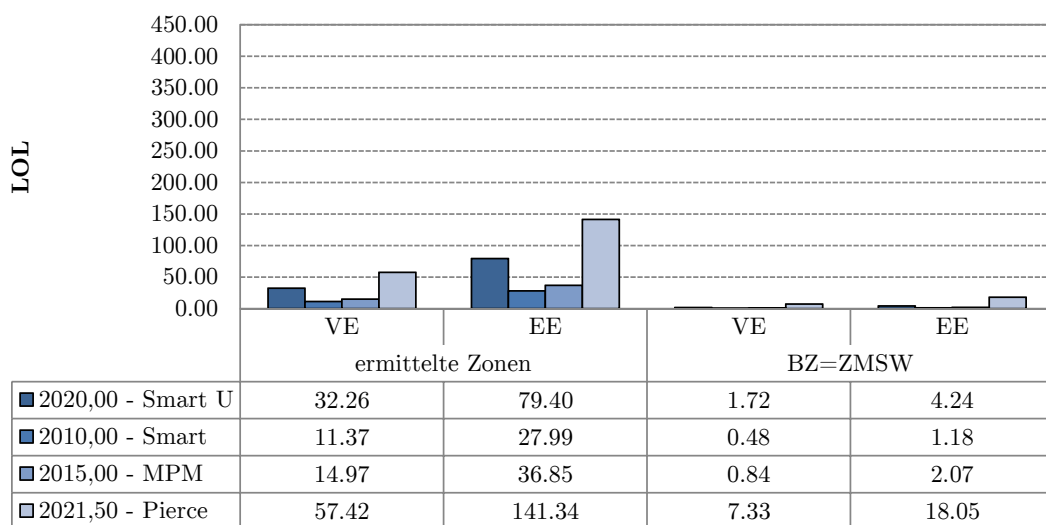


Abbildung 7.50: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-August Nacht - Methode nach *Jonkman*

Für den Versagensfall untertags (siehe Abbildung 7.51) können wiederum geringere Opferzahlen ermittelt werden, verglichen mit der Kategorie Sommer-August Nacht (vgl. Abbildung 7.50). Die Unterschiede bei den einzelnen Versagensszenarien fallen ebenso geringer aus. Der Einfluss des Spitzenabfluss auf die zu erwartenden Todesopfer ist in jedem Fall geringer, als bei der Vergleichskategorie Winter-Februar Tag (vgl. Abbildung 7.49).

Die ermittelten Opferzahlen der beiden Zeitkategorien lassen sich in guter Näherung mit jenen, ermittelt nach der Methode nach *Graham*, Schwereparameter *hv* und „keine Beobachter“ vergleichen (vgl. Abbildung 7.42 bzw. 7.43).

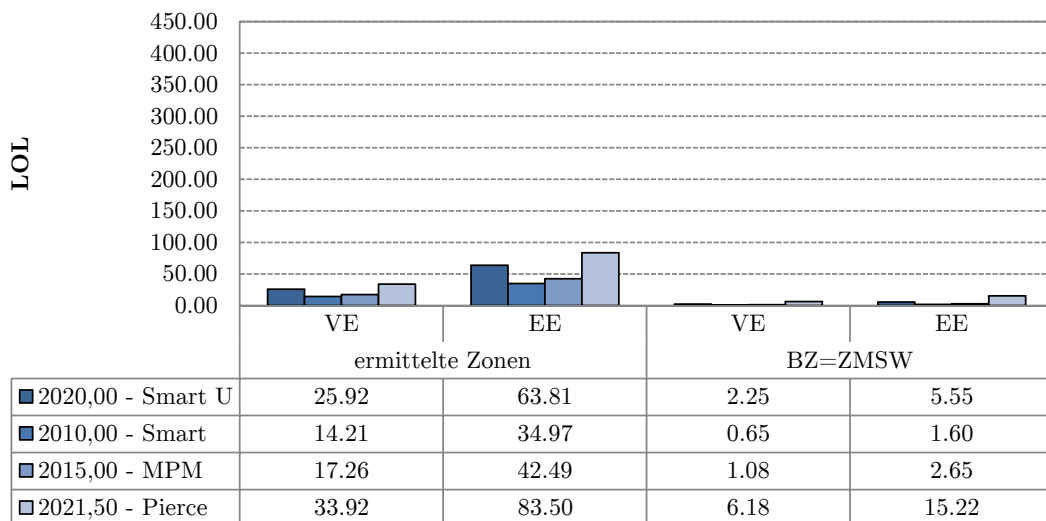


Abbildung 7.51: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-August Tag - Methode nach *Jonkman*

7.5.2.3 Opferzahlen Sommer-Mai

Wie bereits bei der Opferzahlenermittlung nach der Methode nach *Graham* (siehe Kapitel 7.5.1.3) ist bei der Zeitkategorie Sommer-Mai tagsüber mit den höchsten Opferzahlen zu rechnen. Grund dafür sind die belegten Schulen und Kindergärten in St. Anton. Die bisher festgestellten Besonderheiten innerhalb der Opferzahlenermittlung nach *Jonkman* können auch bei dieser Zeitkategorie festgestellt werden. Große Unterschiede bei den Absolutwerten der Todesopfer ergeben sich aufgrund der Zoneneinteilung des Überflutungsgebietes, der jeweiligen Evakuierungskategorie sowie aufgrund des jeweiligen Versagensszenarios.

In den folgenden Abbildungen 7.44 bzw. 7.45 sind die ermittelten Opferzahlen in gewohnter Art und Weise dargestellt.

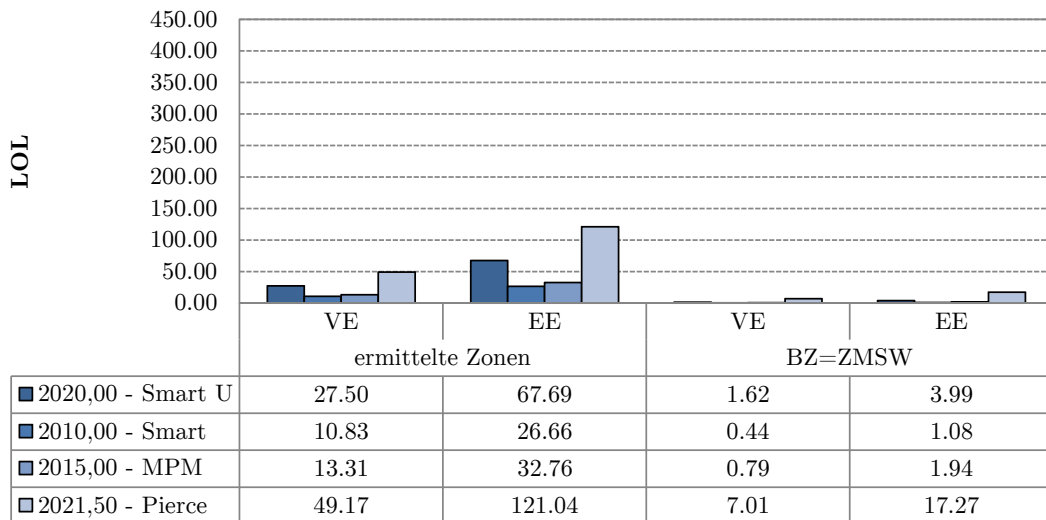


Abbildung 7.52: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-Mai Nacht - Methode nach Jonkman

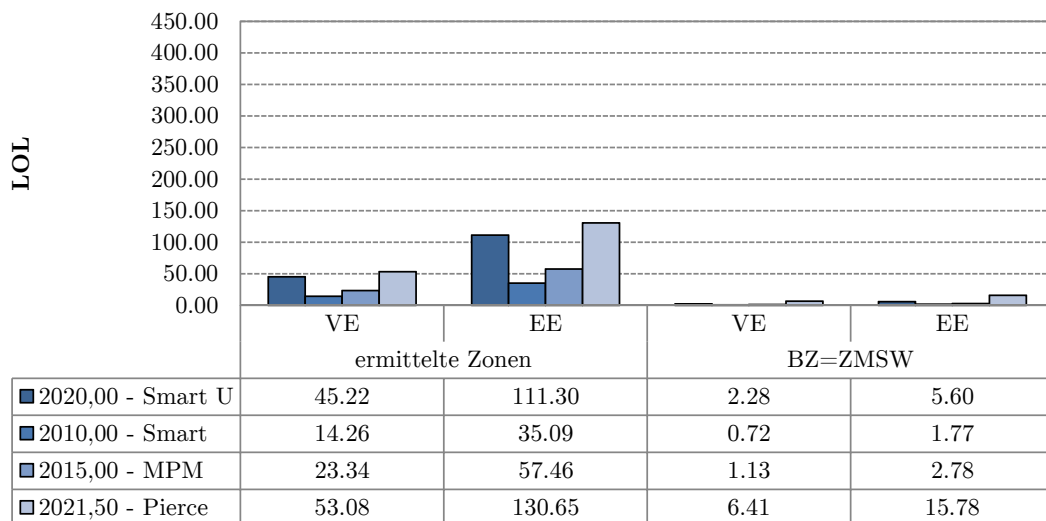


Abbildung 7.53: Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-Mai Tag - Methode nach Jonkman

7.5.2.4 Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung - Methode nach Jonkman

Die Opferzahlenermittlung mittels der Methode nach *Jonkman* lässt sich wie folgt zusammenfassen: Es zeigen sich große Unterschiede in den Ergebnissen, in Abhängigkeit der Einteilung der Überflutungszonen. Wird die Bruchzone mit der Zone mit schnellem Wasseranstieg gleichgesetzt (BZ=ZMSW), so ergeben sich deutlich geringere Opferzahlen. Klare Unterschiede können auch innerhalb einer Zeitkategorie festgestellt werden. So ergeben sich für die Kategorien Winter-Februar Nacht und Sommer-August Nacht jedenfalls höhere Opferzahlen, verglichen mit den jeweiligen Kategorien untertags. Hinsichtlich der Evakuierungskategorie können bei einer vorbeugenden Evakuierung deutlich geringere Opferzahlen ermittelt werden. In guter Näherung lassen sich die Kategorien „vorhergesehene Flut - vorbeugende Evakuierung (VE)“ und „unvorhergesehene Flut - erzwungene Evakuierung (EE)“ mit „viele Beobachter“ und „keine Beobachter“ nach *Graham* vergleichen.

7.5.3 Schlussfolgerung aus der Opferzahlenermittlung

Die Ergebnisse aus der Opferzahlenermittlung nach den Methoden nach *Graham* und *Jonkman* zeigen eine deutliche Abhängigkeit der zu erwartenden Todesopfer vom Spitzenabfluss der jeweiligen Abflussganglinie (vgl. Kapitel .6.4.3). Die Unterschiede in den Opferzahlen zwischen einem Versagen am Tag und in der Nacht sind für die Methode nach *Graham* jedoch weniger signifikant, verglichen mit den Ergebnissen aus den vorhergehenden Untersuchungen zur Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen. Exemplarisch ist an dieser Stelle der Zusammenhang zwischen Spitzenabfluss und Opferzahl wiederum nach der Methode nach *Graham* für Zeitkategorie Nacht und Tag, Vorwarnkategorie „keine Beobachter“ und Schwereparameter h_v sowie für die Methode nach *Jonkman* für eine „erzwungene Evakuierung“ angegeben. Speziell bei einem Versagensfall in der Nacht kann bei höheren Werten betreffend den Spitzenabfluss Q_p eine gute Vergleichbarkeit der beiden untersuchten Verfahren festgestellt werden. Bei der Methode nach *Jonkman* lassen sich bei für den Versagensfall untertags vergleichsweise geringe Opferzahlen ermitteln.

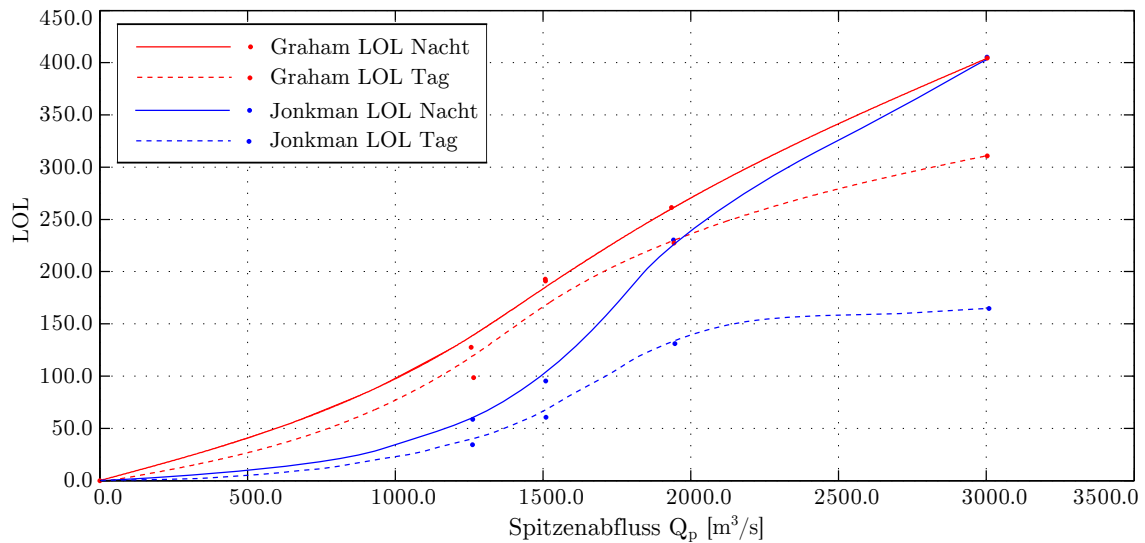


Abbildung 7.54: Opferzahlen in Abhängigkeit des Spitzenabflusses am Beispiel für die Zeitkategorien Winter Nacht und Tag - Methode nach *Graham* (Keine Beobachter - Schwereparameter h_v) und *Jonkman* (erzwungene Evakuierung)

Im Allgemeinen können nach dem Verfahren nach *Graham* höhere Opferzahlen ermittelt werden, verglichen mit den Ergebnissen aus dem Verfahren nach *Jonkman*. Für den gegenständlichen Fall sind die Ergebnisse nach *Graham* somit als strenger anzusehen und werden in weiterer Folge für die Evaluierung des Risikos herangezogen.

7.6 Evaluierung des Risikos

Im finalen Schritt werden die Ergebnisse aus den Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge eines geotechnischen Versagens sowie innerer Erosion mit den ermittelten Opferzahlen zufolge des Stauanlagenversagens zusammengefasst. Die Risikoevaluierung wird dabei, in analoger Weise zu Kapitel 6.5, mit Hilfe der doppelt-logarithmischen Diagramme nach *USBR*, *USACE*, und *ANCOLD* durchgeführt. Die Versagenswahrscheinlichkeiten der Anlage zufolge Böschungsversagen finden sich in den Kapiteln 7.2.2 bis 7.2.10. Die Opferzahlen können aus Kapitel 7.5 entnommen werden.

Für die Risikoevaluierung wird wiederum eine Unterscheidung in die Zeitkategorien

Sommer und Winter getroffen. Für die Zeitkategorie Winter wird von einem teilgefülltem Speicher mit einer Stauhöhe von 2010,00 müA und für die Kategorie Sommer von einem vollgefülltem Speicher auf Stauziel (Stauhöhe 2020,00 müA) ausgegangen. Für die Kategorie Sommer werden jene Opferzahlen aus den Kategorien Sommer-August und Sommer-Mai, ermittelt nach dem Szenario *2020,00 - Smart U* gemittelt. Für den winterlichen Versagensfall werden jene Opferwerte nach den Szenarien *2010,00 - Smart* und *2015,00 - MPM* gemittelt. Alle angesetzten Werte stützen sich auf den Schwereparameter h_v .

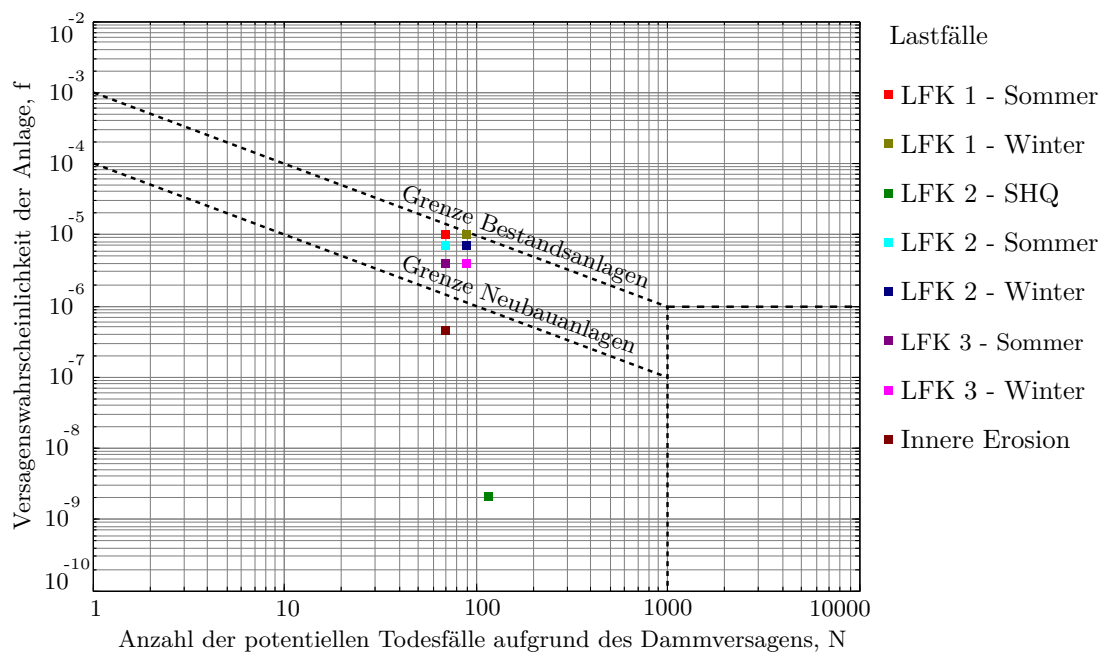


Abbildung 7.55: Risikoevaluierung der Stauanlage Kartell

In Abbildung 7.55 findet sich abschließend die Risikoevaluierung anhand der von *USBR* und *USACE* vorgeschlagenen Grenzen zur Tolerierbarkeit des Anlagenrisikos. Es kann festgestellt werden, dass sich die ermittelten Wertepaare aus den Versagenswahrscheinlichkeiten und potentiellen Todesopfern jedenfalls unterhalb der Grenze für Bestandsanlagen einordnen lassen. Die Versagensszenarien eines Überstaues auf *2021,50 - Pierce* (SHQ) sowie die das Versagen zufolge innerer Erosion kann zudem unterhalb der Grenze für Neubauanlagen eingeordnet werden.

Weiters können aus der Risikoevaluierung folgende Aussagen abgeleitet werden:

- Die ermittelten Versagenswahrscheinlichkeiten zufolge Böschungsbruch und innerer Erosion können unterhalb einer Grenze von $P < 1,0 \cdot 10^{-5}$ eingeordnet werden.
- Ein Versagen zufolge eines Verlustes der Standsicherheit der Dammböschungen kann als wahrscheinlicher eingestuft werden, verglichen mit einem Versagen zufolge innerer Erosion.
- Die untersuchten Lastfälle der Lastfallklasse 1 zeigen ein höheres Risiko, verglichen mit den Lastfallklassen 2 und 3.
- Die potentiellen Opferzahlen werden stark von der jeweiligen Tourismussaison im Unterliegergebiet beeinflusst.
- Trotz eines, im Allgemeinen geringeren Staustandes in der Wintersaison ist jedenfalls mit höheren Opferzahlen als im Sommer zu rechnen.
- Bei einer Speichernotabsenkung zeigt sich bei Öffnungsweiten des Grundablasses von $>29\%$ eine deutliche Abnahme der Sicherheit gegenüber Böschungsbruch an der wasserseitigen Dammböschung.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Das wesentliche Ziel dieser Arbeit war es, die Möglichkeiten einer probabilistischen Risikoanalyse für Staudämme aufzuzeigen, um damit einen ergänzenden Beitrag zum Gesamtprozess der Sicherheits- und Risikobeurteilung von Stauanlagen zu erarbeiten.

Der einleitende Teil der Arbeit lässt sich wie folgt zusammenfassen: Aus der Studie zu den möglichen Versagensursachen von Schüttdämmen können am Beginn der Risikoanalyse kritische Szenarien für die jeweilig untersuchten Anlage ermittelt werden. Es zeigt sich bereits an dieser Stelle die Notwendigkeit einer genauen Betrachtung der möglichen Versagensmechanismen an der zu untersuchenden Stauanlage. Im Beurteilungsprozess betreffend der Relevanz der einzelnen Mechanismen können das Versagen durch innere Erosion und Überströmen sowie durch den Verlust der Standsicherheit als hauptsächliche Versagensursachen ausgemacht werden. In einer später durchzuführenden Risikoanalyse sollte diesen Vorgängen besondere Beachtung beigemessen werden. In der Aufarbeitung bezüglich der Auffassung des Begriffes der Stauanlagensicherheit sowie der gesetzlichen Rahmenbedingungen zu dieser Thematik in Österreich, kann neben hohen Bemessungs- und Ausführungsstandards, auch ein sehr strenges Überwachungskonzept für Stauanlagen festgestellt werden. Aus einer Zusammenstellung von internationalen normativen Grundlagen zur Sicherheits- und Risikobeurteilung von Stauanlagen, ergeben sich vor allem aus dem angloamerikanischen Raum aber auch etwa aus Australien, viele Grundlagen für eine probabilistische Risikoanalyse. Folglich scheint es sinnvoll, das Konzept einer probabilistischen Betrachtung der Versagenwahrscheinlichkeit der Anlage sowie des daraus resultierenden Schadens im Versagensfall, als ergänzende Beurteilung der Sicherheit von österreichischen Stauanlagen aufzugreifen. Jene Grundlagen der einzelnen Verfahren, welche bei der Risikoanalyse eine Anwendung finden, werden im letzten Abschnitt der theoretischen Abhandlung vorgestellt. Ausgehend von einer klassischen deterministischen Denkweise, lässt sich eine Bogen über semiprobabilistische, bis hin zu probabilistische Sicherheitskonzepte spannen. Zeichnet sich eine probabilistische Heran-

gehensweise sicherlich durch aufwändigere Berechnungsabläufe, sowie eine Vielzahl an Untersuchungen und statistische Auswertungen aus, so lässt sich damit jedenfalls ein gewisses Optimierungspotential auf ökonomischer Ebene erzielen.

Die Ermittlung der Überströmwahrscheinlichkeit eines Staudammes lässt sich zumeist nur bei Kenntnis von hydrologischen Bemessungsereignissen, die hinsichtlich ihres Wiederkehrintervallen außerhalb der üblichen Bemessungswerte liegen, bewerkstelligen. Diese Tatsache erfordert bereits bei der Anlagenplanung die richtige Wahl von geeigneten hydrologischen Verfahren. An dieser Stelle muss jedoch auf die damit einhergehenden, inhärenten Unsicherheiten in der Ermittlung von hydrologischen Bemessungswerte hingewiesen werden. Speziell bei sehr großen Wiederkehrintervallen schränken nicht ausreichend vorhandene statistische Daten sowie das bisherige Verständnis über die meteorologisch-hydrologischen Zusammenhänge jene Bereiche, für die sich noch sinnvolle und vertretbare Bemessungswerte angeben lassen, in gewisser Weise ein. Ziel muss es an dieser Stelle daher sein, nicht nur bei der Anlagenplanung solche Extremszenarien, welche außerhalb des vorgesehen Bemessungsniveaus liegen, zu ermitteln, sondern auch das hydrologische Systemverständnis zu verbessern. Verfahren wie etwa die Fehlerbaumanalyse stellen eine Möglichkeit zur Ermittlung der Zuverlässigkeit von technischen Anlagen dar. Speziell bei der Quantifizierung von Ausfallwahrscheinlichkeiten von Entlastungseinrichtungen (Hochwasserentlastung, Grundablass) kann aus statistischen Daten zu Ausfällen von einzelnen Anlagenteilen (mechanische, hydraulische oder elektrische Komponenten), auf die Ausfallwahrscheinlichkeit der gesamten Entlastungsanlage geschlossen werden. Die Möglichkeiten der Fehlerbaumanalyse werden jedoch oftmals durch unzureichende statistische Aufzeichnungen eingeschränkt. Erstrebenswert wäre an dieser Stelle ein Zusammentragen einer umfangreichen Datengrundlage der Stauanlagenbetreiber, um zukünftig genauere Aussagen betreffend der Zuverlässigkeit von Hochwasserentlastungsanlagen oder Grundablässen treffen zu können. Die probabilistische Modellierung des Böschungsversagens von Dämmen mithilfe einer Monte-Carlo-Simulation stellt eine probate Möglichkeit zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit dar. Begrenzt wird die Aussagekraft dieser Herangehensweise durch Unsicherheiten in den Eingangsparametern. Umfangreiche bodenphysikalische Laboruntersuchungen sowohl vor der Bauausführung als auch während des Schüttens des Dammes verbessern die Genauigkeit einer probabilistischen Modellierung der geotechnischen Parameter.

Zur Erfassung der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion wird empfohlen,

ebenfalls auf statistische Ansätze zurückzugreifen. Sowohl eine ausschließliche Betrachtung anhand von historischen Ereignissen als auch die Darstellung des Versagensmechanismus der inneren Erosion mittels einer Fehlerbaumanalyse, zeigen vergleichbare Ergebnisse. Weiters können empirische Erosions- und Suffosionskriterien, wenn auch nur begrenzt, in diese Betrachtungen eingebunden werden. Ziel von zukünftigen Bestrebungen muss es daher sein, die Methoden zur probabilistischen Modellierung des Basiserdstoff-Filter Systems noch weiter zu verbessern. Ziel einer weiteren Forschungsarbeit muss auch die Verbesserung des Verständnisses betreffend der Breschenentwicklung beim Versagen von Schüttdämmen sein. Bei der Ermittlung der Abflussganglinien für den Versagensfall der Stauanlage ergeben sich in Abhängigkeit des gewählten Ansatzes oftmals große Streubreiten hinsichtlich des Spitzenabflusses. Die vorgestellten Verfahren zur Ermittlung des Schadenspotentials für den Fall eines Anlagenversagens liefern nur zum Teil vergleichbare Ergebnisse. Für den komplexen Vorgang einer Überflutung können sicherlich keine exakten Werte betreffend der Opferzahlen ermittelt werden, vielmehr lassen sich aber Bandbreiten von möglichen Opfern bestimmen, welche in einer abschließenden Evaluierung noch weiter eingegrenzt werden müssen.

Aus den durchgeführten Case Studies können die Unterschiede zwischen permanent und nicht-permanent eingestauten Anlagen aufgezeigt werden. Wenngleich beiden Anlagentypen dem Grunde nach das gleiche Bemessungsniveau aufweisen, so befinden sich große und dauerhaft eingestaute Anlagen oftmals in entlegenen alpinen Gebieten. Im Gegenzug dazu, befinden sich kleinere und nur selten eingestaute Rückhalteanlagen oftmals in direkter Nähe zu einem Siedlungsgebiet und es kann jedenfalls von einem möglichen Gefahrenpotential ausgegangen werden. Eine Einbeziehung dieses Anlagentyps in die Risikobetrachtung scheint somit begründet. Eine kurze Einstaudauer sowie ein hinreichend undurchlässiges Schüttmaterial erweisen sich als günstig betreffend der Sicherheit der Dammböschungen gegenüber Böschungsbruch. Weiters kann bei einer kurzen Dauer des Einstau- bzw. Entleervorganges von einem nur untergeordneten Potential, betreffend eines Versagens aufgrund von innerer Erosion, ausgegangen werden. Bei den Betrachtungen zur Böschungstabilität ergeben die planmäßigen Einwirkungen der Lastfallklasse 1 oftmals etwas höhere Versagenswahrscheinlichkeiten, verglichen mit den außerplanmäßigen oder extremen Einwirkungen der Lastfallklasse 2 und 3. Im Zuge der durchgeführten Flutwellenanalysen zeigen sich durchaus markante Unterschiede zwischen den unterschiedlichen Flutwellen. Eine umfassende Flutwellenanalyse sollte in jedem Fall eine Betrachtung

von unterschiedlichen Abflussganglinien aus dem Speicher beinhalten. Es empfiehlt sich an dieser Stelle eine Untersuchung von unterschiedlichen Speichereinhalten (Teilstau, Vollstau, Überstau) sowie von unterschiedlichen Ansätzen zur Breschenentwicklung. Bei der Bewertung des möglichen Schadens anhand von potentiellen Todesopfern streuen die Ergebnisse sowohl in Abhängigkeit des verwendeten Verfahrens als auch bei der Betrachtung von unterschiedlichen Parametern innerhalb eines Verfahrens. Weiters divergieren die Opferzahlen stark in Abhängigkeit der unterschiedlichen Zeitkategorien (saisonale und tageszeitliche Unterschiede). So können sich etwa aufgrund von touristischen Einflüssen auf die Anzahl an Personen im Gefahrengebiet, Unterschiede in den potentiellen Todesopfern von bis zu einem Faktor zwei ergeben.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass eine probabilistische Risikoanalyse einen brauchbaren Beitrag zur Beurteilung des Risikos und in weiterer Folge auch zur Steigerung der Sicherheit von Staudämmen beitragen kann. Der Anwender ist aber während des aufwendigen Vorganges angehalten, sich stets die inhärenten Unsicherheiten bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeiten der Stauanlage sowie des Schadenspotentials in seinen Berechnungen zu vergegenwärtigen.

Without any doubt, the true risk of any engineering system design or the true reliability of any model of a natural system will never be known exactly.

Ben Chie Yen (1986)

Literaturverzeichnis

- [1] ABOELATA, M. und D. S. BOWLES: *LIFESim: A Tool for Estimating and Reducing Life-Loss Resulting from Dam and Levee Failures*. Utah State University, 2008.
- [2] ADAM, D.: *Skriptum aus Grundbau und Bodenmechanik I*. Technische Universität Wien - Institut für Geotechnik - Forschungsbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik, 2010.
- [3] ANCOLD: *Guidelines on Risk Assessment*. Techn. Ber., Australian National Committee on Large Dams, 1994. ANCOLD - Guidelines.
- [4] ANCOLD: *Guidelines on Risk Assessment*. Techn. Ber., Australian National Committee on Large Dams, 2003. ANCOLD - Guidelines.
- [5] BAKER, R. und M. GARBER: *Theoretical Analysis of the Stability of Slopes*. Géotechnique, 28:395–411, 1978.
- [6] BARKER, M.: *Australian Risk Approach for Assessment of Dams*. In: *21st Century Dam Design - Advances and Adaptations*, S. 69–91. United States Society on Dams. 31st Annual USSD Conference, San Diego, California, 11.-15. April, 2011.
- [7] BAW: *Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK)*. Techn. Ber., Bundesanstalt für Wasserbau, 2013.
- [8] BAW: *Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB)*. Techn. Ber., Bundesanstalt für Wasserbau, 2013.
- [9] BERGER, M. und P. TSCHERNUTTER: *HWRB Mariasdorf/Tauchen - Versuchsbericht zu den hydraulischen Modellversuchen am Durchlassbauwerk*. Techn. Ber., Technische Universität Wien, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Forschungsbereich für Wasserbau, unveröffentlicht, 2014.
- [10] BFE: *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen - Teil A: Allgemeines*. Bundesamt für Energie, Sektion Aufsicht Talsperren, 2015.

-
- [11] BFE: *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen - Teil E: Notfallkonzept*. Bundesamt für Energie, Sektion Aufsicht Talsperren, 2015.
- [12] BIERBAUER, K.: *Ein Beitrag zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit bestehender Stahlbetonbauteile*. Doktorarbeit, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität der Bundeswehr München, 2008.
- [13] BISHOP, A. W.: *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*. Géotechnique, 5:7–17, 1955.
- [14] BMLFUW: *Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen*. Techn. Ber., Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft - Österreichische Staubeckenkommission, 1996.
- [15] BMLFUW: *Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 1-6*. Techn. Ber., Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft - Österreichische Staubeckenkommission, 1996-2001.
- [16] BMLFUW: *Leitfaden: Mindestanforderungen an den Stauanlagenverantwortlichen von Kleinen Stauanlagen*. Techn. Ber., Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft - Österreichische Staubeckenkommission, 2009.
- [17] BMLFUW: *Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren*. Techn. Ber., Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft - Österreichische Staubeckenkommission sowie Technische Universität Wien - Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, 2009.
- [18] BMLFUW: *Hochwasserrückhaltebecken - Arbeitsbehelf Grundablässe*. Techn. Ber., Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft sowie Amt der NÖ Landesregierung, Abteilung Wasserbau, 2011.
- [19] BOUCHAND, J.-P. und M. POTTERS: *Theory of Financial Risk and Derivative Pricing - From Statistical Physics to Risk Management*. Press Syndicate of the University of Cambridge, 2003.
- [20] BROICH, K.: *Computerunterstützte Analyse des Dammerosionsbruchs*. Doktorarbeit, Universität der Bundeswehr München, 1996.
- [21] BROICH, K.: *Damm- und Deichbruchberechnung mit dem Programm DEICH*. Techn. Ber., Ingenieurbüro Broich IBB, 2014.

-
- [22] BROWN, A. J. und J. D. GOSDEN: *Interim Guide to quantitative Risk Assessment for UK Reservoirs*. Department for Environment, Food and Rural Affairs (DEFRA), 2004.
- [23] BROWN, C. A. und W. J. GRAHAM: *Assessing the Threat to Life from Dam Failure*. Journal Of The American Water Resources Association, 24(6):1303–1309, 1988.
- [24] BRUNNER, G. W.: *HEC-RAS River Analysis System - Hydraulic Reference Manual*. US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center, 2016.
- [25] BUSCH, K. F. und L. LUCKNER: *Geohydraulik für Studium und Praxis*. Stuttgart, 1974.
- [26] BUSCH, K.-F., L. LUCKNER und K. TIEMER: *Geohydraulik*. Gebrüder Borntraeger, 1995.
- [27] CASTILLO-RODRIGUEZ, J. T., A. MORALES-TORRES und I. ESCUDER-BUENO: *A Risk-Informed Journey towards improved Dam Safety Governance in Spain*. In: *dam world 2015*. Second International Dam World Conference, Portugal, Lisabon, 21.-24. April, 2015.
- [28] CHOPRA, A. K.: *Earthquake Resistant Design of Concrete Gravity Dams*. Journal of the Structural Division, 104/6:953–971, 1978.
- [29] CHRISTOPH, G. und H. HACKL: *Starthilfe Stochastik*. B. G. Teubner, 2002.
- [30] CIRIA: *Risk and Reservoirs*. Construction Industry Research and Information Association, 1999. Draft Report RP568.
- [31] CIRIA: *Risk Management and UK Reservoirs*. Construction Industry Research and Information Association, 2000. Report C542.
- [32] CSA: *Risk Analysis Requirements and Guidelines*. Canadian Standards Association, 1991. CAN/CSA-Q634-91.
- [33] CYGANIEWICZ, J. M. und J. D. SMART: *U.S. Bureau of Reclamation's Use of Risk Analysis and Risk Assessment in Dam Safety Decision Making*. 2000. Twentieth International Congress on Large Dams: 19-22 September 2000, Beijing, China. Transactions, Vol. 1, Question 76. Paris: ICOLD. pp. 351-369.

-
- [34] DEFRA: *Reservoir Safety - Floods and Reservoir Safety Integration*. Department for Environment, Food and Rural Affairs, 2002. Final Report, Ref. XU0168 Rev A05.
- [35] DEFRA: *Research Contract: Reservoir Safety Advice, Engineering Guide to Emergency Planning for UK Reservoirs, Volume 1 of 3 : Main Guide Draft for informal consultation*. Department for Environment, Food and Rural Affairs, 2006. Job Number 0022203/ 206, Rev A04.
- [36] DEKAY, M. L. und G. H. MCCLELLAND: *Predicting Loss of Life in Cases of Dam Failure and Flash Flood*. Risk Analysis, 13(2):193–205, 1993.
- [37] DELGADO, F.: *Variables que Influyen en la Eficacia de un Filtro Granular Frente a la Erosión Interna de Bases Cohesivas*. Doktorarbeit, Universidad de Granada, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos., 2000.
- [38] DIN 19700-10: *Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2004.
- [39] DIN 19700-11: *Stauanlagen - Teil 11: Talsperren*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2004.
- [40] DIN 19700-12: *Stauanlagen - Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2004.
- [41] DIN 25424: *Fehlerbaumanalyse - Teil 1: Methode und Bildzeichen, Teil 2: Handrechenverfahren zur Auswertung eines Fehlerbaumes*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1981.
- [42] DIN 4084: *Baugrund - Geländebruchberechnungen*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2009.
- [43] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V: *Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen*. Beuth-Verlag GmbH, Berlin, Köln, 1981.
- [44] DIN EN ISO 14971: *Medizinprodukte, Anwendung des Risikomanagements auf Medizinprodukte*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2013.
- [45] DÜNKNER, R.: *Flutwellenanalyse beim Versagen von Schüttdämmen*. Diplomarbeit, Technische Universität Wien, 2017.

-
- [46] DUDEN: *Deutsches Universalwörterbuch*. Bibliographisches Institut, Mannheim, 7 Aufl., 2011.
- [47] EHSAN, S.: *Evaluation of Life Safety Risks related to severe Flooding*. Doktorarbeit, Universität Stuttgart, 2009.
- [48] EN 1997-1:2004: *Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Allgemeine Regeln*. Europäisches Komitee für Normung, 2004.
- [49] EN 1997-2:2007: *Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*. Europäisches Komitee für Normung, 2007.
- [50] EN 1998-1:2010: *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*. Europäisches Komitee für Normung, 2010.
- [51] ENERGIE- UND WIRTSCHAFTSBETRIEBE ST. ANTON GMBH: *Kollaudierungsunterlagen Wasserkraftwerk Kartell*. unveröffentlicht, 2013.
- [52] FELL, R., M. A. FOSTER, J. CYGANIEWICZ, G. L. SILLS, N. D. VROMAN und R. R. DAVIDSON: *Risk Analysis for Dam Safety: A Unified Method for Estimating Probabilities of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping*. URS Australia, New South Wales, Sydney, Australia, 2008.
- [53] FELL, R. und J.-J. FREY: *Internal Erosion of Dams and their Foundations*. Taylor & Francis Group, London, United Kingdom, 2007.
- [54] FELL, R., P. MACGREGOR, D. STAPLEDON und G. BELL: *Geotechnical Engineering of Dams*. A.A. Balkema Publishers, 2005.
- [55] FELLENIUS, W.: *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen*. W. Ernst & Sohn, 1927.
- [56] FELLENIUS, W.: *Calculation of the Stability of Earth Dams*. 1936. Proceedings of 2nd International Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams, Washington, DC, pp 445-459.
- [57] FEMA: *FEMA 333 - Federal Guidelines for Dam Safety: Hazard Potential Classification System for Dams*. Federal Emergency Management Association, U.S. Department of Homeland Security, Washington, D.C, 2004.

-
- [58] FEMA: *FEMA 93 - Federal Guidelines for Dam Safety*. Federal Emergency Management Association, U.S. Department of Homeland Security, Washington, D.C, 2004.
- [59] FEMA: *FEMA 64 - Federal Guidelines for Dam Safety: Emergency Action Planning for Dams*. Federal Emergency Management Association, U.S. Department of Homeland Security, Washington, D.C, 2013.
- [60] FORCHHEIMER, P.: *Hydraulik, 3. Auflage*. B.G. Teubner, Leipzig, Berlin, 1930.
- [61] FORMAL SOFTWARE CONSTRUCTION: *OpenFTA Version 1.0 User Manual*. Formal Software Construction Limited, Cardiff, United Kingdom, 2005.
- [62] FOSTER, M., R. FELL und M. SPANNAGLE: *A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping*. Canadian Geotechnical Journal, 37:1025–1061, 2000.
- [63] FOSTER, M., R. FELL und M. SPANNAGLE: *The statistics of embankment dam failures and accidents*. Canadian Geotechnical Journal, 37:1000–1024, 2000.
- [64] FOSTER, M. A. und R. FELL: *Assessing Embankment Dam Filters that do not satisfy Design Criteria*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127, 5:398–407, 2001.
- [65] FREAD, D. L.: *The NWS DAMBRK Model: Theoretical Background/User Documentation*. Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, 1988.
- [66] HABLE, O.: *Multidimensional probabilistic design concept for the estimation of the overtopping probability of dams*. Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft - Technische Universität Graz, 37, 2001.
- [67] HACK, H.-P.: *Betrieb und Sanierung von Talsperren - Sicherheit, Bewirtschaftung und Wirtschaftlichkeit, Überwachung, Reparatur-Modernisierung-Rückbau*. Verlag der Bauhaus-Universität Weimar, 2009.
- [68] HARTFORD, D. N. D. und G. B. BAECHER: *Risk and Uncertainty in Dam Safety*. Thomas Telford Limited, 2004.
- [69] HEALTH AND SAFETY EXECUTIVE: *Reducing risks, protecting people - HSE's decision-making process*. HSE - Health and Safety Executive, 2001.

-
- [70] HENZINGER, C.: *Innere Erosion bei Dämmen - Literaturstudie*. Diplomarbeit, Technische Universität Wien, 2009.
- [71] HUBER, N. P.: *Probabilistische Modellierung von Versagensprozessen bei Staudämmen*. Doktorarbeit, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2008.
- [72] ICOLD: *ICOLD E-Dictionary, Stichwort: Large Dams*. Online im Internet: <http://www.icold-cigb.net/GB/Dictionary/dictionary.asp>. Aufgerufen am: 8.9.2015.
- [73] ICOLD: *Bulletin 053 - Static Analysis of Embankment Dams*. Techn. Ber., International Commission on Large Dams, 1986.
- [74] ICOLD: *Bulletin 059 - Dam Safety Guidelines*. Techn. Ber., International Commission on Large Dams, 1987.
- [75] ICOLD: *Bulletin 072 - Selecting seismic Parameters for large Dams - Guidelines*. Techn. Ber., International Commission on Large Dams, 1989.
- [76] ICOLD: *Bulletin 095 - Embankment Dams Granular Filters and Drains*. Techn. Ber., International Commission on Large Dams, 1994.
- [77] ICOLD: *Bulletin 099 - Dam Failures - Statistical analysis*. Techn. Ber., International Commission on Large Dams, 1995.
- [78] ICOLD: *Bulletin 111 - Dam Break Flood Analysis - Review and Recommendations*. Techn. Ber., International Commission on Large Dams, 1998.
- [79] ICOLD: *Bulletin 164 - Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundations*. Techn. Ber., International Commission on Large Dams, 2015.
- [80] ICOLD: *Bulletin 148 - Selecting seismic Parameters for large Dams*. Techn. Ber., International Commission on Large Dams, 2016.
- [81] INGENIEURBÜRO DR. LANG ZT-GMBH: *Technischer Bericht und hydraulische Berechnungen - Tauchenbach: RHB i. d. KG Tauchen - Einreichprojekt*. Techn. Ber., unveröffentlicht, 2007.
- [82] INGENIEURBÜRO NEUKIRCHEN ZT-GMBH: *2D-Abflussuntersuchung Tauchenbach*. Techn. Ber., unveröffentlicht, 2013.

-
- [83] INNERHOFER, G.: *Wasserkraftwerk Kartell - Dammbautechnisches Gutachten und Materialuntersuchungen Staudamm Kartell*. Techn. Ber., EWA - Energie- und Wirtschaftsbetriebe der Gemeinde St. Anton, unveröffentlicht, 1997. unveröffentlicht.
- [84] INNERHOFER, G.: *Wasserkraftwerk Kartell - Einbaukontrolle und Dammeobachtung*. Techn. Ber., EWA - Energie- und Wirtschaftsbetriebe der Gemeinde St. Anton, unveröffentlicht, 2005. unveröffentlicht.
- [85] INTERNATIONAL STANDARD IEC 61025: *Fault Tree Analysis (FTA)*. International Electrotechnical Commission, Genf, Schweiz, 1990.
- [86] J. T. CHRISTIAN, G. B. B. UND: *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. Wiley, 2003.
- [87] JANBU, N.: *Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis*. In: *Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes: Sweden*, Bd. 3, 1954. Stockholm: European Conference on Stability of Earth Slopes, pp. 43-49.
- [88] JÖBSTL, C., S. ZECHNER und H. KNOBLAUCH: *SUFRI - Sustainable Strategies of Urban Flood Risk Management with non-structural measures to cope with the residual risk*. Second CRUE Funding Initiative on Flood Resilience, 2011.
- [89] JONKMAN, S. N.: *Loss of Life Estimation in Flood Risk Assessment*. Doktorarbeit, Technische Universität Delft, 200/8.
- [90] KALENDA, R.: *Zur Quantifizierung der hydraulischen Versagenswahrscheinlichkeit beweglicher Wehre*. Technische Universität München - Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft im Institut für Bauingenieurwesen - Mitteilungen, 62, 1990.
- [91] KAPLAN, S.: *The Words of Risk Analysis*. Risk Analysis, 17(4):407–417, 1997.
- [92] KENNEY, T. C. und D. LAU: *Internal Stability of granular Filters*. Canadian Geotechnical Journal, 22:215–225, 1985.
- [93] KERSCH, P.: *Geotechnischer Bericht P661 - Rückhaltebecken Mariasdorf - Tauchen*. Techn. Ber., unveröffentlicht, 2006.
- [94] KERSCH, P.: *Geotechnischer Prüfbericht PB1409 - Rückhaltebecken Mariasdorf - Tauchen*. Techn. Ber., unveröffentlicht, 2014.

-
- [95] KISLIAKOV, D. S.: *Dynamik und Stabilität von Wasserbauten*. Universität für Architektur, Bauingenieurwesen und Geodäsie, 2015.
- [96] KLINGMÜLLER, O. und U. BOURGUND: *Sicherheit und Risiko im konstruktiven Ingenieurbau*. Vieweg & Sohn, Braunschweig/Wiesbaden, 1992.
- [97] KNOBLAUCH, H., P. OBERNHUBER und R. MELBINGER: *Das Ausbildungskonzept für den österreichischen Talsperrenfachmann*. Wasserwirtschaft, 4:33–35, 2010.
- [98] KOK, M., H. J. HUIZINGA und A. C. W. M. VROUWENVELDER: *Standarrdmethode 2004 - Schade en Slachtoffers als Gevolg van Overstroming*. Rijkswaterstraat (Ministerium für Verkehr und Wasserstraßen), 2004.
- [99] KOLYMBAS, D.: *Geotechnik - Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau*. Springer Heidelberg Dordrecht London New York, 2011.
- [100] KREPS, H.: *Praktische Arbeit in der Hydrographie: 25 Jahre im Dienste der Hydrographischen Landesabteilung Steiermark*. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Hydrographisches Zentralbüro, Wien, 1975.
- [101] KREY, H. D.: *Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes*. Ernst und Sohn, Berlin, 1926.
- [102] KUTZNER, C.: *Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen*. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart, 1996.
- [103] KÉZDI, Á.: *Handbuch der Bodenmechanik - Band 1*. VEB - Verlag für Bauwesen, 1969.
- [104] LAMMERER, W.: *Sicherheit und Versagensmechanismen von Talsperren*. Diplomarbeit, Technische Universität Graz, 2014.
- [105] LEWIN, J.: *Hazard and Reliability of Hydraulic Equipment for Dams*. In: The Prospect for Reservoirs in the 21st Century: Proceedings of the Tenth Conference of the BDS held at the University of Wales, S. 39–51, 1998.
- [106] MAGHELLA, M., I. E. BUENO, M. DE MEMBRILLERA OTUNO und A. S. LOMBILLO: *DAMSE - A European Methodology for the Security Assessment of Dams*. Techn. Ber., CESI RICERCA SpA, Universidad Politecnica de Valencia, 2008.
- [107] MAKDISI, F. I. und H. B. SEED: *Simplified Procedure for Evaluating Embankment Response*. Journal of Geotechnical Engineering Divison, 105/GT12:1427–1434, 1979.

-
- [108] MEON, G.: *Sicherheitsanalyse einer Talsperre für den Hochwasserfall*. Doktorarbeit, Universität Karlsruhe, Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, 1989.
- [109] MEON, G. und E. J. PLATE: *Zuverlässigkeit einer Talsperre bei Hochwasser*. Wasserwirtschaft, 7/8:344–348, 1989.
- [110] MEYER-PETER, E. und R. MÜLLER: *Formulas for bed-load transport*. Proceedings of the 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Structures Research, S. 39–64, 1948.
- [111] MUCKENTHALER, P.: *Hydraulische Sicherheit von Staudämmen*. Technische Universität München, Institut für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft und Versuchsanstalt für Wasserbau, Oskar v. Miller-Institut in Obernach, 1989. Bericht Nr. 61.
- [112] NASA: *Fault Tree Handbook with Aerospace Applications*. National Aeronautics and Space Administration, NASA Headquarters, Office of Safety and Mission Assurance, 2002.
- [113] NASA: *Probabilistic Risk Assessment Procedures Guide for NASA Managers and Practitioners*. National Aeronautics and Space Administration, NASA Headquarters, Office of Safety and Mission Assurance, 2011.
- [114] NEWMARK, N. M.: *Effects of Earthquake on Dams and Embankments*. Géotechnique, 15/2:139–160, 1965.
- [115] ÖNORM B 4400-1: *Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden - Regeln zur Umsetzung der ÖNORMEN EN ISO 14688-1 und -2 sowie grundlegende Symbole und Einheiten*. Österreichisches Normungsinstitut, Berlin, 2010.
- [116] ÖNORM B 4433: *Erd- und Grundbau - Böschungsberechnungen*. Österreichisches Normungsinstitut, 1987.
- [117] NOWOTNY, H. T.: *Analyse und statistische Auswertung von Schäden und Brüchen großer Talsperren*. Diplomarbeit, Technische Universität Graz, 1997.
- [118] NSF: *Versagensmechanismen von Schüttdämmen*. National Science Foundation, Online im Internet: http://nsf.gov/news/news_images.jsp?cntn_id=107007&org=NSF. Aufgerufen am: 23.7.2015.
- [119] PHOON, K. K.: *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering - Computations and Application*. Taylor & Francis, 2008.

-
- [120] PHOON, K. K. und F. H. KULHAWY: *Characterization of Geotechnical Variability*. Canadian Geotechnical Journal, 36(4):612–624, 1999.
- [121] PIERCE, M. W., C. I. THORNTON und S. R. ABT: *Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams*. Colorado State University, Fort Collins, USA, 2010.
- [122] PLATE, E. J.: *Bemessungshochwasser und hydrologisches Versagensrisiko für Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken*. Wasserwirtschaft, 3:91–97, 1982.
- [123] PLATE, E. J. und G. MEON: *Stochastic Aspects of Dam Safety Analysis*. In: Proceedings of JSCE, No 393, II-9 (Hydraulic and Sanitary Engineering), Tokyo: Japan Society of Civil Engineers:1–8, 1988.
- [124] POHL, R.: *Überflutungssicherheit von Talsperren*. Mitteilungen des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden, 11, 1997.
- [125] POHL, R.: *Funktionssicherheit von stahlwasserbaulichen Verschlüssen*. Wasserwirtschaft, 3:21–27, 2014.
- [126] RÜDISSE, B.: *Einfluss der Kornverteilung des Schüttmaterials und einer Oberflächendichtung auf die Breschenentwicklung und die Abflusskurve beim Versagen eines Schüttdammes durch Überströmen*. Doktorarbeit, Technische Universität Wien, 2017.
- [127] REITER, P.: *RESCDAM - Development of Rescue Actions Based on Dam-Break Flood Analysis*. Final Report RESCDAM Project, Appendix 4, 2001.
- [128] RICKENMANN, D., K. FRIEDL und M. CHIARI: *SETRAC - A sediment routing model for steep torrent channels*. River Flow 2006, Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, Lisbon, Portugal,, 2006.
- [129] SALMON, G. M. und D. N. D. HARTFORD: *Risk Analysis for Dam Safety - Part I*. International Water Power & Dam Construction, 47(3):42–47, 1995.
- [130] SALMON, G. M. und D. N. D. HARTFORD: *Risk Analysis for Dam Safety - Part II*. International Water Power & Dam Construction, 47(4):38–39, 1995.
- [131] SCHWINDT, E.: *Gefahrenanalyse mittels Fehlerbaumanalyse*. Universität Paderborn - Institut für Informatik, Seminararbeit, 2004.

-
- [132] SHERARD, J. L. und L. P. DUNNIGAN: *Critical Filters for impervious Soils*. Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 115:Nr. 7, 1989.
- [133] SIEMENS BAU- UND ANLAGENPLANUNG - BAUTECHNIK: *Standsicherheitsnachweise Damm*. Techn. Ber., Einreichunterlagen Wasserkraftwerk Kartell - unveröffentlicht, 1997.
- [134] SIMMONS, R. J.: *Fault Tree Analysis*. Online im Internet: http://www2.nuu.edu.tw/~er/reportfile/saminar/Fault_Tree_Analysis.pdf. Aufgerufen am: 15.4.2016.
- [135] SINNINGER, R., P. L. BOURDEAU und R. MANTILLERI: *Risikoberechnungen von Hochwasserentlastungsanlagen*. Wasser, Energie, Luft - Eau, Energie, Air, 5/6:98–109, 1985.
- [136] SLOVIC, P.: *Perception of Risk*. Science, New Series, 236(4799):280–285, 1987.
- [137] SMART, G. M. und M. N. R. JÄGGI: *Sedimenttransport in steilen Gerinnen*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, 64, 1983.
- [138] SPANCOLD: *P 1 - Technical Guide on Dam Safety*. Techn. Ber., Spanish National Committee on Large Dams, 2005. Technical Guides on Dam Safety.
- [139] SPANCOLD: *P 8 - Technical Guide on Operation of Dams and Reservoirs, Vol. 1 - Risk Analysis applied to Management of Dam Safety*. Techn. Ber., Spanish National Committee on Large Dams, 2012. Technical Guides on Dam Safety.
- [140] SPRINGER GABLER VERLAG (HERAUSGEBER): *Gabler Wirtschaftslexikon, Stichwort Risiko*. Online im Internet: <http://wirtschaftslexikon.gabler.de/Archiv/6780/risiko-v14.html>. Aufgerufen am: 9.5.2015.
- [141] STAG: *Stauanlagengesetz*. Bundesversammlung der Schweizerischen Eidgenossenschaft, 1.1.2013.
- [142] STAMATELATOS, M., W. VESELY, J. DUGAN, J. FRAGOLA, J. MINARICK und J. RAILSBACK: *Fault tree handbook with aerospace applications*. NASA Office of Safety and Mission Assurance, August 2002.
- [143] STAUBECKENKOMMISSIONS-VERORDNUNG 1985: *Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft vom 14. Mai 1985 über die Staubeckenkommission*. BGBl. Nr. 222/1985.

- [144] ÖSTERREICHISCHE STAUBECKENKOMMISSION: *Stellungnahme zur Frage der Talsperrenüberwachung und Talsperrensicherheit*. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, 1964.
- [145] ÖSTERREICHISCHE STAUBECKENKOMMISSION: *Empfehlungen des Unterausschusses für Erdbebenfragen*. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, 1974.
- [146] ÖSTERREICHISCHE STAUBECKENKOMMISSION: *Beschluss betreffend Anforderungen an den Talsperrenverantwortlichen*. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, 1998.
- [147] ÖSTERREICHISCHE STAUBECKENKOMMISSION: *Beschluss betreffend die Überwachung der Großen Talsperren in drei Ebenen*. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, 2000.
- [148] ÖSTERREICHISCHE STAUBECKENKOMMISSION: *12 Thesen zur Sicherheit der großen Talsperren Österreichs*. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, ohne Jahr.
- [149] STRIEGLER, W.: *Dammbau in Theorie und Praxis*. Verlag Bauwesen, 1998.
- [150] SWAIN, R. E., D. BOWLES und D. OSTENAA: *A framework for characterization of extreme floods for dam safety risk assessment*. Proceedings of the 1998 USCOLD Annual Lecture, Buffalo, New York, USA, 1998.
- [151] TERZAGHI, K. und R. PECK: *Die Bodenmechanik in der Baupraxis*. Springer Verlag, Berlin, 1961.
- [152] TOURISMUSVERBAND ST. ANTON AM ARLBERG: *Auskunft über die touristische Entwicklung der Gemeinde St. Anton am Arlberg*. unveröffentlicht, 2017.
- [153] TRÖTHANN, M.: *Möglichkeiten zur Bewertung des Schadenspotentials beim Versagen von Stauanlagen*. Diplomarbeit, Technische Universität Wien, 2017.
- [154] TSCHERNUTTER, P.: *Beschneigungsspeicher und Anlagentechnik*. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 66:241–242, 2014.
- [155] TUTZ, G.: *Kleines Kompendium nützlicher Verteilungen*. LMU München, Online im Internet: <http://www.statistik.lmu.de/~ulbricht/Lehre/StatistikI0708/Kompendium.pdf>, 2008. Aufgerufen am: 3.8.2016.

-
- [156] U.S. ATOMIC ENERGY COMMISSION: *Reactor Safety Study: An Assessment of Accident Risks in U.S. Commercial Nuclear Power Plants*. U.S. Department of Commerce, 1975. Report-Nr.: WASH-1400. - NUREG 75/014.
- [157] USACE: *Recommended Guidelines for Safety Inspection of Dams*. United States Army Corps of Engineers, 1978.
- [158] USACE: *Engineering and Design - Safety of Dams - Policy and Procedures*. United States Army Corps of Engineers, 2014.
- [159] USBR: *A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure - DSO-99-06*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office, Denver, Colorado, 1999.
- [160] USBR: *Dam Safety Risk Analysis Methodology*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office, Denver, Colorado, 2003.
- [161] USBR: *Dam Safety Public Protection Guidelines - A Risk Framework to Support Dam Safety Decision-Making*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office, Denver, Colorado, 2011.
- [162] USBR: *Dam Safety Public Protection Guidelines - Examples of Use - Examples of How to Use Risk to Support Dam Safety Decision-Making*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office, Denver, Colorado, 2011.
- [163] USBR und USACE: *Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation; U.S. Army Corps of Engineers, 2015.
- [164] VESELY, W. E., F. F. GOLDBERG, N. H. ROBERTS und D. F. HAASL: *Fault tree handbook*. Systems and Reliability Research Office of Nuclear Regulatory Commission, 1981.
- [165] VICK, S. G.: *Dam Safety Risk Assessment: New Directions*. International Water Power & Dam Construction, 49(6):40–42, 1997.
- [166] VOGEL, A.: *Talsperrenbrüche und ihre Ursachen*. Doktorarbeit, Technische Universität Wien, 1982.
- [167] WAARTS, P.: *Methode voor de bepaling van het aantal doden als gevolg van inundatie*. Technische Universität Delft - Report TNO B-91-1099, 1992.

- [168] WALLNER, S.: *Einfluss von Speichergeometrie und Speichergröße auf die Flutwelle beim Dammerosionsbruch durch Überströmen*. Doktorarbeit, Technische Universität Wien, 2014.
- [169] WATSON, H. A. und BELL TELEPHONE LABORATORIES: *Launch Control Safety Study*. Techn. Ber., Bell Telephone Laboratories, Murray Hill, 1961.
- [170] WESTERGAARD, H. M.: *Water Pressures on Dams during Earthquakes*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98/2:418–433, 1933.
- [171] WITTMANN, L.: *Filtrations- und Transportphänomäne in porösen Medien*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Fridericiana Karlsruhe, 1980.
- [172] WRG 1959: *Wasserrechtsgesetz 1959*. BGBl. Nr. 215/1959, in der geltenden Fassung vom 23.11.2017.
- [173] WU, W.: *Earthen Embankment Breaching*. Journal of Hydraulic Engineering, 137:1549–1564, 2011.
- [174] ZIEGLER, M.: *Grundbau-Taschenbuch - Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. Ernst und Sohn, Berlin, 2008.
- [175] ZIEMS, J.: *Neue Erkenntnisse hinsichtlich der Verformungsbeständigkeit der Lockergesteine gegenüber Wirkungen des Sickerwassers*. Wasserwirtschaft-Wassertechnik, 2:50–55, 1967.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Einteilung der Suffosion - a) innere Suffosion, b) äußere Suffosion, c) Kontaktsuffosion [26]	9
2.2	Grundtypen der Kontaktsuffosion bzw. Kontakterosion	10
2.3	Schematische Darstellung der Erosion bei nichtbindigen Erdstoffen [26] - a) äußeren Erosion, b) innere Erosion, c) Fugenerosion, d) Kontakterosion	11
2.4	Kontakterosion (rückschreitend) am Übergang von Dichtkern zu Filterzone mit Ausbildung einer Strömungsröhre - adaptiert nach [53]	12
2.5	Innere Erosion (Piping) bei einem Homogendamm bzw. Böschungsbruch zufolge einer gestiegenen Durchlässigkeit innerhalb des Schüttkörpers - adaptiert nach [53]	12
2.6	Suffosion bei einem Homogendamm bzw. Erosionsröhre im Dichtkern und Versagen durch Ausspülen des luftseitigen Dammkörpers - adaptiert nach [53]	13
2.7	Risserosion im Dichtkern mit anschließender Bildung einer Erosionsröhre - adaptiert nach [53]	13
2.8	Innere Erosion (Piping) im Untergrund - adaptiert nach [53]	13
2.9	Kontakterosion am Übergang von Dichtkern zu Untergrund (Aufstandsfläche) - Austragen von Feinteilen des Kerns und Bildung einer Erosionsröhre - adaptiert nach [53]	14
2.10	Versagensursachen von Schüttdämmen - adaptiert nach [118]	15
2.11	Prozentuale Verteilung der Schadensursachen bei Erd- und Steinschüttdämmen - vgl. [104]	18
2.12	Prozentuale Verteilung der Versagensursachen bei Erd- und Steinschüttdämmen - vgl. [104]	18
3.1	Zuordnungsmatrix zu Gefährdungsklassen - vgl. [16]	23

3.2	Mehrebenenprinzip der Talsperrenüberwachung in Österreich - adaptiert nach [148]	26
4.1	Tolerierbarkeit des Risikos - vgl. [69]	32
4.2	Klassifizierung der Unsicherheit in der Risikoanalyse - adaptiert von [139] bzw. [68]	34
4.3	F-N Diagramm der <i>ANCOLD</i> zur Gegenüberstellung von Dammversagenswahrscheinlichkeit und zu erwartenden Todesfällen - adaptiert nach [4]	36
4.4	f-N Diagramm des <i>USBR</i> zur Gegenüberstellung von Dammversagenswahrscheinlichkeit und zu erwartenden Todesfällen - adaptiert nach [161] .	39
4.5	F-N Diagramm des <i>USACE</i> zur Gegenüberstellung von Dammversagenswahrscheinlichkeit und zu erwartenden Todesfällen bei bestehenden Stauanlagen - adaptiert nach [158]	40
4.6	F-N Diagramm des <i>USACE</i> zur Gegenüberstellung von Dammversagenswahrscheinlichkeit und zu erwartenden Todesfällen bei neuen Stauanlagen - adaptiert nach [158]	41
5.1	Schematischer Vergleich der Vorgehensweise bei einem deterministischen sowie einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept - adaptiert nach [174]	44
5.2	Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für die Einwirkungsseite $s(t)$ und die Widerstandsseite $r(t)$, sowie die daraus resultierende Dichtefunktion des Versagens $f(t)$	45
5.3	Abstand der Widerstände sowie Einwirkungen vom Versagensbereich - adaptiert nach [96]	47
5.4	Häufigkeitsverteilung der Ergebnisse einer beliebigen Versuchsanordnung mit einer daraus abgeleiteten Wahrscheinlichkeitsverteilung	50
5.5	Normalverteilung für unterschiedliche Angaben zu Erwartungswert μ und Standardabweichung σ	51
5.6	Log-Normalverteilung für unterschiedliche Angaben zu Erwartungswert μ und Standardabweichung σ	52
5.7	Gammaverteilung für unterschiedliche Angaben zu den Parametern k und θ	53
5.8	Ereignissymbole einer Fehlerbaumanalyse - vgl. [139]	57
5.9	Verbindungssymbole einer Fehlerbaumanalyse - vgl. [139]	58

5.10	Transfersymbole einer Fehlerbaumanalyse - vgl. [139]	58
5.11	Beispiel für die graphische Darstellung eines Fehlerbaumes	59
5.12	Prinzipskizze zum Gesetz von Darcy	63
5.13	Hydrologische Bemessungswellen zur Ermittlung der Überströmwahrscheinlichkeit	67
5.14	Eintrittswahrscheinlichkeit eines bestimmten Wasserstandes im Reservoir	68
5.15	Prinzipskizze zur Ermittlung der Überströmwahrscheinlichkeit - vgl. [124] bzw. [66]	69
5.16	Mohr-Coulombsches Versagenskriterium - Schnitt durch die Versagensfläche an einem Elementarteilchen	72
5.17	Prinzipkizze zum Gleitkreisverfahren nach <i>Bishop</i>	73
5.18	Prinzipkizze zum Gleitkreisverfahren nach <i>Janbu</i>	75
5.19	Konstruktion der Formkurve des Suffosionskriteriums nach <i>Kenny</i> und <i>Lau</i> [8]	78
5.20	Kritischer hydraulischer Gradient für äußere Suffosion nach <i>Istomina</i> [26]	80
5.21	Ermittlung des Filterdurchmessers im keine Erosion-Kriterium [132]	83
5.22	Erosionsgrenzen nach <i>Fell et al.</i> [54]	86
5.23	Ablaufschema des Erosionskriteriums nach <i>Laflleur et al.</i> [54]	87
5.24	Kritischer hydraulischer Gradient i_{Krit} und Bruchgradient i_{Bruch} nach <i>Zweck und Davidenkoff</i> [171]	90
5.25	Ereignisbaum des Versagensmechanismus innere Erosion - vgl. [163]	91
5.26	Prinzipskizze der pseudostatischen Erdbebenberechnung	104
5.27	Ansätze zur Entwicklung einer Dammbresche in Querrichtung	109
5.28	Ansätze zur Entwicklung einer Dammbresche in Längsrichtung	110
5.29	Definitionszeichnung der geometrischen Größen der Verfahrens nach Broich [21]	113
5.30	Diagramm nach <i>Meyer-Peter</i> und <i>Müller</i> [110]	114
5.31	Auswertung der Gleichungen 5.88 bis 5.90 für bis zu 15000 gefährdete Personen	129
5.32	Auswertung der Gleichungen 5.91 und 5.92 für Vorwarnzeiten bis 4 Stunden	130
5.33	Struktureller Aufbau der Methode nach <i>Jonkman</i> [89]	136
5.34	Aufbau der Risikoanalyse sowie Position des Risikomodells innerhalb der Analyse - vgl. [139]	141

6.1	Hochwasserganglinien ermittelt nach <i>Kreps</i> [100] für die Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen - vgl. [81]	147
6.2	Übersichtslageplan der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen .	149
6.3	Speicherinhaltslinie der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen .	150
6.4	Kennlinie des Durchlassbauwerkes der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	151
6.5	Kennlinie der Hochwasserentlastung der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	152
6.6	Längsprofil des Untersuchungsgebietes der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	153
6.7	Geotechnisches Rechenmodell der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	155
6.8	Strömungsmechanisches Rechenmodell der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	156
6.9	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h - HQ_{100}$ - Verfahren nach <i>Bishop</i>	159
6.10	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h - HQ_{100}$ - Verfahren nach <i>Janbu</i>	159
6.11	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 17,5 h - HQ_{100}$ - Verfahren nach <i>Bishop</i>	160
6.12	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 17,5 h - HQ_{100}$ - Verfahren nach <i>Janbu</i>	161
6.13	Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung während eines HQ_{100} -Hochwasserereignisses .	161
6.14	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h - HQ_{100}$ - Verfahren nach <i>Bishop</i>	162
6.15	Gleitkreise an der luftseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h - HQ_{100}$ - Verfahren nach <i>Janbu</i>	163
6.16	Histogramm und Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen von Reibungswinkel φ und Kohäsion c an der luftseitigen Dammböschung - HQ_{100} - Verfahren nach <i>Janbu</i> - vergleiche Werte aus Tabelle 6.4	164
6.17	Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung während eines HQ_{30} -Hochwasserereignisses .	166

6.18	Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung während eines HQ_{10} -Hochwasserereignisses .	167
6.19	Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung während eines HQ_5 -Hochwasserereignisses . .	168
6.20	Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung während eines HQ_1 -Hochwasserereignisses . .	170
6.21	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - HQ_{5000} - Verfahren nach <i>Bishop</i>	171
6.22	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen für einen stationären Lastfall - Verfahren nach <i>Bishop</i>	172
6.23	Gleitkreise an der luftseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen für einen stationären Lastfall - Verfahren nach <i>Bishop</i>	173
6.24	Gleitkreise an der luftseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen für einen stationären Lastfall - Verfahren nach <i>Janbu</i>	174
6.25	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 0 h$ - $HQ_{100}+OBE$ - Verfahren nach <i>Bishop</i>	175
6.26	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - $HQ_{100}+OBE$ - Verfahren nach <i>Bishop</i>	176
6.27	Gleitkreise an der luftseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - $HQ_{100}+OBE$ - Verfahren nach <i>Bishop</i>	177
6.28	Histogramm und Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen von Reibungswinkel φ und Kohäsion c an der luftseitigen Dammböschung - $HQ_{100}+OBE$ - Verfahren nach <i>Bishop</i> - vergleiche Werte aus Tabelle 6.4	178
6.29	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 0 h$ - Leeres Becken - MCE - Verfahren nach <i>Bishop</i>	180
6.30	Gleitkreise an der wasserseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - $HQ_{100}+MCE$ - Verfahren nach <i>Bishop</i>	180
6.31	Gleitkreise an der luftseitigen Böschung des HWRB Mariasdorf/Tauchen nach $t = 5,5 h$ - $HQ_{100}+MCE$ - Verfahren nach <i>Bishop</i>	181
6.32	Histogramm und Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen von Reibungswinkel φ und Kohäsion c an der luftseitigen Dammböschung - $HQ_{100}+MCE$ - Verfahren nach <i>Bishop</i> - vergleiche Werte aus Tabelle 6.4	182

6.33	Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung - Gegenüberstellung der untersuchten Lastfälle der Lastfallklasse 1	184
6.34	Abflussganglinien der Flutwellenanalyse für die Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	187
6.35	Maximale Wassertiefen im Bereich Tauchen (PP1) - Flutwelle HQ_{5000} . .	190
6.36	Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich Tauchen (PP1) - Flutwelle HQ_{5000}	190
6.37	Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Pegelpunkten PP1 (Tauchen) und PP2 (Bergwerk) im Untersuchungsgebiet Tauchenbachtal	191
6.38	Maximale Wassertiefen im Bereich Bergwerk (PP2) - Flutwelle <i>Rüdisser</i>	192
6.39	Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich Bergwerk (PP3) - Flutwelle <i>Rüdisser</i>	192
6.40	Maximale Wassertiefen im Bereich Altschlaining (PP4) - Flutwelle <i>Smart U</i>	193
6.41	Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich Altschlaining (PP4) - Flutwelle <i>Smart U</i>	194
6.42	Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Pegelpunkten PP3 (Stadtschlaining) und PP4 (Altschlaining) im Untersuchungsgebiet Tauchenbachtal	195
6.43	Maximale Wassertiefen im Bereich Neumarkt (PP5) - Flutwelle <i>Smart</i>	196
6.44	Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich Neumarkt (PP5) - Flutwelle <i>Smart</i>	196
6.45	Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Pegelpunkten PP5 (Neumarkt) und PP6 (HWRB Großpetersdorf) im Untersuchungsgebiet Tauchenbachtal	197
6.46	Zusammenstellung der Personen im Gefahrengebiet (PAR) für die untersuchten Zeitkategorien - Methode nach Graham	201
6.47	Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter Nacht - Methode nach Graham	204
6.48	Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter Tag - Methode nach Graham	205
6.49	Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer Nacht - Methode nach Graham	206
6.50	Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer Tag - Methode nach Graham	206
6.51	Anzahl der Personen, die der Flut ausgesetzt sind (EXP) - vorbeugenden Evakuierung (VE) - Methode nach Jonkman	208
6.52	Anzahl der Personen, die der Flut ausgesetzt sind (EXP) - erzwungene Evakuierung (EE) - Methode nach Jonkman	209
6.53	Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter - Methode nach Jonkman	210

6.54	Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer - Methode nach Jonkman . . .	211
6.55	Opferzahlen in Abhängigkeit des Spitzenabflusses am Beispiel für die Zeitkategorien Sommer Nacht und Tag - Methode nach <i>Graham</i> (Keine Beobachter - Schwereparameter <i>hv</i>) und <i>Jonkman</i> (erzwungene Evakuie- rung)	212
6.56	Risikoevaluierung der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen . .	214
7.1	Fotoaufnahmen der Stauanlage Kartell	217
7.2	Speicherinhaltslinie der Stauanlage Kartell	221
7.3	Zeitlicher Verlauf der Stauhöhe im Speicher Kartell	222
7.4	Kumulative Wahrscheinlichkeitsverteilung des Wasserstandes im Speicher Kartell	222
7.5	Absenkezeiten der Stauanlage Kartell für unterschiedliche Öffnungsweiten des Grundablasses	224
7.6	Hochwasserentlastung Stauanlage Kartell	225
7.7	Kennlinie der Hochwasserentlastung der Stauanlage Kartell	225
7.8	Längenschnitt des Untersuchungsgebietes der Stauanlage Kartell	227
7.9	Geotechnisches Rechenmodell der Stauanlage Kartell	228
7.10	Strömungsmechanisches Rechenmodell der Stauanlage Kartell	230
7.11	Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA - Verfahren nach <i>Bishop</i> . . .	233
7.12	Gleitkreise an der luftseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA - Verfahren nach <i>Bishop</i> . . .	234
7.13	Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA + OBE - Verfahren nach <i>Bishop</i>	235
7.14	Gleitkreise an der luftseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA + OBE - Verfahren nach <i>Bishop</i>	236
7.15	Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA + MCE - Verfahren nach <i>Bishop</i>	237
7.16	Gleitkreise an der luftseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA + MCE - Verfahren nach <i>Bishop</i>	238

7.17	Histogramm und Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen von Reibungswinkel φ und Kohäsion c an der luftseitigen Dammböschung - Lastfallklasse 3 - Verfahren nach <i>Bishop</i> - vergleiche Werte aus Tabelle 7.2	239
7.18	Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Überstau auf Stauhöhe 2021,50 müA - Verfahren nach <i>Bishop</i> .	241
7.19	Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Teilstau auf Stauhöhe 2010,00 müA + MCE - Verfahren nach <i>Bishop</i>	243
7.20	Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Teilstau Stauhöhe 2000,00 müA + MCE - Verfahren nach <i>Bishop</i>	244
7.21	Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Teilstau auf Stauhöhe 1990,00 müA + MCE - Verfahren nach <i>Bishop</i>	246
7.22	Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell - Lastfall Teilstau auf Stauhöhe 1980,00 müA - Verfahren nach <i>Bishop</i> . .	248
7.23	Gleitkreise an der wasserseitigen Dammböschung der Stauanlagen Kartell im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 100 % - Stauhöhe 2004,00 müA - Verfahren nach <i>Bishop</i>	249
7.24	Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 29 %	250
7.25	Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 50 %	251
7.26	Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsfaktors η gegen Böschungsversagen an der wasserseitigen Böschung im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 100 %	252
7.27	Fehlerbau für das Versagen zufolge innerer Erosion im Dammkörper . . .	259
7.28	Fehlerbau für das Versagen zufolge innerer Erosion im Untergrund	260
7.29	Fehlerbau für das Versagen zufolge innerer Erosion vom Dammkörper in Untergrund	261
7.30	Abflussganglinien der Flutwellenanalyse für die Stauanlage Kartell	268
7.31	Maximale Wassertiefen im Bereich St. Anton (PP2) - Flutwelle 2021,50 - <i>Pierce</i>	270
7.32	Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich St. Anton (PP2) - Flutwelle 2021,50 - <i>Pierce</i>	270

7.33	Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Pegelpunkten PP2 (St. Anton) und PP3 (St. Jakob) im Untersuchungsgebiet Stanzertal	271
7.34	Maximale Wassertiefen im Bereich Pettneu (PP4) - Flutwelle 2010,00 - <i>Smart</i>	272
7.35	Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich Pettneu (PP4) - Flutwelle 2010,00 - <i>Smart</i>	273
7.36	Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Pegelpunkten PP4 (Pettneu) und PP5 (Schnann) im Untersuchungsgebiet Stanzertal	273
7.37	Maximale Wassertiefen im Bereich km 6,550 bis km 5,250 (PP5) - Flutwelle 2020,00 - <i>Smart U</i>	275
7.38	Maximale Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich km 6,550 bis km 5,250 (PP5) - Flutwelle 2020,00 - <i>Smart U</i>	275
7.39	Zusammenstellung der Personen im Gefahrengebiet PAR für jede untersuchte Zeitkategorie - Methode nach <i>Graham</i>	280
7.40	Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter-Februar Nacht - Methode nach <i>Graham</i>	283
7.41	Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter-Februar Tag - Methode nach <i>Graham</i>	284
7.42	Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-August Nacht - Methode nach <i>Graham</i>	285
7.43	Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-August Tag - Methode nach <i>Graham</i>	286
7.44	Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-Mai Nacht - Methode nach <i>Graham</i>	287
7.45	Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-Mai Tag - Methode nach <i>Graham</i>	287
7.46	Anzahl der Personen, die der Flut ausgesetzt sind (EXP) - vorbeugenden Evakuierung (VE) - Methode nach <i>Jonkman</i>	290
7.47	Anzahl der Personen, die der Flut ausgesetzt sind (EXP) - erzwungene Evakuierung (EE) - Methode nach <i>Jonkman</i>	290
7.48	Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter-Februar Nacht - Methode nach <i>Jonkman</i>	291
7.49	Opferzahlen für die Zeitkategorie Winter-Februar Tag - Methode nach <i>Jonkman</i>	292

7.50 Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-August Nacht - Methode nach <i>Jonkman</i>	293
7.51 Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-August Tag - Methode nach <i>Jonkman</i>	294
7.52 Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-Mai Nacht - Methode nach <i>Jonkman</i>	295
7.53 Opferzahlen für die Zeitkategorie Sommer-Mai Tag - Methode nach <i>Jonkman</i>	295
7.54 Opferzahlen in Abhängigkeit des Spitzenabflusses am Beispiel für die Zeitkategorien Winter Nacht und Tag - Methode nach <i>Graham</i> (Keine Beobachter - Schwereparameter <i>hv</i>) und <i>Jonkman</i> (erzwungene Evakuierung)	297
7.55 Risikoevaluierung der Stauanlage Kartell	298
A.1 Isolinien der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigungen für das OBE - vgl. [15]	336
A.2 MCE-Zoneneinteilung für Österreich - vgl. [15]	337
A.3 Bodenprofil am Standort der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen im Bereich der Dammaufstandsfläche [93]	340
A.4 Kornverteilungslinie des Schüttkörpers der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen [94]	341
A.5 Schnitte durch das Absperrbauwerk der Hochwasserrückhalteanlage Ma- riasdorf/Tauchen [81]	342
A.6 Kornverteilungslinie Stauanlage Kartell - vergütete und unvergütet Moräne	350
A.7 Kornverteilungslinie Stauanlage Kartell - Übergangszone	351
A.8 Kornverteilungslinie Stauanlage Kartell - Filter	352
A.9 Übersichtlageplan der Stauanlage Kartell	353
A.10 Querschnitt durch das Dammbauwerk der Stauanlage Kartell	354
A.11 Kriterium nach <i>Kenney</i> und <i>Lau</i> - vergütete und unvergütet Moräne . . .	358
A.12 Kriterium nach <i>Kenney</i> und <i>Lau</i> - Übergangszone	359
A.13 Kriterium nach <i>Kenney</i> und <i>Lau</i> - Filter	359
A.14 Porenwasserdrücke <i>u</i> - Lastfall Stauziel 2020,00 müA	362
A.15 Hydraulische Gradienten i_{vorh} - Lastfall Stauziel 2020,00 müA	363

Tabellenverzeichnis

5.1	Zusammenhang zwischen dem Sicherheitsindex β und der operativen Versagenswahrscheinlichkeit p_f - vergleiche [43]	48
5.2	Vergleich zwischen einem semiprobabilistischen und probabilistischen Konstruktionsentwurf	48
5.3	Zusammenfassung von Ausfallwahrscheinlichkeiten von unterschiedlichen wasserbaulichen Anlagen - vgl. [71] bzw. [105]	54
5.4	Einteilung der Bodenkategorien nach <i>Sherard</i> und <i>Dunnigan</i>	81
5.5	Filterkriterien für die unterschiedlichen Bodenkategorien nach <i>Sherard</i> und <i>Dunnigan</i>	82
5.6	Einteilung der Bodenkategorien nach <i>Fell et al.</i>	84
5.7	Filterkriterium für die unterschiedlichen Bodenkategorien nach <i>Fell et al.</i>	84
5.8	Gegenüberstellung von $D_{10,F}$ und $D_{90,F}$	85
5.9	Eintrittswahrscheinlichkeit Beginn innere Erosion nach <i>USBR</i> - Einteilung nach Erosionskategorie	92
5.10	Eintrittswahrscheinlichkeit Beginn innere Erosion nach <i>USBR</i> - Einteilung nach Erosionsmechanismus	92
5.11	Ableitung von numerischen Wahrscheinlichkeiten ausgehend von einer linguistischen Beschreibung [68]	94
5.12	Ansätze für die mittlere Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion im Dammkörper P_e , im Untergrund P_f und vom Dammkörper in den Untergrund P_{ef} - adaptiert nach [62]	96
5.13	Teilwichtungsfaktoren $w_{E(j)}$ zur Modifikation der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion durch den Dammkörper - adaptiert nach [62]	97
5.14	Teilwichtungsfaktoren $w_{F(j)}$ zur Modifikation der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion im Untergrund - adaptiert nach [62] . . .	98

5.15	Teilwichtungsfaktoren $w_{EF(j)}$ zur Modifikation der Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion vom Dammkörper in den Untergrund - adaptiert nach [62]	99
5.16	Rechenverfahren zur Erdbebenberechnung für Schüttdämme im Überblick - vgl. [15]	102
5.17	Zusammenfassung ausgewählter parametrisierter Ansätze zur Breschenentwicklung - vgl. [173]	108
5.18	Zusammenfassung ausgewählter vereinfachter physikalischer Ansätze zur Breschenentwicklung (1/2) [173]	117
5.19	Zusammenfassung ausgewählter vereinfachter physikalischer Ansätze zur Breschenentwicklung (2/2) [173]	118
5.20	Zusammenfassung ausgewählter mehrdimensionaler physikalischer Ansätze zur Breschenentwicklung [173]	119
5.21	Richtwerte für die Abschätzung der Vorwarnzeit (WT) beim Versagen von Schüttdämmen - vgl. [159]	127
5.22	Empfohlene Opferraten unter Berücksichtigung der Schwere der Flut, der Vorwarnzeit und des Verständnisses über die Schwere der Flut - vgl. [159]	132
5.23	Einschätzung der verfügbaren Zeit vor dem Beginn der Überflutung [89]	137
5.24	Einschätzung der erforderlichen Zeit zur Evakuierung [89]	138
6.1	Überblick über die Bodenkennwerte des HWRB Mariasdorf/Tauchen [93]	146
6.2	Hydrologische Kennwerte der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen [81]	148
6.3	Überblick über die Kenndaten der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen [93]	148
6.4	Übersicht der verwendeten Bodenparameter Reibungswinkel ϕ , Kohäsion c und Wichte γ der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen mit der dazugehörigen probabilistischen Modellierung	156
6.5	Übersicht der verwendeten hydraulischen Bodenparameter der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	157
6.6	Übersicht der Eingangswerte für die Böschungsberechnungen der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	158
6.7	Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_{100} -Lastfall an der wasserseitigen Dammböschung	165

6.8	Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_{100} -Lastfall an der luftseitigen Dammböschung	165
6.9	Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_{30} -Lastfall an der wasserseitigen Dammböschung	166
6.10	Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_{10} -Lastfall an der wasserseitigen Dammböschung	168
6.11	Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_5 -Lastfall an der wasserseitigen Dammböschung	169
6.12	Versagenswahrscheinlichkeiten für den HQ_1 -Lastfall an der wasserseitigen Dammböschung	170
6.13	Zusammenfassung der angesetzten Werte für die Bodenbeschleunigung am Sperrenstandort Mariasdorf/Tauchen - OBE	175
6.14	Versagenswahrscheinlichkeiten für den Lastfall $HQ_{100}+OBE$ an der luftseitigen Dammböschung	178
6.15	Zusammenfassung der angesetzten Werte für die Bodenbeschleunigung am Sperrenstandort Mariasdorf/Tauchen - MCE	179
6.16	Versagenswahrscheinlichkeiten für den Lastfall $HQ_{100}+MCE$ an der luftseitigen Dammböschung	183
6.17	Zusammenfassung der untersuchten Lastfälle zur Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	185
6.18	Übersicht der Eingangswerte für die Flutwellenanalyse der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	188
6.19	Stationierung der Pegelpunkte im Untersuchungsgebiet des Tauchenbachtals	189
6.20	Ankunftszeiten der Flutwellen an den unterschiedlichen Pegelpunkten im Untersuchungsgebiet der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen	198
6.21	Festgelegte Zeitkategorien für die Ermittlung des Schadenspotential bei der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen - Methode nach Graham	200
6.22	Einteilung der Vorwarnzeiten bei der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen - Methode nach Graham	200
6.23	Zusammenstellung über die Vorwarnzeiten sowie über das Verständnis der Schwere der Flut - Methode nach Graham	203
7.1	Überblick über die Kenndaten der Stauanlage Kartell	219

7.2	Übersicht der verwendeten Bodenparameter Reibungswinkel ϕ , Kohäsion c und Wichte γ der Stauanlage Kartell mit der dazugehörigen probabilistischen Modellierung	229
7.3	Übersicht der verwendeten hydraulischen Bodenparameter der Stauanlage Kartell	231
7.4	Übersicht der Eingangswerte für die Böschungsberechnungen der Stauanlage Kartell	232
7.5	Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Lastfallklassen - Vollstau auf Stauziel 2020,00 müA	240
7.6	Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für Lastfallklasse 2 - Überstau auf Stauhöhe 2021,50 müA	242
7.7	Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Lastfallklassen - Teilstau auf Stauhöhe 2010,00 müA	242
7.8	Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Lastfallklassen - Teilstau auf Stauhöhe 2000,00 müA	245
7.9	Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Lastfallklassen - Teilstau auf Stauhöhe 1990,00 müA	245
7.10	Zusammenfassung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Lastfallklassen - Teilstau auf Stauhöhe 1980,00 müA	247
7.11	Bodenklassifikation und Bodenkennwerte für das Schüttmaterial der Stauanlage Kartell	254
7.12	Eintrittswahrscheinlichkeit Beginn innere Erosion nach <i>USBR</i> für die Stauanlage Kartell	256
7.13	Mittlere Versagenswahrscheinlichkeit zufolge innerer Erosion im Dammkörper P_e , im Untergrund P_f und vom Dammkörper in den Untergrund P_{ef} bei einem zonierten Steinschüttdamm (vgl. Tabelle 5.12)	262
7.14	Zusammenstellung der Versagenswahrscheinlichkeiten zufolge innerer Erosion bei der Stauanlage Kartell	266

7.15 Übersicht der Eingangswerte für die Flutwellenanalyse der Stauanlage Kartell	268
7.16 Stationierung der Pegelpunkte im Untersuchungsgebiet des Stanzertales .	269
7.17 Ankunftszeiten der Flutwellen an den unterschiedlichen Pegelpunkten im Untersuchungsgebiet Stanzertal	276
7.18 Festgelegte Zeitkategorien für die Ermittlung des Schadenspotential bei der Stauanlage Kartell - Methode nach <i>Graham</i>	278
7.19 Einteilung der Vorwarnzeiten bei der Stauanlage Kartell - Methode nach <i>Graham</i>	279
7.20 Zusammenstellung über die Vorwarnzeiten sowie über das Verständnis der Schwere der Flut - Methode nach <i>Graham</i>	281
A.1 Auf eine Bodenbeschleunigung von 1 m/s^2 normierte Kennwerte der Bo- denbewegung - vgl. [15]	335
A.2 Multiplikationsfaktoren um von den Kennwerten der Bodenbewegung zum Bemessungsspektrum zu gelangen - vgl. [15]	335
A.3 Kennwerte der maximalen Bodenbewegung - vgl. [15]	338
A.4 Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlich- keiten für den Lastfall HQ_{100}	344
A.5 Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlich- keiten für den Lastfall HQ_{30}	345
A.6 Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlich- keiten für den Lastfall HQ_{10}	346
A.7 Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlich- keiten für den Lastfall HQ_5	347
A.8 Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlich- keiten für den Lastfall HQ_1	348
A.9 Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlich- keiten im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 29 %	355
A.10 Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlich- keiten im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 50 %	355
A.11 Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlich- keiten im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 100 %	356
A.12 Kriterium nach <i>Ziems</i> , $\eta_{S,G} \geq 1,5$	357

A.13 Kontaktsuffosion nach <i>Ziems</i> , $\eta_{S,G} \geq 1,5$	357
A.14 Kriterium nach <i>Bush et al.</i> , $\eta_{S,H} \geq 2,0$	360
A.15 Kriterium nach <i>Istomina</i> , $\eta_{S,H} \geq 2,0$	361
A.16 Kontakterosionskriterium nach <i>Terzaghi</i> und <i>Peck</i>	364
A.17 Durchlässigkeitsregel nach <i>Terzaghi</i> und <i>Peck</i>	364
A.18 Gruppeneinteilung nach <i>Sherard</i> und <i>Dunnigan</i> bzw. <i>Fell et al.</i>	366
A.19 Auswertung 3. Bodengruppe nach <i>Sherard</i> und <i>Dunnigan</i>	366
A.20 Auswertung 3. Bodengruppe nach <i>Fell et al.</i>	367
A.21 Auswertung 4. Bodengruppe nach <i>Fell et al.</i>	367
A.22 Hydraulische Filterwirksamkeit nach <i>Fell et al.</i>	368
A.23 Kriterium nach <i>Kenney</i> und <i>Lau</i>	369
A.24 Kontakterosionskriterium nach <i>Lafleur et al.</i>	370
A.25 Kriterium nach <i>Zweck</i> und <i>Davidenkoff</i> für $d=1,0-2,0$ mm, $\eta_{KE,H} \geq 1,5$.	371
A.26 Kriterium nach <i>Zweck</i> und <i>Davidenkoff</i> für $d=0,6-1,0$ mm, $\eta_{KE,H} \geq 1,5$.	371
A.27 Kriterium nach <i>Zweck</i> und <i>Davidenkoff</i> für $d=0,2-0,6$ mm, $\eta_{KE,H} \geq 1,5$.	372
A.28 Kriterium nach <i>Zweck</i> und <i>Davidenkoff</i> für $d=0,1-0,2$ mm, $\eta_{KE,H} \geq 1,5$.	372

A Anhang

A.1 Erdbebenkennwerte und Erdbebenkarten

Folgende Tabellen und Erdbebenkarten dienen der Ermittlung der OBE- bzw. MCE-Kennwerte im Zuge der Erdbebenberechnung einer Stauanlage. Der interessierte Leser wird an dieser Stelle auf [15] verwiesen.

Schwingweg *	2,9 cm
Schwinggeschwindigkeit *	8,5 m/s
Beschleunigung	1,0 m/s^2

Tabelle A.1: Auf eine Bodenbeschleunigung von 1 m/s^2 normierte Kennwerte der Bodenbewegung - vgl. [15]

Dämpfung	Multiplikationsfaktoren für		
	Schwingweg	Geschwindigkeit	Beschleunigung
2 %	2,42	2,92	3,66
5 %	2,01	2,30	2,71
10 %	1,69	1,84	1,99
15 %	1,51	1,57	1,56
20 %	1,38	1,37	1,26

Tabelle A.2: Multiplikationsfaktoren um von den Kennwerten der Bodenbewegung zum Bemessungsspektrum zu gelangen - vgl. [15]

*bei Gründungen auf Lockersedimenten: Die Schwinggeschwindigkeit 'v' ist mit dem Faktor 1,3, der Schwingweg mit dem Faktor 1,8 zu multiplizieren

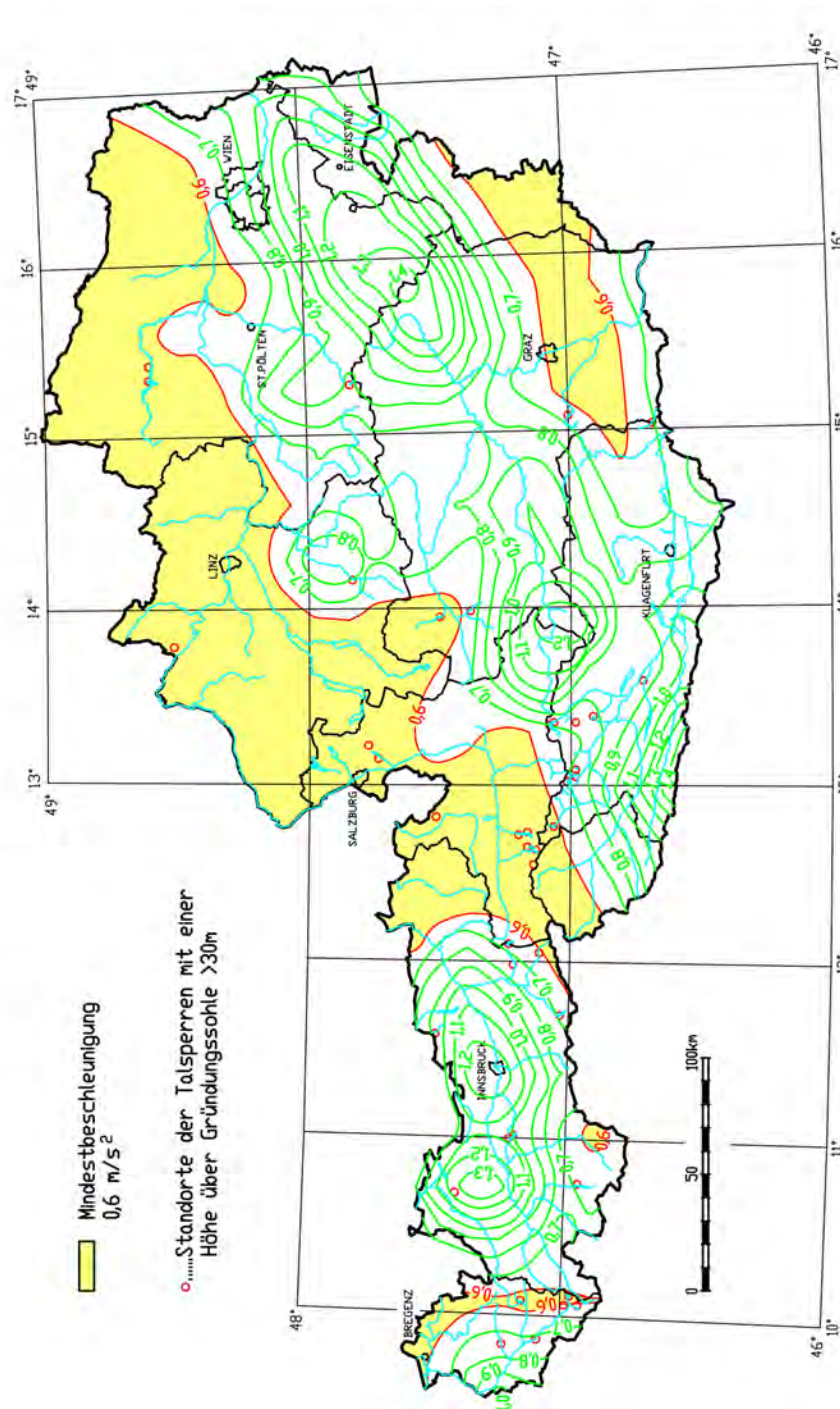


Abbildung A.1: Isolinien der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigungen für das OBE - vgl. [15]

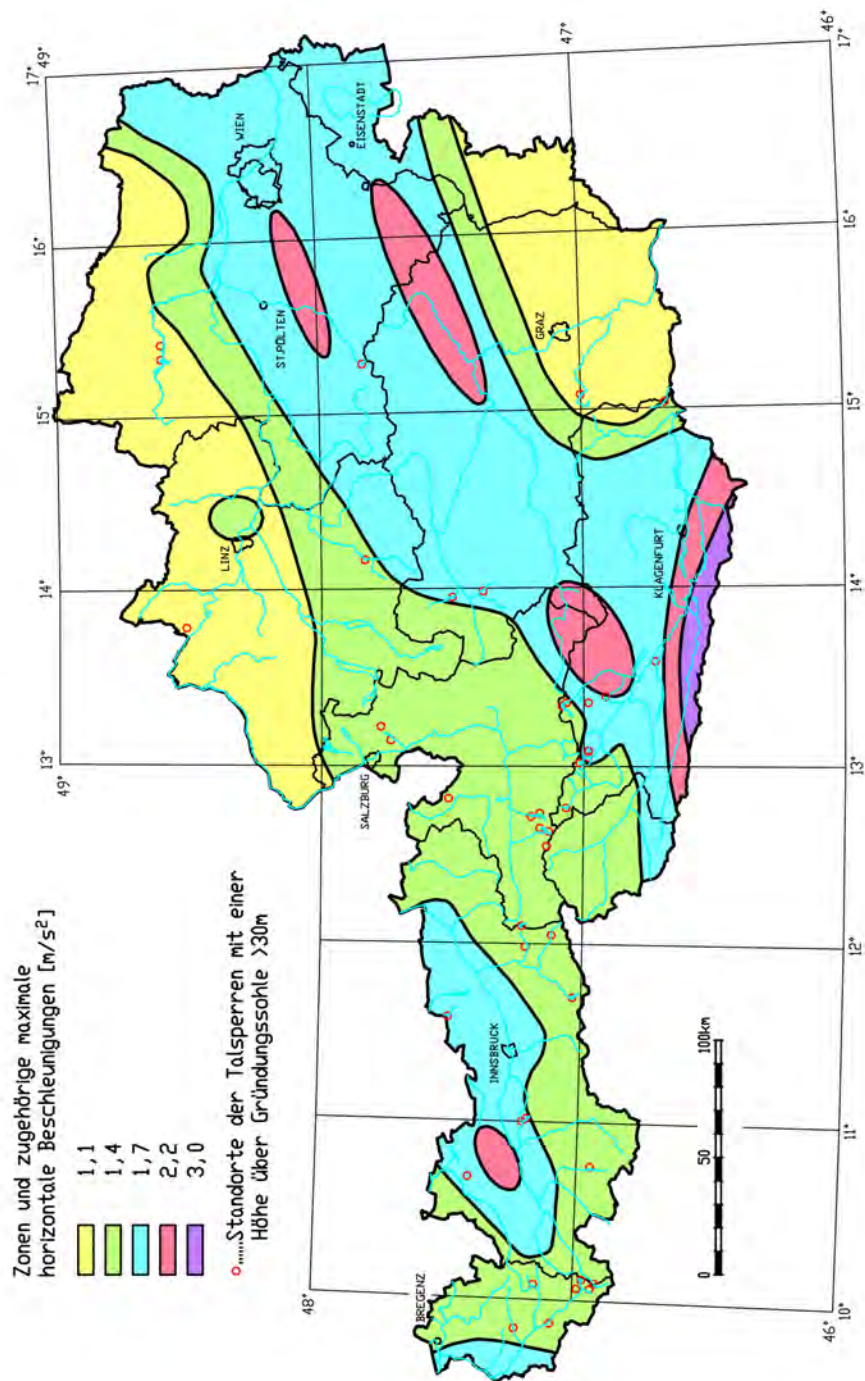


Abbildung A.2: MCE-Zoneneinteilung für Österreich - vgl. [15]

MCE-Typ	Magnitude	z [km]	d [cm]	v [cm/s]	a [cm/s^2]	$t_D(s)$
A	4,5	4	1,7	6,2	106	2
B	5	6	2,7	9,2	135	4
C	5,5	8	4,2	13,5	172	7
D	6	10	6,5	19,9	220	11
E	6,5	10	10,7	31,5	303	19

Tabelle A.3: Kennwerte der maximalen Bodenbewegung - vgl. [15]

A.2 Anhang zur Case Study Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen

A.2.1 Kornverteilungslinien und Planunterlagen

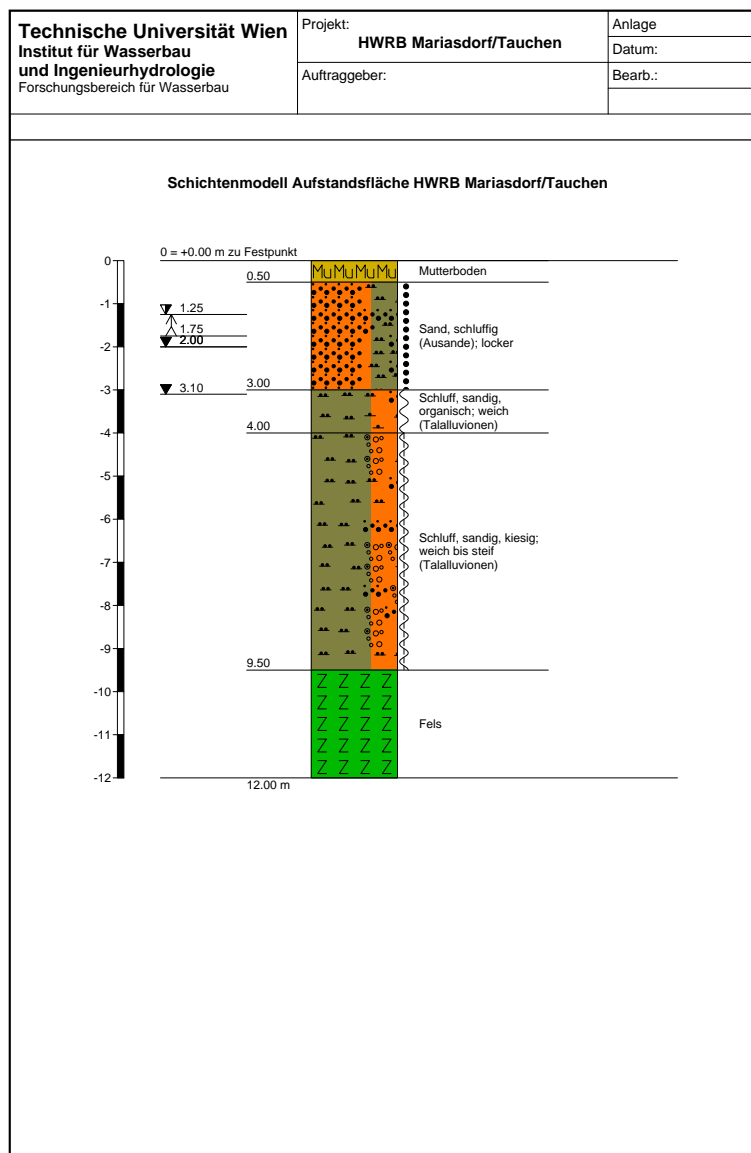


Abbildung A.3: Bodenprofil am Standort der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen im Bereich der Dammaufstandsfläche [93]

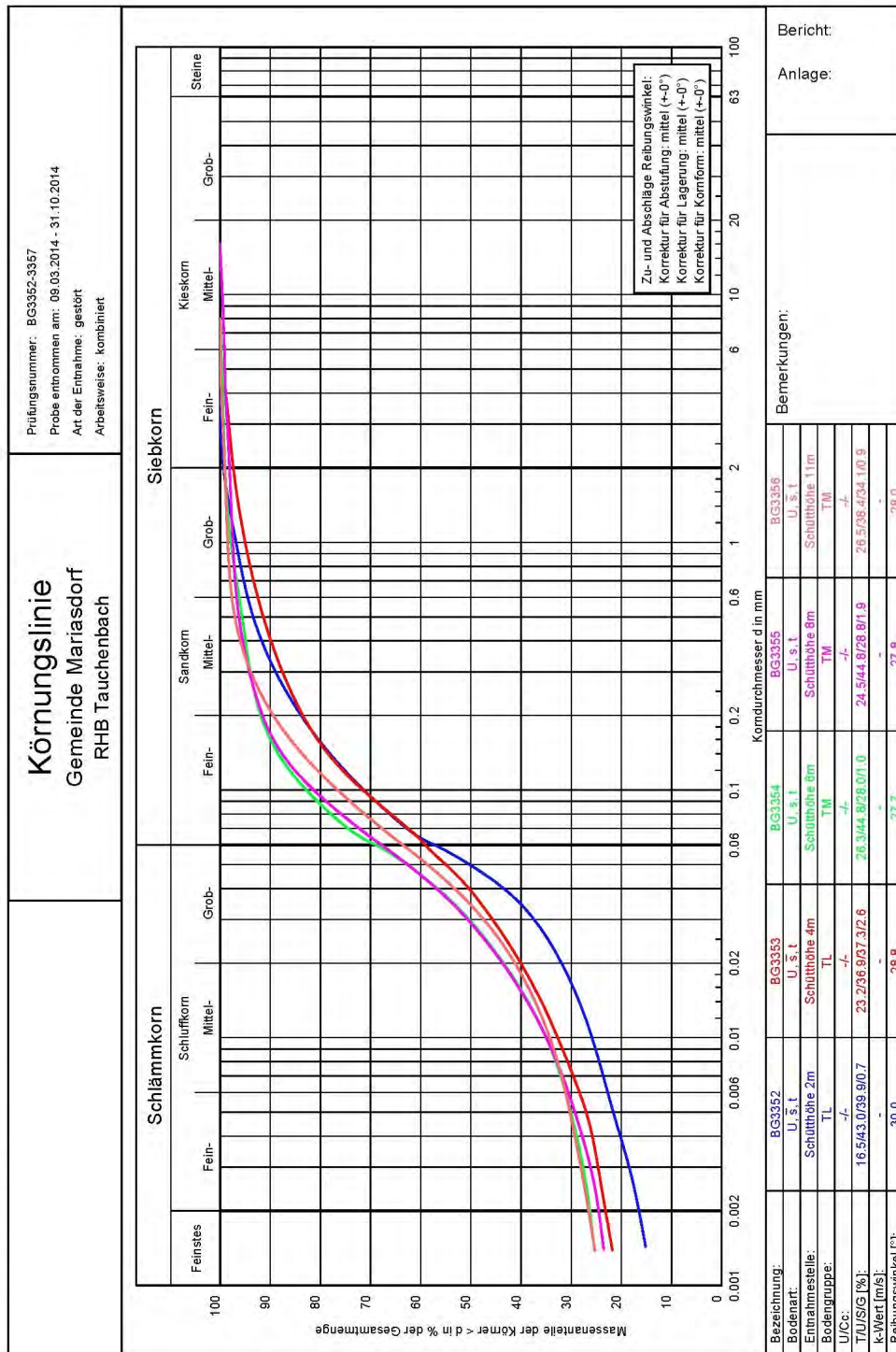


Abbildung A.4: Kornverteilungslinie des Schüttkörpers der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen [94]

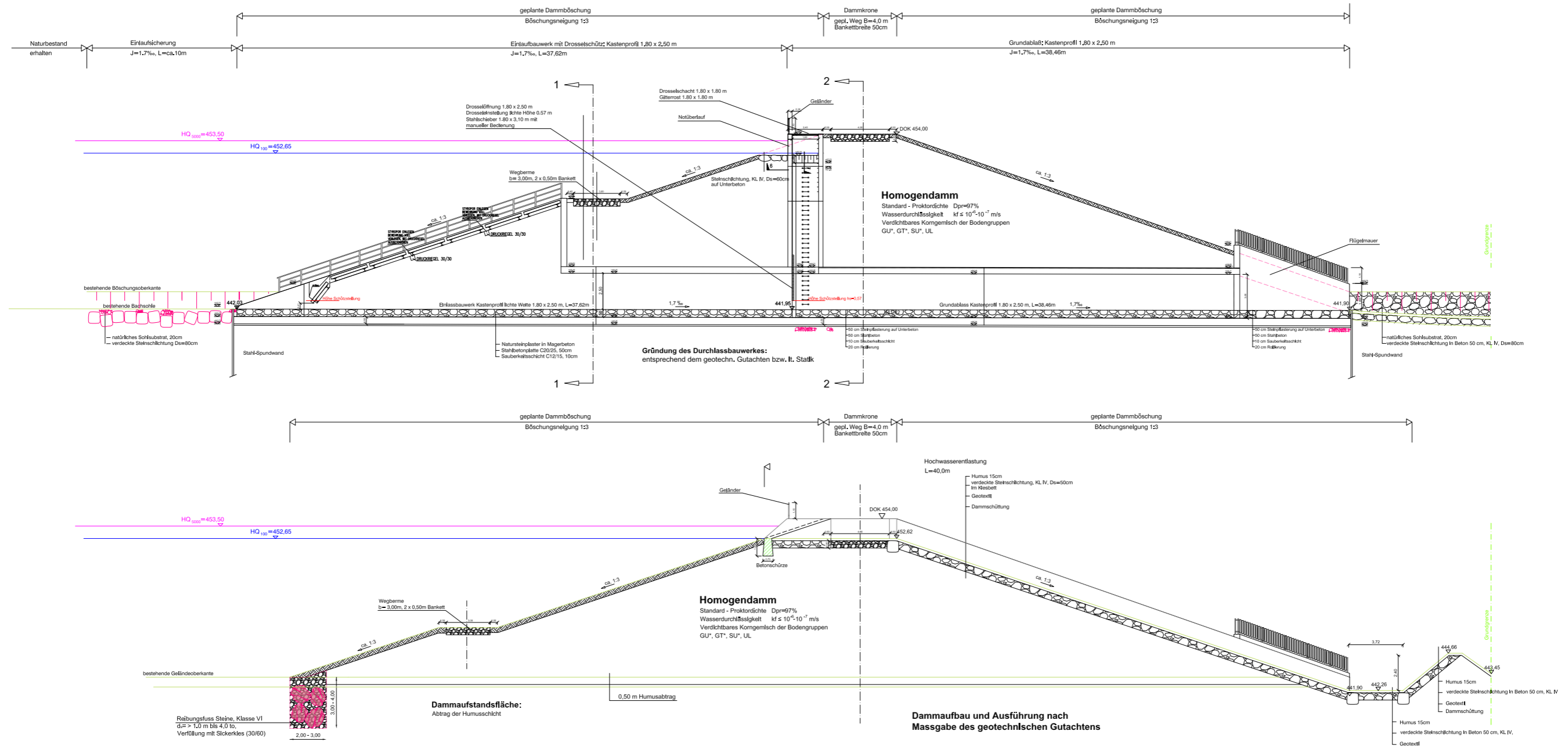


Abbildung A.5: Schnitte durch das Absperrbauwerk der Hochwasserrückhalteanlage Mariasdorf/Tauchen [81]

A.2.2 Geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit

Im Folgenden finden sich die Zusammenstellungen der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für die Lastfallklasse 1 (vgl. Kapitel 6.2.2 bis 6.2.6).

HQ ₁₀₀					
Zeit	Wasserstand	Bishop		Janbu	
		FOS	PF	FOS	PF
[h]	[müA]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	442.00	1.436	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.321	$3.60 \cdot 10^{-3}$
0.50	444.86	1.594	0.000	1.456	$2.00 \cdot 10^{-4}$
1.00	447.21	1.889	0.000	1.698	0.000
1.50	448.77	2.206	0.000	1.968	0.000
2.00	450.18	2.601	0.000	2.308	0.000
2.50	451.11	2.918	0.000	2.586	0.000
3.00	451.72	3.153	0.000	2.796	0.000
3.50	452.13	3.321	0.000	2.949	0.000
4.00	452.38	3.430	0.000	3.049	0.000
4.50	452.55	3.504	0.000	3.118	0.000
5.00	452.64	3.553	0.000	3.159	0.000
5.50	452.65	3.562	0.000	3.170	0.000
6.00	452.60	3.525	0.000	3.139	0.000
6.50	452.50	3.482	0.000	3.098	0.000
7.00	452.35	3.416	0.000	3.036	0.000
7.50	452.15	3.329	0.000	2.956	0.000
8.00	451.90	3.225	0.000	2.861	0.000
8.50	451.63	3.116	0.000	2.763	0.000
9.00	451.36	3.011	0.000	2.668	0.000
9.50	451.10	2.912	0.000	2.581	0.000
10.00	450.83	2.815	0.000	2.495	0.000
10.50	450.54	2.714	0.000	2.407	0.000
11.00	450.26	2.622	0.000	2.323	0.000
11.50	449.99	2.537	0.000	2.246	0.000
12.00	449.68	2.444	0.000	2.163	0.000
12.50	449.37	2.356	0.000	2.085	0.000
13.00	449.07	2.275	0.000	2.013	0.000
13.50	448.73	2.189	0.000	1.938	0.000
14.00	448.38	2.108	0.000	1.868	0.000
14.50	448.05	2.037	0.000	1.807	0.000
15.00	447.59	1.947	0.000	1.729	0.000
15.50	447.14	1.868	0.000	1.663	0.000
16.00	446.46	1.766	0.000	1.576	0.000
16.50	445.52	1.648	0.000	1.488	0.000
17.00	444.32	1.514	0.000	1.381	$9.00 \cdot 10^{-4}$
17.50	442.07	1.414	$6.00 \cdot 10^{-4}$	1.301	$4.80 \cdot 10^{-3}$
18.00	442.00	1.414	$6.00 \cdot 10^{-4}$	1.301	$4.80 \cdot 10^{-3}$
18.50	442.00	1.415	$6.00 \cdot 10^{-4}$	1.302	$4.80 \cdot 10^{-3}$
19.00	442.00	1.415	$6.00 \cdot 10^{-4}$	1.302	$4.80 \cdot 10^{-3}$
19.50	442.00	1.415	$6.00 \cdot 10^{-4}$	1.302	$4.70 \cdot 10^{-3}$
20.00	442.00	1.415	$6.00 \cdot 10^{-4}$	1.303	$4.70 \cdot 10^{-3}$

Tabelle A.4: Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für den Lastfall HQ_{100}

HQ₃₀					
Zeit	Wasserstand	Bishop		Janbu	
		FOS	PF	FOS	PF
[h]	[müA]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	442.00	1.436	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.321	$3.60 \cdot 10^{-3}$
0.50	444.43	1.548	0.000	1.412	$4.00 \cdot 10^{-4}$
1.00	446.63	1.799	0.000	1.622	0.000
1.50	448.13	2.062	0.000	1.845	0.000
2.00	449.32	2.349	0.000	2.090	0.000
2.50	450.10	2.577	0.000	2.288	0.000
3.00	450.57	2.729	0.000	2.421	0.000
3.50	450.89	2.841	0.000	2.518	0.000
4.00	451.07	2.906	0.000	2.575	0.000
4.50	451.17	2.943	0.000	2.608	0.000
5.00	451.19	2.950	0.000	2.615	0.000
5.50	451.16	2.939	0.000	2.605	0.000
6.00	451.08	2.909	0.000	2.578	0.000
6.50	450.95	2.862	0.000	2.537	0.000
7.00	450.76	2.795	0.000	2.478	0.000
7.50	450.53	2.716	0.000	2.409	0.000
8.00	450.26	2.627	0.000	2.328	0.000
8.50	449.98	2.539	0.000	2.248	0.000
9.00	449.67	2.447	0.000	2.165	0.000
9.50	449.36	2.358	0.000	2.086	0.000
10.00	449.07	2.280	0.000	2.017	0.000
10.50	448.72	2.192	0.000	1.940	0.000
11.00	448.37	2.111	0.000	1.869	0.000
11.50	448.04	2.040	0.000	1.808	0.000
12.00	447.58	1.950	0.000	1.731	0.000
12.50	447.13	1.871	0.000	1.665	0.000
13.00	446.44	1.768	0.000	1.577	0.000
13.50	445.49	1.650	0.000	1.488	0.000
14.00	444.29	1.516	0.000	1.384	$9.00 \cdot 10^{-4}$
14.50	442.00	1.420	$4.00 \cdot 10^{-4}$	1.306	$4.50 \cdot 10^{-3}$
15.00	442.00	1.420	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.306	$4.50 \cdot 10^{-3}$
15.50	442.00	1.420	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.307	$4.50 \cdot 10^{-3}$
16.00	442.00	1.421	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.307	$4.50 \cdot 10^{-3}$
16.50	442.00	1.421	$5.00 \cdot 10^{-4}$	1.307	$4.50 \cdot 10^{-3}$
17.00	442.00	1.421	$5.00 \cdot 10^{-4}$	1.308	$4.30 \cdot 10^{-3}$
17.50	442.00	1.421	$5.00 \cdot 10^{-4}$	1.308	$4.30 \cdot 10^{-3}$
18.00	442.00	1.421	$4.00 \cdot 10^{-4}$	1.308	$4.30 \cdot 10^{-3}$
18.50	442.00	1.421	$4.00 \cdot 10^{-4}$	1.308	$4.30 \cdot 10^{-3}$
19.00	442.00	1.421	$4.00 \cdot 10^{-4}$	1.308	$4.30 \cdot 10^{-3}$
19.50	442.00	1.422	$4.00 \cdot 10^{-4}$	1.309	$4.30 \cdot 10^{-3}$
20.00	442.00	1.422	$4.00 \cdot 10^{-4}$	1.309	$4.30 \cdot 10^{-3}$

Tabelle A.5: Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für den Lastfall HQ_{30}

HQ₁₀					
Zeit	Wasserstand	Bishop		Janbu	
		FOS	PF	FOS	PF
[h]	[müA]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	442.00	1.436	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.321	$3.60 \cdot 10^{-3}$
0.50	444.02	1.507	0.000	1.377	$9.00 \cdot 10^{-4}$
1.00	445.81	1.694	0.000	1.533	0.000
1.50	447.29	1.903	0.000	1.710	0.000
2.00	448.32	2.103	0.000	1.881	0.000
2.50	448.92	2.244	0.000	2.001	0.000
3.00	449.25	2.331	0.000	2.076	0.000
3.50	449.44	2.384	0.000	2.122	0.000
4.00	449.52	2.407	0.000	2.142	0.000
4.50	449.54	2.413	0.000	2.144	0.000
5.00	449.50	2.402	0.000	2.132	0.000
5.50	449.41	2.376	0.000	2.108	0.000
6.00	449.27	2.337	0.000	2.072	0.000
6.50	449.09	2.289	0.000	2.028	0.000
7.00	448.85	2.228	0.000	1.974	0.000
7.50	448.56	2.158	0.000	1.912	0.000
8.00	448.22	2.082	0.000	1.845	0.000
8.50	447.83	2.002	0.000	1.776	0.000
9.00	447.37	1.917	0.000	1.703	0.000
9.50	446.87	1.834	0.000	1.634	0.000
10.00	446.10	1.728	0.000	1.545	0.000
10.50	444.94	1.593	0.000	1.453	$2.00 \cdot 10^{-4}$
11.00	443.61	1.460	$1.00 \cdot 10^{-4}$	1.336	$2.80 \cdot 10^{-3}$
11.50	442.00	1.425	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.311	$4.20 \cdot 10^{-3}$
12.00	442.00	1.426	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.311	$4.10 \cdot 10^{-3}$
12.50	442.00	1.426	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.311	$4.10 \cdot 10^{-3}$
13.00	442.00	1.426	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.312	$4.10 \cdot 10^{-3}$
13.50	442.00	1.426	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.312	$4.10 \cdot 10^{-3}$
14.00	442.00	1.426	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.312	$4.10 \cdot 10^{-3}$
14.50	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.312	$4.10 \cdot 10^{-3}$
15.00	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
15.50	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
16.00	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
16.50	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
17.00	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
17.50	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
18.00	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
18.50	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
19.00	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
19.50	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
20.00	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.314	$4.10 \cdot 10^{-3}$

Tabelle A.6: Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für den Lastfall HQ_{10}

HQ₅					
Zeit	Wasserstand	Bishop		Janbu	
		FOS	PF	FOS	PF
[h]	[m ü.A.]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	442.00	1.436	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.321	$3.60 \cdot 10^{-3}$
0.50	443.73	1.481	0.000	1.355	$1.90 \cdot 10^{-3}$
1.00	445.31	1.643	0.000	1.490	0.000
1.50	446.91	1.841	0.000	1.658	0.000
2.00	447.87	2.010	0.000	1.801	0.000
2.50	448.36	2.112	0.000	1.889	0.000
3.00	448.64	2.177	0.000	1.944	0.000
3.50	448.79	2.213	0.000	1.973	0.000
4.00	448.83	2.224	0.000	1.979	0.000
4.50	448.81	2.219	0.000	1.972	0.000
5.00	448.72	2.197	0.000	1.951	0.000
5.50	448.58	2.164	0.000	1.921	0.000
6.00	448.40	2.123	0.000	1.884	0.000
6.50	448.19	2.077	0.000	1.843	0.000
7.00	447.91	2.019	0.000	1.793	0.000
7.50	447.50	1.941	0.000	1.725	0.000
8.00	447.06	1.866	0.000	1.661	0.000
8.50	446.33	1.758	0.000	1.570	0.000
9.00	445.30	1.634	0.000	1.478	0.000
9.50	444.13	1.508	0.000	1.377	$9.00 \cdot 10^{-4}$
10.00	442.00	1.427	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.312	$4.10 \cdot 10^{-3}$
10.50	442.00	1.428	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
11.00	442.00	1.428	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
11.50	442.00	1.428	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.313	$4.10 \cdot 10^{-3}$
12.00	442.00	1.428	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.314	$4.10 \cdot 10^{-3}$
12.50	442.00	1.428	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.314	$4.10 \cdot 10^{-3}$
13.00	442.00	1.428	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.314	$4.10 \cdot 10^{-3}$
13.50	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.314	$4.10 \cdot 10^{-3}$
14.00	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.314	$4.10 \cdot 10^{-3}$
14.50	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.314	$4.10 \cdot 10^{-3}$
15.00	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.10 \cdot 10^{-3}$
15.50	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.10 \cdot 10^{-3}$
16.00	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.00 \cdot 10^{-3}$
16.50	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.00 \cdot 10^{-3}$
17.00	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.00 \cdot 10^{-3}$
17.50	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.00 \cdot 10^{-3}$
18.00	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.00 \cdot 10^{-3}$
18.50	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.00 \cdot 10^{-3}$
19.00	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.00 \cdot 10^{-3}$
19.50	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.00 \cdot 10^{-3}$
20.00	442.00	1.429	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.315	$4.00 \cdot 10^{-3}$

Tabelle A.7: Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für den Lastfall HQ_5

HQ₁					
Zeit	Wasserstand	Bishop		Janbu	
		FOS	PF	FOS	PF
[h]	[müA]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	442.00	1.436	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.321	$3.60 \cdot 10^{-6}$
0.50	443.21	1.439	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.323	$3.50 \cdot 10^{-3}$
1.00	444.43	1.548	0.000	1.412	$4.00 \cdot 10^{-4}$
1.50	445.79	1.692	0.000	1.531	0.000
2.00	446.81	1.826	0.000	1.646	0.000
2.50	447.21	1.890	0.000	1.699	0.000
3.00	447.35	1.915	0.000	1.717	0.000
3.50	447.37	1.919	0.000	1.717	0.000
4.00	447.30	1.907	0.000	1.705	0.000
4.50	447.16	1.883	0.000	1.683	0.000
5.00	446.96	1.851	0.000	1.654	0.000
5.50	446.54	1.789	0.000	1.600	0.000
6.00	446.09	1.730	0.000	1.551	0.000
6.50	445.30	1.638	0.000	1.483	0.000
7.00	444.40	1.539	0.000	1.404	$5.00 \cdot 10^{-4}$
7.50	443.17	1.431	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.316	$4.00 \cdot 10^{-3}$
8.00	442.00	1.431	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.316	$4.00 \cdot 10^{-3}$
8.50	442.00	1.431	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.316	$4.00 \cdot 10^{-3}$
9.00	442.00	1.431	$3.00 \cdot 10^{-4}$	1.317	$4.00 \cdot 10^{-3}$
9.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.317	$4.00 \cdot 10^{-3}$
10.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.317	$3.90 \cdot 10^{-3}$
10.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.317	$3.90 \cdot 10^{-3}$
11.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.317	$3.90 \cdot 10^{-3}$
11.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.317	$3.80 \cdot 10^{-3}$
12.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.317	$3.80 \cdot 10^{-3}$
12.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.317	$3.80 \cdot 10^{-3}$
13.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.317	$3.80 \cdot 10^{-3}$
13.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
14.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
14.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
15.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
15.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
16.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
16.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
17.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
17.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
18.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
18.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
19.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
19.50	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$
20.00	442.00	1.432	$2.00 \cdot 10^{-4}$	1.318	$3.80 \cdot 10^{-3}$

Tabelle A.8: Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten für den Lastfall HQ_1

A.3 Anhang zur Case Study Stauanlage Kartell

A.3.1 Kornverteilungslinien und Planunterlagen

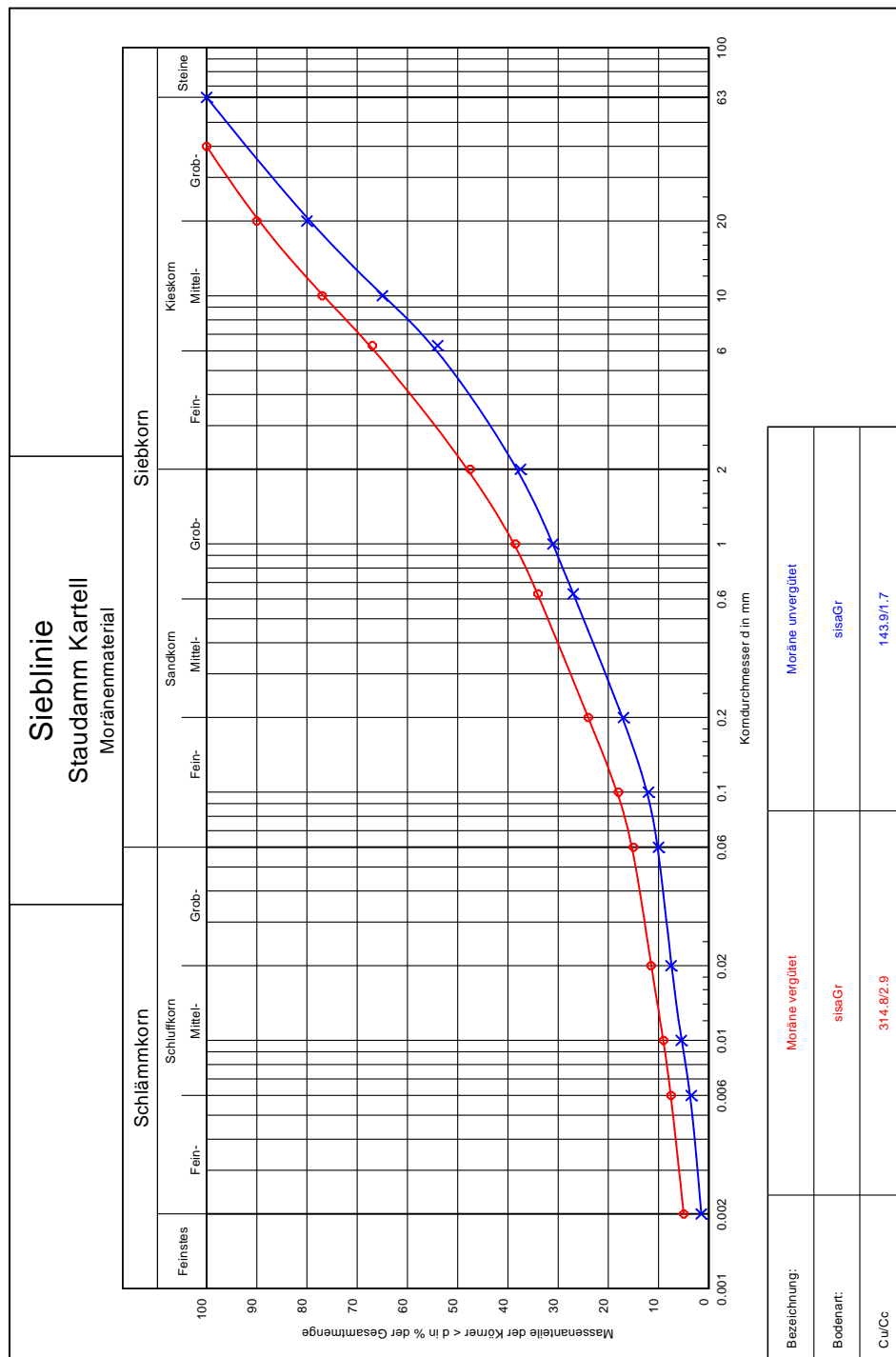


Abbildung A.6: Kornverteilungslinie Stauanlage Kartell - vergütete und unvergütet Moräne

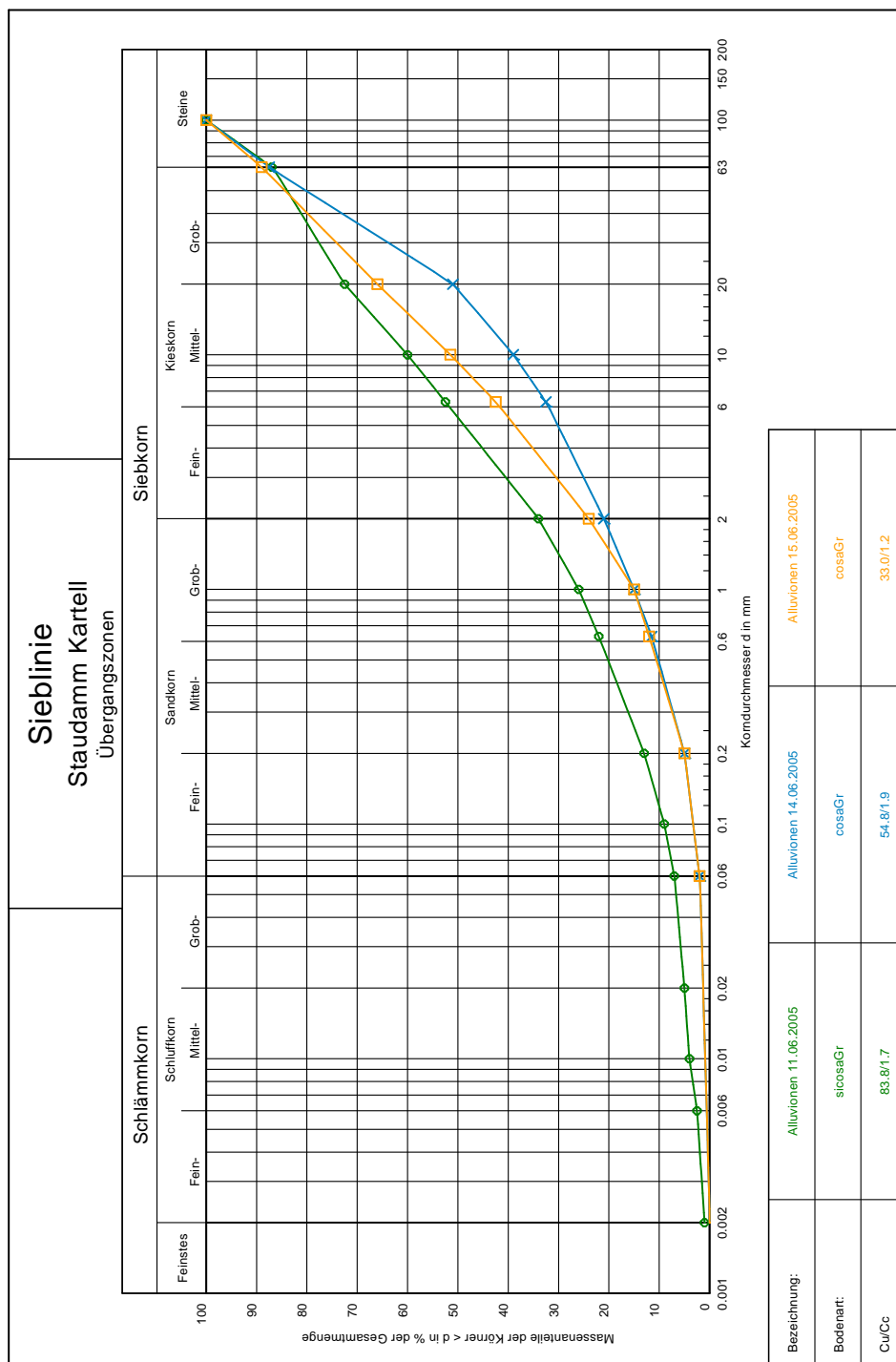


Abbildung A.7: Kornverteilungslinie Stauanlage Kartell - Übergangzone

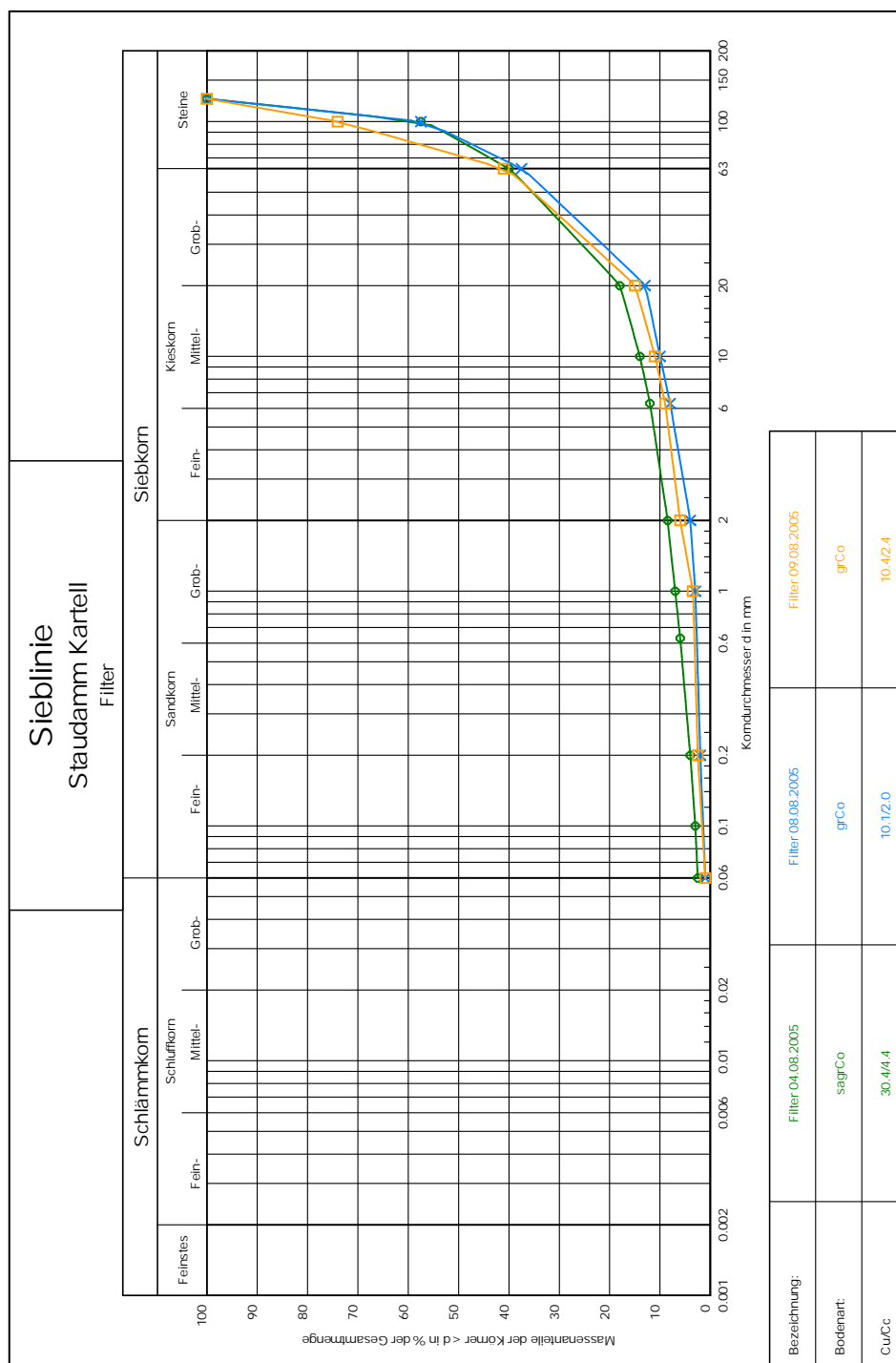


Abbildung A.8: Kornverteilungslinie Stauanlage Kartell - Filter

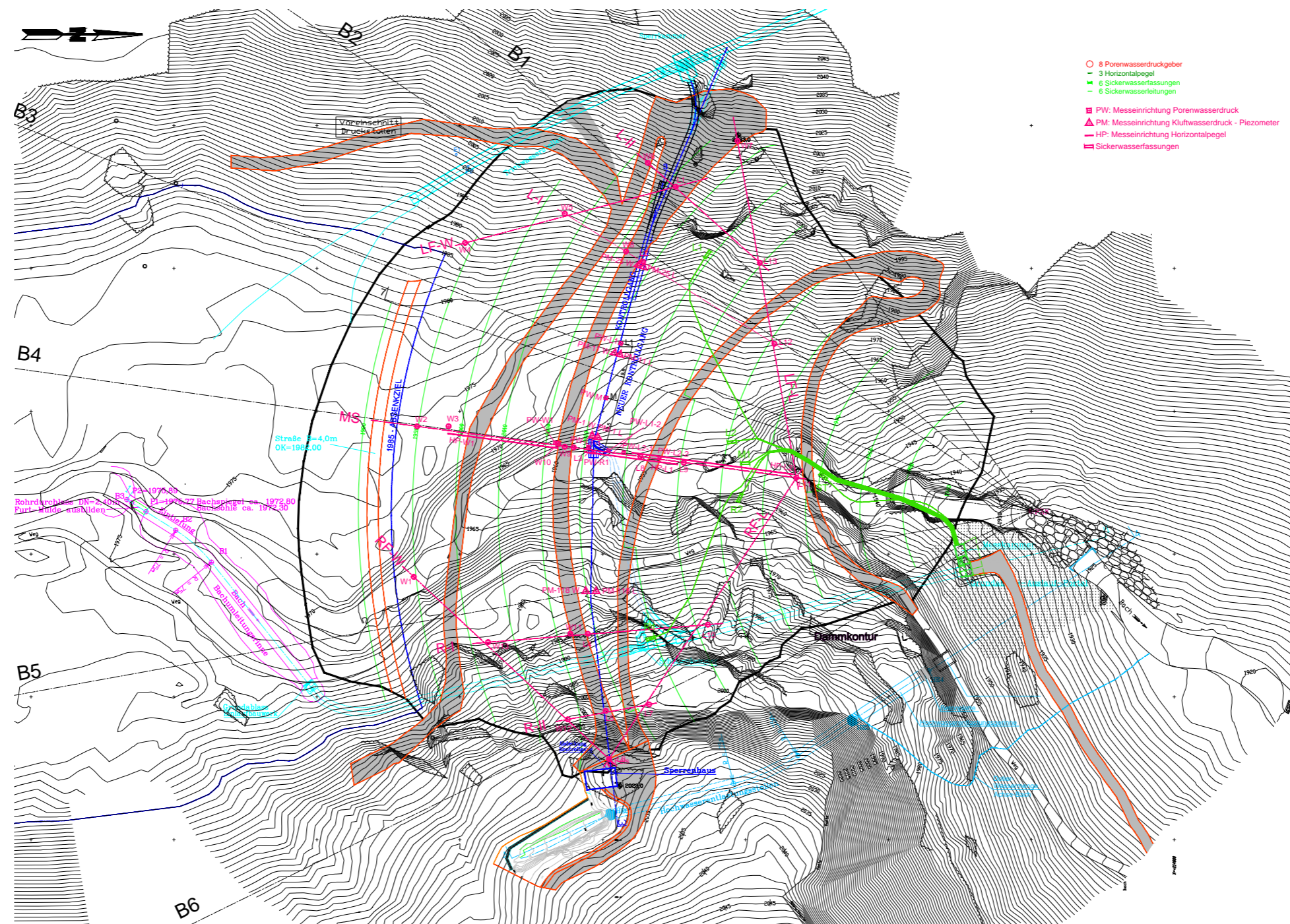


Abbildung A.9: Übersichtlageplan der Stauanlage Kartell

A.3.2 Geotechnisches Versagen - Verlust der Standsicherheit

Öffnungsweite 29 %					
Zeit [h]	Wasserstand [müA]	Bishop		Janbu	
		$\eta_{B,p}$ [-]	PF_B [-]	$\eta_{J,p}$ [-]	PF_J [-]
0,00	2020,00	2,091	0,000	1,977	0,000
31,22	2016,00	2,000	0,000	1,830	0,000
61,01	2012,00	1,890	0,000	1,702	0,000
89,48	2008,00	1,799	0,000	1,605	0,000
116,77	2004,00	1,717	0,000	1,534	0,000
142,56	2000,00	1,658	0,000	1,484	$2,00 \cdot 10^{-5}$
172,21	1995,00	1,613	0,000	1,453	$9,00 \cdot 10^{-5}$
198,34	1990,00	1,593	0,000	1,450	$1,30 \cdot 10^{-4}$
218,72	1985,00	1,595	0,000	1,465	$1,00 \cdot 10^{-4}$
229,59	1980,00	1,612	0,000	1,491	$4,00 \cdot 10^{-5}$
232,59	1975,00	1,635	0,000	1,516	$1,00 \cdot 10^{-5}$

Tabelle A.9: Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 29 %

Öffnungsweite 50 %					
Zeit [h]	Wasserstand [müA]	Bishop		Janbu	
		$\eta_{B,p}$ [-]	PF_B [-]	$\eta_{J,p}$ [-]	PF_J [-]
0,00	2020,00	2,091	0,000	1,977	0,000
19,58	2016,00	1,885	0,000	1,739	0,000
38,24	2012,00	1,752	0,000	1,580	0,000
56,06	2008,00	1,648	0,000	1,474	0,000
73,12	2004,00	1,574	0,000	1,397	$2,00 \cdot 10^{-4}$
89,25	2000,00	1,522	0,000	1,344	$8,40 \cdot 10^{-4}$
107,50	1995,00	1,480	$2,00 \cdot 10^{-5}$	1,305	$3,00 \cdot 10^{-3}$
123,20	1990,00	1,464	$9,00 \cdot 10^{-5}$	1,293	$4,66 \cdot 10^{-3}$
135,50	1985,00	1,464	$1,00 \cdot 10^{-4}$	1,297	$4,53 \cdot 10^{-3}$
142,80	1980,00	1,483	$6,00 \cdot 10^{-5}$	1,322	$2,72 \cdot 10^{-3}$
144,06	1975,00	1,497	$4,00 \cdot 10^{-5}$	1,337	$1,76 \cdot 10^{-3}$

Tabelle A.10: Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 50 %

Öffnungsweite 100 %					
Zeit [h]	Wasserstand [müA]	Bishop		Janbu	
		$\eta_{B,p}$ [-]	PF_B [-]	$\eta_{J,p}$ [-]	PF_J [-]
0,00	2020,00	2,091	0,000	1,977	0,000
9,82	2016,00	1,842	0,000	1,698	0,000
19,21	2012,00	1,684	0,000	1,515	0,000
28,18	2008,00	1,568	0,000	1,395	$1,70 \cdot 10^{-4}$
36,78	2004,00	1,489	$1,00 \cdot 10^{-5}$	1,316	$1,25 \cdot 10^{-3}$
44,91	2000,00	1,461	$1,40 \cdot 10^{-4}$	1,261	$7,21 \cdot 10^{-3}$
54,16	1995,00	1,385	$4,80 \cdot 10^{-4}$	1,216	$2,22 \cdot 10^{-2}$
62,17	1990,00	1,362	$1,06 \cdot 10^{-3}$	1,197	$3,37 \cdot 10^{-2}$
68,47	1985,00	1,356	$1,51 \cdot 10^{-3}$	1,198	$3,53 \cdot 10^{-2}$
71,90	1980,00	1,366	$1,36 \cdot 10^{-3}$	1,213	$2,73 \cdot 10^{-2}$
72,84	1975,00	1,384	$9,40 \cdot 10^{-4}$	1,232	$1,83 \cdot 10^{-2}$

Tabelle A.11: Zusammenstellung der Sicherheitsfaktoren und Versagenswahrscheinlichkeiten im Zuge des Abstauvorganges - Öffnungsweite 100 %

A.3.3 Auswertung der geometrischen Suffosionskriterien

Im folgenden Abschnitt sind die Auswertungen der in Kapitel 5.8.1 angeführten geometrischen Suffosionskriterien aufbereitet.

A.3.3.1 Kriterium nach Ziems

In Tabelle A.12 sind die Ergebnisse nach dem Kriterium nach *Ziems* dargestellt. Die Kornverteilungslinien wurden, wie in Kapitel 5.8.1.1 beschrieben, ausgewertet. Rote Zahlen weisen darauf hin, dass das Kriterium nicht erfüllt wurde. Es ist anzumerken das für den Nachweis d_3 herangezogen wurde, da aufgrund fehlender Schlämmanalysen d_0 nicht ermittelt werden konnte.

	Kurve	$\eta_{S,G}$
Moräne	vergütet	0,13
	unvergütet	0,13
Übergangszone	11.Jun	0,21
	14.Jun	0,85
	15.Jun	1,02
Filter	04.Aug	0,07
	08.Aug	0,56
	09.Aug	0,38

Tabelle A.12: Kriterium nach *Ziems* , $\eta_{S,G} \geq 1,5$

Es ist ersichtlich, dass keine der Kornverteilungslinien das geometrische Suffosionskriterium erfüllt. Dies ergibt sich daraus, dass das größte suffosionsgefährdete Korn d_S , aufgrund der großen Ungleichförmigkeit, größer als d_{min} ist. Große Teile der Kornverteilung sind daher aufgrund der Porengeometrie gefährdet, ausgewaschen zu werden. Es sind daher in weiterer Folge besonders die hydraulischen Verhältnisse ausschlaggebend.

Das Kontaktsuffosionskriterium nach *Ziems* wird für die Übergänge zwischen dem äußeren Kern und der Übergangszone sowie zwischen Übergangszone und Filter ausgewertet. Für den ersten Übergang wird dabei die unvergütete Moräne als Basiserdstoff mit den Kornverteilungslinien der Übergangszone als Filter verglichen. Für den zweiten Übergang werden die Kornverteilungslinien der Übergangszone als Basiserdstoff mit den Kornverteilungslinien des Filters als Filter verglichen. Die Ergebnisse sind in Tabelle A.13 dargestellt:

	Kurve	ÜZ 11.Jun	ÜZ 14.Jun	ÜZ 15.Jun
Moräne	unvergütet	0,50	0,14	0,17
		Filter 04.Aug	Filter 08.Aug	Filter 09.Aug
Übergangszone	11.Jun	0,02	0,01	0,01
	14.Jun	0,08	0,06	0,07
	15.Jun	0,07	0,06	0,07

Tabelle A.13: Kontaktsuffosion nach *Ziems* , $\eta_{S,G} \geq 1,5$

Es zeigt sich, dass auch das Kontaktsuffosionskriterium nach *Ziems* von keiner der Kornverteilungslinien erfüllt wird. Dies ist wie bereits im vorherigen Kriterium auf die

große Ungleichförmigkeit der Kornverteilungslinien zurückzuführen.

A.3.3.2 Kriterium nach Kenney und Lau

Alle Kornverteilungslinien wurden nach *Kenney* und *Lau* wie in Kapitel 5.8.1.2 beschrieben, ausgewertet. Diese werden dazu in Bereiche D bis $4 \cdot D$ eingeteilt und die dazugehörigen Werte F und H ermittelt. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen A.11 bis A.13 dargestellt. Der suffosionsgefährdete Bereich ist in den Abbildungen grau hinterlegt.

Es ist ersichtlich, dass sowohl das Moränenmaterial des Kerns und die Übergangszonen im suffosionsgefährdeten Bereich liegen. Diese Tatsache ist auf die weit gestuften Kornverteilungslinien dieser Materialien zurückzuführen (hohe Ungleichförmigkeit). So wächst der Wert für F schneller an, als jener für H wodurch sich eine flache Kurve einstellt.

Die Kornverteilungslinien des Filters liegen aufgrund der geringeren Ungleichförmigkeit überwiegend im suffosionssicheren Bereich. Durch die engere Stufung steigt F langsamer an als H und es stellt sich eine steil ansteigende Kurve ein.

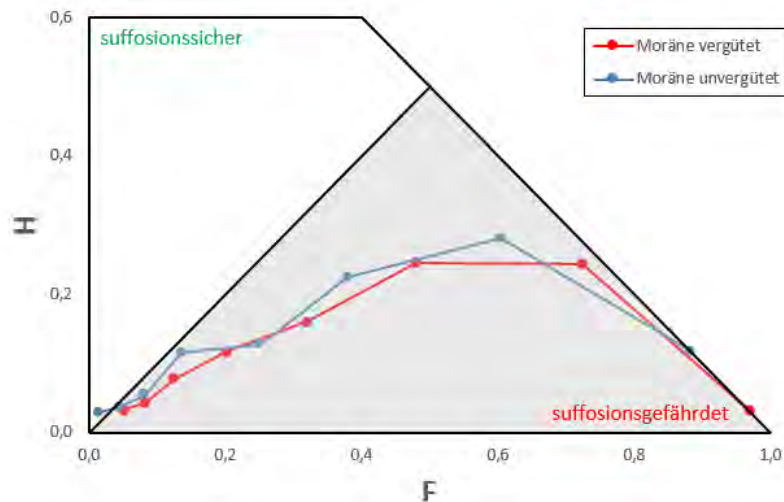
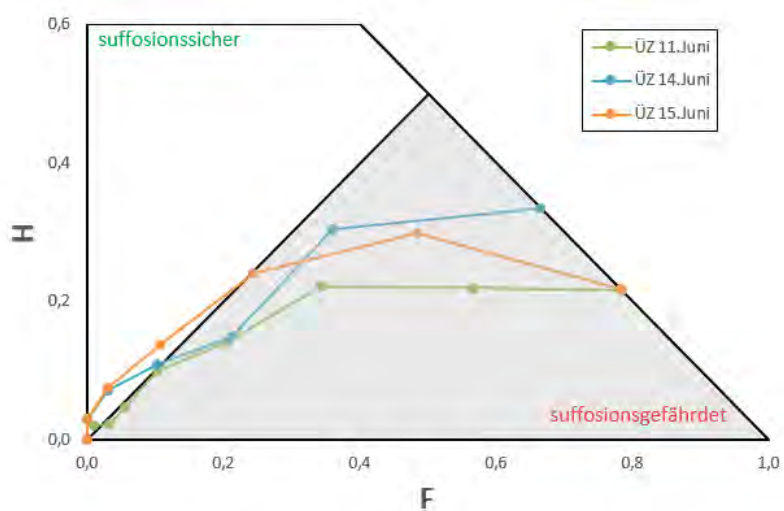
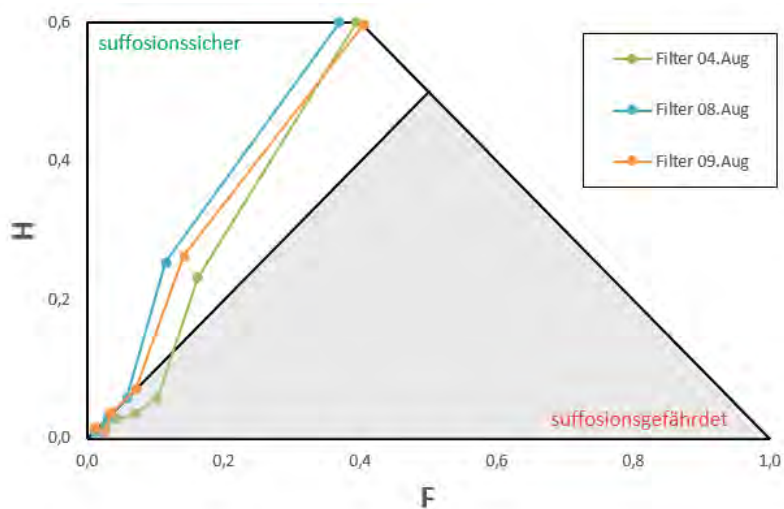


Abbildung A.11: Kriterium nach *Kenney* und *Lau* - vergütete und unvergütete Moräne

Abbildung A.12: Kriterium nach *Kenney* und *Lau* - ÜbergangszoneAbbildung A.13: Kriterium nach *Kenney* und *Lau* - Filter

A.3.4 Auswertung der hydraulischen Suffosionskriterien

Mit einem Verweis auf Kapitel 5.8.2 werden im Folgenden die Auswertungen zu den hydraulischen Suffosionskriterien dargestellt. Den Auswertungen liegt dabei eine stationäre

Berechnung der Sickerströmung unter Vollstau (Staukote 2020,00 müA) zugrunde. Das strömungsmechanische Rechenmodell wurde mit dem Softwarepaket *GGU-SS-FLOW 2D* erstellt und kann dabei mit jenem aus Abbildung 7.10 verglichen werden. Die Abbildungen A.14 sowie A.15 zeigen die ermittelten maximalen Porenwasserdrücke sowie die vorhandenen hydraulischen Gradient i_{vorh} .

A.3.4.1 Kriterium nach Busch et al.

Das Kriterium nach *Bush et al.* wurde gemäß Kapitel 5.8.2.1 ausgewertet. Die Auswertung erfolgte ausschließlich für den Fall einer horizontalen Strömung mit $\alpha = 90^\circ$, da diese die maßgebliche Strömungsrichtung in den untersuchten Bereichen um Übergang von inneren Kern zu darstellt. Die sich ergebenden Sicherheiten sind in Tabelle A.14 angeführt.

	Kurve	i_{krit}	i_{vorh}	$\eta_{S,H}$
Moräne	vergütet	656,637	6,000	109,44
	unvergütet	73,386	1,250	58,71
Übergangszone	11.Jun	6,015	0,500	12,03
	14.Jun	17,313	0,500	34,63
	15.Jun	12,100	0,500	24,02
Filter	04.Aug	50,077	0,400	125,19
	08.Aug	52,100	0,400	130,25
	09.Aug	46,671	0,400	116,68

Tabelle A.14: Kriterium nach *Bush et al.*, $\eta_{S,H} \geq 2,0$

In Tabelle A.14 ist ersichtlich, dass das Kriterium von alle Kornverteilungen erfüllt wird. Die hohen Werte für die Sicherheit $\eta_{S,H}$ ergeben sich für die Moräne vorwiegend aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Materials. Für den Filter ergeben sich die hohen Sicherheiten aus einem größeren Wert für das größte suffosionsgefährdete Korn d_S , welcher im Vergleich zur Moräne um zwei Zehnerpotenzen größer ist. Die im Vergleich zu den anderen Materialien geringere Sicherheit der Übergangszone ergibt sich aufgrund der geringen Größe von d_S im Vergleich zum Filter und der höheren Durchlässigkeit im Vergleich zur Moräne.

A.3.4.2 Kriterium nach Istomina

In Tabelle A.15 ist die Auswertung des Kriteriums nach *Istomina* dargestellt. Das Kriterium wird, wie in Kapitel 5.8.2.2 beschrieben, ohne Berücksichtigung der Strömungsrichtung ausgewertet.

	Kurve	i_{krit}	i_{vorh}	$\eta_{S,H}$
Moräne	vergütet	0,100	6,000	0,02
	unvergütet	0,100	1,250	0,08
Übergangszone	11.Jun	0,100	0,500	0,20
	14.Jun	0,100	0,500	0,20
	15.Jun	0,100	0,500	0,20
Filter	04.Aug	0,100	0,400	0,25
	08.Aug	0,200	0,400	0,50
	09.Aug	0,200	0,400	0,50

Tabelle A.15: Kriterium nach *Istomina* , $\eta_{S,H} \geq 2,0$

Es zeigt sich, dass keine der Kornverteilungslinien das Kriterium erfüllt. Dies ergibt sich aufgrund der hohen Ungleichförmigkeit der untersuchten Sieblinien, die wie in Abbildung 5.20 dargestellt, zu niedrigen Werten für i_{krit} führen.

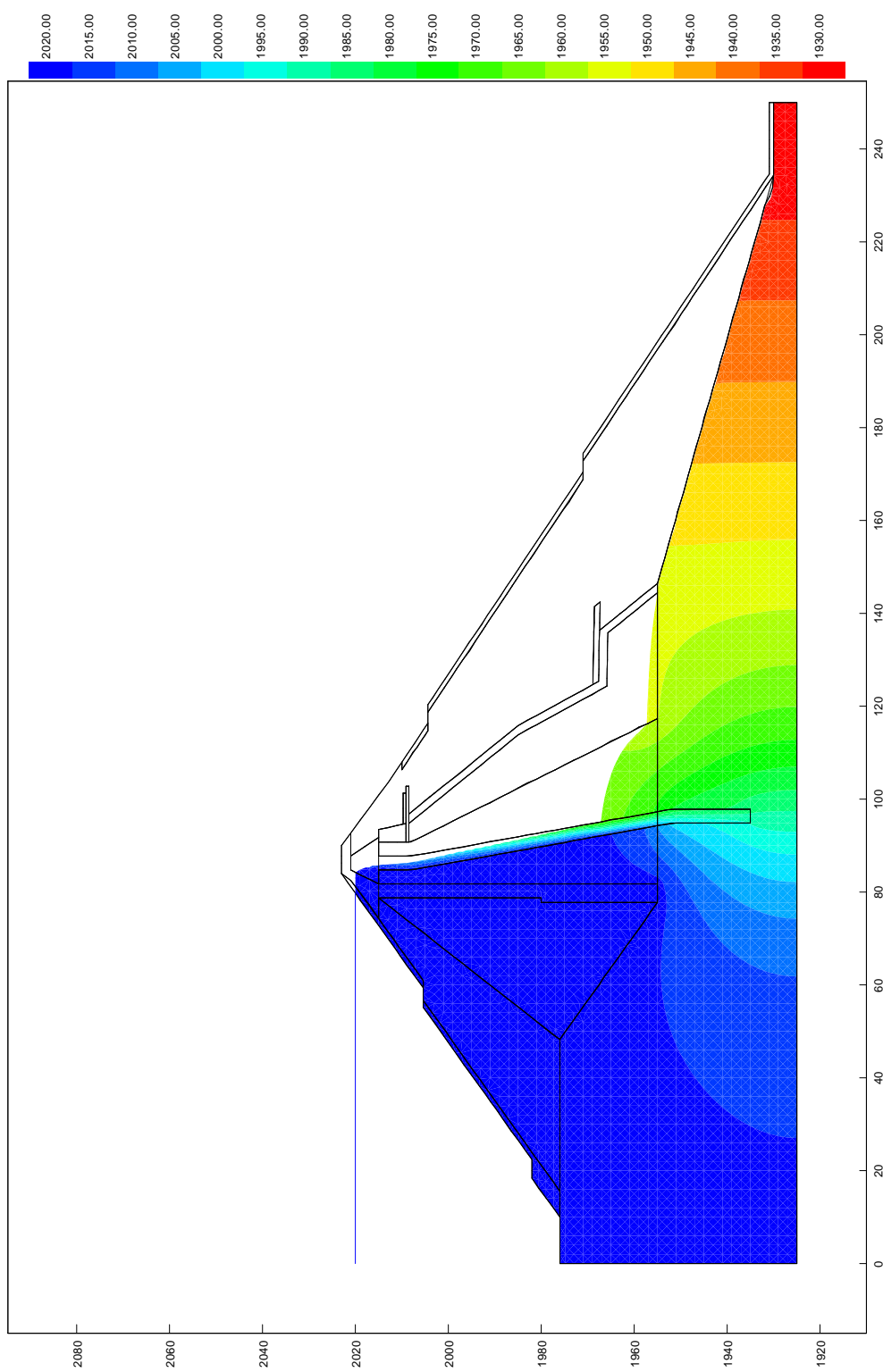


Abbildung A.14: Porenwasserdrücke u - Lastfall Stauziel 2020,00 müA

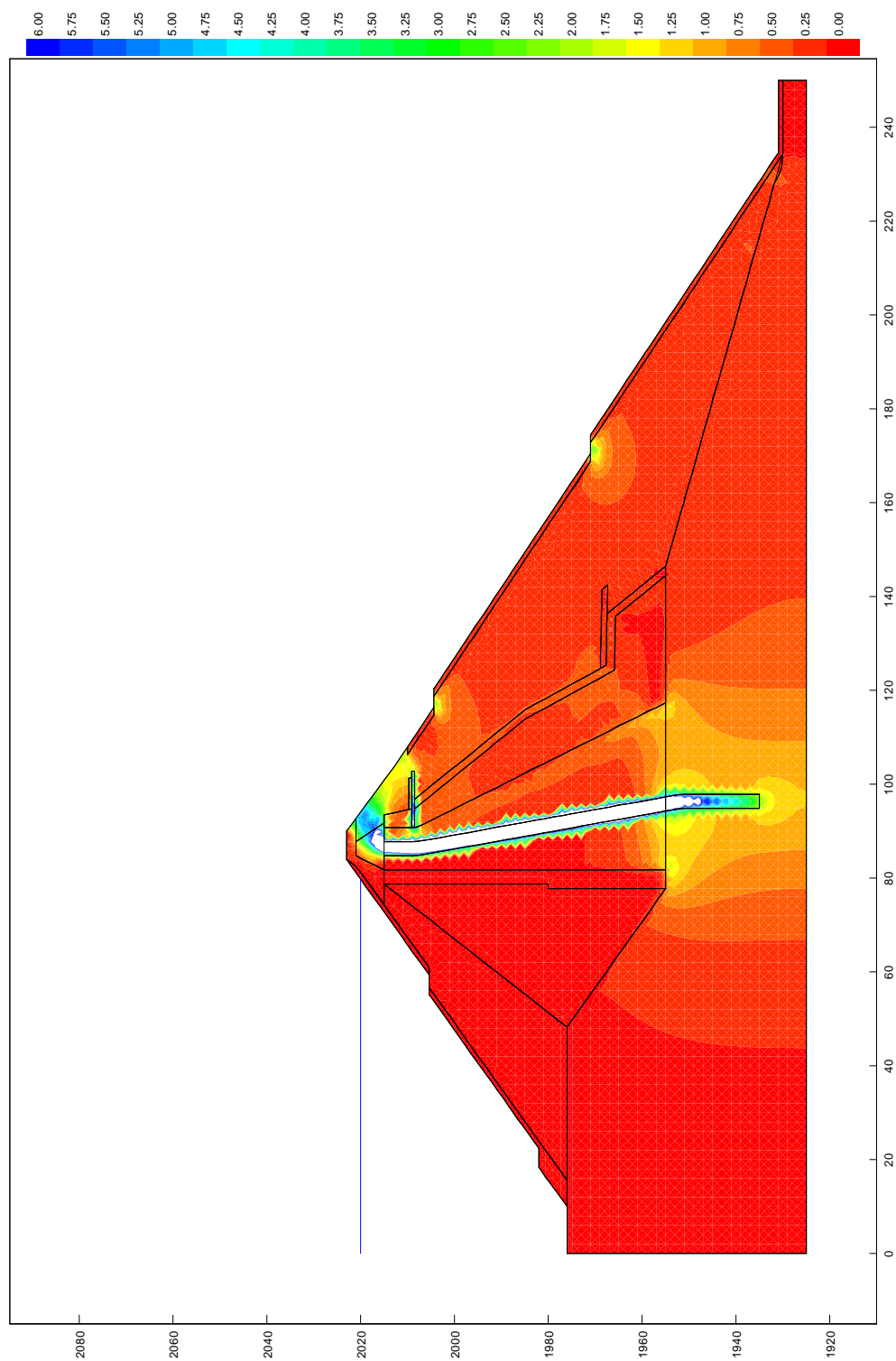


Abbildung A.15: Hydraulische Gradienten i_{vorh} - Lastfall Stauziel 2020,00 müA

A.3.5 Auswertung der geometrischen Erosionskriterien

Im Folgenden die Auswertungen zu den geometrischen Erosionskriterien dargestellt. Die theoretischen Hintergründe dazu finden sich in Kapitel 5.8.3.

A.3.5.1 Kriterium nach Terzaghi und Peck

Nachfolgend wird das Kriterium nach *Terzaghi* und *Peck* gemäß Kapitel 5.8.3.1 ausgewertet. Die Ergebnisse für das Kontaktersionskriterium sind in Tabelle A.16, sowie jene für die Durchlässigkeitsregel in Tabelle A.17 aufgelistet. Für die Auswertung werden wieder die Übergänge zwischen dem äußeren Kern und der Übergangszone sowie zwischen Übergangszone und Filter untersucht.

Filter		Übergangszone					Filter	
			11.Jun	14.Jun	15.Jun	04.Aug	08.Aug	09.Aug
		$d_{15,F}$ [mm]	0,26	1,00	1,00	11,94	22,16	19,53
Basiserdstoff		$d_{85,B}$ [mm]						
Moräne	unverg.	26,99	0,01	0,04	0,04	-	-	-
Übergangszone	11.Jun	54,55	-	-	-	0,22	0,41	0,36
	14.Jun	58,16	-	-	-	0,21	0,38	0,34
	15.Jun	51,71	-	-	-	0,23	0,43	0,38

Tabelle A.16: Kontaktersionskriterium nach *Terzaghi* und *Peck*

Filter		Übergangszone					Filter	
			11.Jun	14.Jun	15.Jun	04.Aug	08.Aug	09.Aug
		$d_{15,F}$ [mm]	0,26	1,00	1,00	11,94	22,16	19,53
Basiserdstoff		$d_{15,B}$ [mm]						
Moräne	unverg.	0,15	1,73	6,67	6,65	-	-	-
Übergangszone	11.Jun	0,26	-	-	-	46,14	85,62	75,44
	14.Jun	1,00	-	-	-	11,95	22,17	19,54
	15.Jun	1,00	-	-	-	11,99	22,24	19,60

Tabelle A.17: Durchlässigkeitsregel nach *Terzaghi* und *Peck*

Die Ergebnisse in Tabelle A.16 zeigen, dass das Kontaktersionskriterium für alle Kornverteilungen erfüllt wird. Die Durchlässigkeitsregel wird, wie in Tabelle A.17 ersichtlich

ist, für den Übergang zwischen äußerem Kern und Übergangszone für eine der Kornverteilungen nicht erfüllt. Da das Kriterium jedoch nur bei einer von drei Kornverteilungen unterschritten wird und bereits eine Sicherheit von ≈ 2 enthält, kann von einem positiven Ergebnis gesprochen werden. Des weiteren sei anzumerken, dass es sich hierbei um ein Kriterium für die Bemessung von Filtern handelt und somit vor allem für den Übergang zwischen Übergangszone und Filter von Bedeutung ist. Für diesen Übergang wird das Kriterium für alle Kornverteilungslinien erfüllt.

A.3.5.2 Kriterium nach Sherard und Dunnigan

Für die Auswertung des Kriteriums nach *Sherard* und *Dunnigan* werden die Kornverteilung wie in Kapitel 5.8.3.2 beschrieben, in eine von vier Bodenkategorien eingeteilt. Die Einteilung erfolgt nach einer Umstufung der Korngrößenverteilung, wobei nur jene Kornfraktion mit einem Durchmesser von $d \leq 4,75 \text{ mm}$ herangezogen wird. Diese getroffene Einteilung ist in Tabelle A.18 dargestellt. Die Ergebnisse der Auswertung des Erosionskriteriums sind in der Tabelle A.19 ersichtlich. In der Tabelle bedeutet der Buchstabe j , dass das Kriterium erfüllt wurde ein rotes n , dass es nicht erfüllt wurde. Es werden wieder die bekannten Übergänge, wie in den vorhergegangenen Kriterien untersucht. Weiters werden nur Böden, welche in die Bodengruppe 3 fallen, ausgewertet.

In Tabelle A.19 zeigt sich, dass das Kriterium nach *Sherard* und *Dunnigan* für alle untersuchten Kornverteilungslinien erfüllt wird. Der Wert $d_{85,B}$ des jeweiligen Basiserdstoffes ist somit ausreichend groß im Vergleich zu $d_{15,F}$ des dazugehörigen Filtermaterials. Weiters sei an dieser Stelle angemerkt, dass das ausgewertete Erosionskriterium im Zuge der Planung der Stauanlage Kartell als maßgebendes Designkriterium angewendet wurde.

	Kurve	Sherard	Fell
Moräne	vergütet	4	4
	unvergütet	3	4
Übergangszone	11.Jun	3	4
	14.Jun	3	3
	15.Jun	3	3
Filter	04.Aug	3	4
	08.Aug	3	4
	09.Aug	3	3

Tabelle A.18: Gruppeneinteilung nach *Sherard* und *Dunnigan* bzw. *Fell et al.*

Basis	Mor. unverg.		$d_{85,B}$ [mm]	Kriterium
			26,99	107,95
Filter	ÜZ 11.Jun	$d_{15,F}$ [mm]	0,26	j
Filter	ÜZ 14.Jun	$d_{15,F}$ [mm]	1,00	j
Filter	ÜZ 15.Jun	$d_{15,F}$ [mm]	1,00	j
				Kriterium
Basis	ÜZ 11.06		54,55	218,18
Filter	04.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	11,94	j
Filter	08.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	22,16	j
Filter	09.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	19,53	j
				Kriterium
Basis	ÜZ 14.06		58,16	232,63
Filter	04.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	11,94	j
Filter	08.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	22,16	j
Filter	09.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	19,53	j
				Kriterium
Basis	ÜZ 15.06		51,71	206,85
Filter	04.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	11,94	j
Filter	08.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	22,16	j
Filter	09.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	19,53	j

Tabelle A.19: Auswertung 3. Bodengruppe nach *Sherard* und *Dunnigan*

A.3.5.3 Kriterium nach Fell et al.

Für die Auswertung des Erosionskriteriums nach *Fell et al.* (siehe Kapitel 5.8.3.3) werden die untersuchten Basiserdstoff-Filter Systeme anhand der Kornverteilungslinien in eine von vier Kategorien eingeteilt. In Tabelle A.18 ist ersichtlich, dass sich die Einteilung nach *Fell et al.* für mehrere Kornverteilungen von jener nach *Sherard* und *Dunnigan* unterscheidet. Es werden folglich Böden der Bodengruppen 3 und 4 ausgewertet. Der Buchstabe *j* steht dabei abermals für ein erfülltes, ein rotes *n* für ein nicht erfülltes Kriterium. Die Ergebnisse für Bodengruppe 3 sind in Tabelle A.20, jene für Bodengruppe 4 in Tabelle A.21 dargestellt. Des weiteren wird auch die hydraulische Filterwirksamkeit ausgewertet. Die Ergebnisse dieser Auswertung finden sich in Tabelle A.22.

			$d_{85,B}$ [mm]	Kriterium
Basis	ÜZ 14.06		3,01	12,04
Filter	04.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	11,94	j
Filter	08.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	22,16	n
Filter	09.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	19,53	n
				Kriterium
Basis	ÜZ 15.06		3,06	12,23
Filter	04.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	11,94	j
Filter	08.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	22,16	n
Filter	09.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	19,53	n

Tabelle A.20: Auswertung 3. Bodengruppe nach *Fell et al.*

			$d_{85,B}$ [mm]	Kriterium
Basis	Mor. unverg.		2,82	8,62
Filter	ÜZ 11.Jun	$d_{15,F}$ [mm]	0,26	j
Filter	ÜZ 14.Jun	$d_{15,F}$ [mm]	1,00	j
Filter	ÜZ 15.Jun	$d_{15,F}$ [mm]	1,00	j
				Kriterium
Basis	ÜZ 11.06		2,80	10,55
Filter	04.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	11,94	n
Filter	08.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	22,16	n
Filter	09.Aug	$d_{15,F}$ [mm]	19,53	n

Tabelle A.21: Auswertung 4. Bodengruppe nach *Fell et al.*

			$d_{15,B}[\text{mm}]$	Kriterium
Basis	Mor. unverg.		0,15	0,60
Filter	ÜZ 11.Jun	$d_{15,F}[\text{mm}]$	0,26	n
Filter	ÜZ 14.Jun	$d_{15,F}[\text{mm}]$	1,00	j
Filter	ÜZ 15.Jun	$d_{15,F}[\text{mm}]$	1,00	j
				Kriterium
Basis	ÜZ 11.06		0,26	1,04
Filter	Filter 04.Aug	$d_{15,F}[\text{mm}]$	11,94	j
Filter	Filter 08.Aug	$d_{15,F}[\text{mm}]$	22,16	j
Filter	Filter 09.Aug	$d_{15,F}[\text{mm}]$	19,53	j
				Kriterium
Basis	ÜZ 14.06		1,00	4,00
Filter	Filter 04.Aug	$d_{15,F}[\text{mm}]$	11,94	j
Filter	Filter 08.Aug	$d_{15,F}[\text{mm}]$	22,16	j
Filter	Filter 09.Aug	$d_{15,F}[\text{mm}]$	19,53	j
				Kriterium
Basis	ÜZ 15.06		1,00	3,99
Filter	Filter 04.Aug	$d_{15,F}[\text{mm}]$	11,94	j
Filter	Filter 08.Aug	$d_{15,F}[\text{mm}]$	22,16	j
Filter	Filter 09.Aug	$d_{15,F}[\text{mm}]$	19,53	j

Tabelle A.22: Hydraulische Filterwirksamkeit nach *Fell et al.*

Es zeigt sich, dass das Kriterium für den Übergang zwischen äußerem Kern und der Übergangszone erfüllt wird (siehe Tabelle A.21). Hingegen wird das Kriterium für den Übergang zwischen Übergangszone und Filter für fast alle Kornverteilungen nicht erfüllt. Das Kriterium wird dabei in den meisten Fällen deutlich überschritten. Diese Tatsache ist abermals auf die, im Vergleich zu den Werten für $d_{85,B}$ der Basiserdstoffe, großen Werten für $d_{15,F}$ der Filtererdstoffe zurückzuführen. Die hydraulische Filterwirksamkeit ist für alle außer eine Kornverteilung gegeben (siehe Tabelle A.22).

A.3.5.4 Kriterium nach Kenney und Lau

Die Auswertung des geometrischen Erosionskriteriums nach *Kenney* und *Lau* erfolgt wie in Kapitel 5.8.3.4 beschrieben. Die Ergebnisse sind in Tabelle A.23 zusammengefasst. Es zeigt sich, dass alle Kornverteilungen der Basiserdstoffe geometrisch erosionsstabil gegenüber den als Filter gewählten Kornverteilungen sind.

Filtererdstoff		Übergangszone							
		11.Jun		14.Jun		15.Jun			
		$d_{5,F}$	$d_{15,F}$	$d_{5,F}$	$d_{15,F}$	$d_{5,F}$	$d_{15,F}$		
		0,02	0,26	0,20	1,00	0,20	1,00		
Basiserdstoff		$4 * d_{50,B}$	$5 * d_{50,B}$						
Moräne	unvergütet	18,61	23,26	j	j	j	j	j	j

Filtererdstoff		Filter							
		04.Aug		08.Aug		09.Aug			
		$d_{5,F}$	$d_{15,F}$	$d_{5,F}$	$d_{15,F}$	$d_{5,F}$	$d_{15,F}$		
		0,36	11,94	2,68	22,16	1,52	19,53		
Basiserdstoff		$4 * d_{50,B}$	$5 * d_{50,B}$						
Übergangs- zonen	11.Jun	21,59	26,99	j	j	j	j	j	j
	14.Jun	75,70	94,63	j	j	j	j	j	j
	15.Jun	37,04	46,30	j	j	j	j	j	j

Tabelle A.23: Kriterium nach *Kenney* und *Lau*

A.3.5.5 Kriterium nach Lafleur et al.

Das Kriterium nach *Lafleur et al.* wurde, wie in Kapitel 5.8.3.5 dargestellt, ausgewertet. Es handelt sich bei allen untersuchten Kornverteilungslinien um konkav nach oben gerichtete Verteilungen. Gemäß dem Ablaufschema für das Kriterium (siehe Abbildung 5.23) wurde daher für d_{SF} der Wert für d_{20} gewählt. Die weitere Auswertung erfolgt analog zu jener nach *Terzaghi* und *Peck* wie in Kapitel 5.8.3.1 beschrieben. Die Ergebnisse für das Kontakterosionskriterium nach *Lafleur et al.* sind in Tabelle A.24 dargestellt. Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsregel nach sind ident mit jenen nach *Terzaghi und Peck* in Tabelle A.17.

Filter		Übergangszone						Filter	
		11.Jun	14.Jun	15.Jun	04.Aug	08.Aug	09.Aug		
		$d_{15,F}$ [mm]	0,26	1,00	1,00	11,94	22,16	19,53	
Basiserdstoff		d_{SF} [mm]							
Moräne	unvergütet	0,28	0,92	3,57	3,56	-	-	-	
Übergangs- zone	11.Jun	0,49	-	-	-	24,42	45,31	39,92	
	14.Jun	1,78	-	-	-	6,70	12,43	10,95	
	15.Jun	1,47	-	-	-	8,11	15,04	13,25	

Tabelle A.24: Kontakterosionskriterium nach *Lafleur et al.*

Im Gegensatz zum Kriterium nach *Terzaghi* und *Peck* wird das Kriterium nach *Lafleur et al.* für die Schichtgrenze zwischen Übergangszone und Filter nicht erfüllt. Diese Tatsache resultiert aus dem wesentlich kleinerem Wert für d_{20} im Vergleich zu dem bei *Terzaghi* und *Peck* verwendeten Wert d_{85} . Der Übergang von Übergangszone zu Filter ist nach *Lafleur et al.* demnach geometrisch nicht erosionsstabil.

Es ist anzumerken, dass das Kriterium nach *Lafleur et al.* für weit gestuftes, eiszeitliches Moränenmaterialien entwickelt wurde und somit vermutlich eine bessere Anwendbarkeit als jenes nach *Terzaghi* und *Peck* aufweist.

A.3.6 Auswertung der hydraulischen Kontakterosionskriterien

Mit einem Verweis auf Kapitel 5.8.4 wird im Folgenden die hydraulische Kontakterosionssicherheit des Schüttmaterials untersucht.

A.3.6.1 Kriterium nach Zweck und Davidenkoff

Die Auswertung des Kriteriums nach *Zweck* und *Davidenkoff* erfolgt wie in Kapitel 5.8.4.1 erläutert. Es werden wieder die gleichen Schichtgrenzen, wie in den vorangegangenen Kriterien, untersucht. Weiters werden für die Schichtgrenzen die Werte für A_{50} ermittelt und damit das kritische hydraulische Gefälle i_{krit} mit Hilfe von Abbildung 5.24 ermittelt. Es ergeben sich dabei für einen Wert A_{50} oftmals mehrere Werte für i_{krit} in Abhängigkeit des erosionsgefährdeten Durchmessers d . Die ermittelten Werte für i_{krit} sind in den Tabellen A.25 bis A.28 in Abhängigkeit des Durchmessers d dargestellt.

Filtererdstoff		Übergangszone							
		11.Jun		14.Jun		15.Jun			
		i_{krit}	η	i_{krit}	η	i_{krit}	η		
Basiserdstoff		i_{vorh}							
Moräne	unvergütet	1,25	7,00	5,60	4,00	3,20	6,00	4,80	

Filtererdstoff		Filter							
		04.Aug		08.Aug		09.Aug			
		i_{krit}	η	i_{krit}	η	i_{krit}	η		
Basiserdstoff		i_{vorh}							
Übergangs- zone	11.Jun	0,50	-	-	-	-	-	-	
	14.Jun	0,50	3,80	7,60	3,80	7,60	4,20	8,40	
	15.Jun	0,50	1,80	3,60	1,70	3,40	2,10	4,20	

Tabelle A.25: Kriterium nach Zweck und Davidenkoff für d=1,0-2,0 mm, $\eta_{KE,H} \geq 1,5$

Filtererdstoff		Übergangszone							
		11.Jun		14.Jun		15.Jun			
		i_{krit}	η	i_{krit}	η	i_{krit}	η		
Basiserdstoff		i_{vorh}							
Moräne	unvergütet	1,25	-	-	6,80	5,44	-	-	

Filtererdstoff		Filter							
		04.Aug		08.Aug		09.Aug			
		i_{krit}	η	i_{krit}	η	i_{krit}	η		
Basiserdstoff		i_{vorh}							
Übergangs- zone	11.Jun	0,50	0,90	1,80	0,80	1,60	1,80	3,60	
	14.Jun	0,50	6,20	12,40	6,20	12,40	7,00	14,00	
	15.Jun	0,50	3,80	7,60	9,70	7,40	4,20	8,40	

Tabelle A.26: Kriterium nach Zweck und Davidenkoff für d=0,6-1,0 mm, $\eta_{KE,H} \geq 1,5$

Filtererdstoff		Übergangszone							
		11.Jun		14.Jun		15.Jun			
		i_{krit}	η	i_{krit}	η	i_{krit}	η		
Basiserdstoff		i_{vorh}							
Moräne	unvergütet	1,25	-	-	-	-	-	-	-

Filtererdstoff		Filter							
		04.Aug		08.Aug		09.Aug			
		i_{krit}	η	i_{krit}	η	i_{krit}	η		
Basiserdstoff		i_{vorh}							
	11.Jun	0,50	2,20	4,40	2,10	4,20	3,80	7,60	
Übergangs- zone	14.Jun	0,50	-	-	-	-	-	-	-
	15.Jun	0,50	6,00	12,00	5,90	11,80	6,80	13,60	

Tabelle A.27: Kriterium nach *Zweck* und *Davidenkoff* für $d=0,2-0,6$ mm, $\eta_{KE,H} \geq 1,5$

Filtererdstoff		Übergangszone							
		11.Jun		14.Jun		15.Jun			
		i_{krit}	η	i_{krit}	η	i_{krit}	η		
Basiserdstoff		i_{vorh}							
Moräne	unvergütet	1,25	-	-	-	-	-	-	-

Filtererdstoff		Filter							
		04.Aug		08.Aug		09.Aug			
		i_{krit}	η	i_{krit}	η	i_{krit}	η		
Basiserdstoff		i_{vorh}							
	11.Jun	0,50	4,30	8,60	4,10	8,20	6,80	13,60	
Übergangs- zone	14.Jun	0,50	-	-	-	-	-	-	-
	15.Jun	0,50	-	-	-	-	-	-	-

Tabelle A.28: Kriterium nach *Zweck* und *Davidenkoff* für $d=0,1-0,2$ mm, $\eta_{KE,H} \geq 1,5$

In den Tabellen A.25 bis A.28 ist ersichtlich, dass das hydraulische Kontakterosionskriterium nach *Zweck* und *Davidenkoff* von allen Kornverteilungen erfüllt wird. Es zeigt sich weiters, dass die ermittelte Sicherheiten, abgesehen von zwei Fällen in Tabelle A.26 um mindestens Faktor 2 über den geforderten Werten liegen.