

# DIPLOMARBEIT

# Vergleichende Untersuchungen zur Standsicherheit und zum Verformungsverhalten von Schüttdämmen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplomingenieurs

unter der Leitung von

Univ.Prof. i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter

sowie

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Michael Berger

und

Univ.Lektor Dipl.-Ing. Dr.techn. Mathias Smesnik

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie - Forschungsbereich Wasserbau Technische Universität Wien Karlsplatz 13/222, 1040 Wien, Österreich

eingereicht an der Technischen Universität Wien Fakultät für Bauingenieurwesen

von

#### Bernhard Glansegg, BSc

Matrikelnummer 01025040

Hagenmüllergasse 27-29/102

1030 Wien

.....

Wien, Februar 2018

.....

# Danksagung

Diese Arbeit stellt den Abschluss meines Studiums an der Technischen Universität Wien dar. Darum möchte ich mich an dieser Stelle bei all jenen Personen bedanken, welche mich bei der Erstellung dieser Diplomarbeit und während meines Studiums unterstützt haben.

Mein Dank gilt dabei Univ.Prof. i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter, welcher sich trotz seines wohlverdienten Ruhestandes des Themas angenommen hat.

Ebenfalls bekanke ich mich bei der Pöyry Energy GmbH, insbesondere bei Univ.Lektor Dipl.-Ing. Dr.techn. Mathias Smesnik für die augezeichnete Betreuung und die zur Verfügung gestellten Unterlagen.

Ein besonderer Dank gilt Univ.Ass. Dipl.-Ing. Michael Berger, welcher stets ein offenes Ohr für mich hatte. Durch sein Engagement und fachliche Beratung fühlte ich mich stets bestens betreut.

Mein größter Dank gilt allerdings meiner Familie, ohne die mein Studium nicht möglich gewesen wäre und die mich immer nach besten Kräften unterstützt haben.

# Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Thematik der Standsicherheits- und Setzungsberechnungen von Staudämmen. Im Zuge der Entwicklung eines Dammbauprojektes ist es unerlässlich, eine umfassende Standsicherheitsberechnung des Absperrbauwerkes durchzuführen. Der Einsatz von Softwarepaketen zur Berechnung von Spannungen und Verformungen sowie zur Berechnung der Böschungsstabilität stellt heutzutage die gängige Praxis im Dammbau dar.

Wie sich aus diversen Vergleichsrechnungen jedoch gezeigt hat, können verschiedene Berechnungsprogramme, bei gleichen Eingabedaten, leicht abweichende Ergebnisse liefern. Demzufolge erscheint es nur sinnvoll, bewährte Softwarepakete hinsichtlich ihrer Unterschiede sowohl in der Anwendung als auch in den Ergebnissen im Rahmen einer Case Study zu untersuchen.

Im Zuge der Planung und Einreichung einer Stauanlage ist die Standsicherheit eines Dammes zu ermitteln. Es handelt sich dabei um einen etwa 45 m hohen Steinschüttdamm mit Asphaltoberflächendichtung (AFRD).

Der theoretische Rahmen der Arbeit erstreckt sich über Betrachtungen zu den verschiedenen Typen und Dichtungssystemen von Schüttdämmen. Weiters werden unterschiedliche bodenmechanische Stoffmodelle sowie Verfahren zur Gleitkreisberechnung vorgestellt. Außerdem wird auf die Erdbebenbemessung von Dämmen eingegangen. Ein wesentlicher Teil dieser Arbeit befasst sich mit den Spannungs- und Verformungsberechnungen sowie Berechnungen zur Böschungsstabilität. Dafür wird das Programmpaket *Plaxis 2D* verwendet, welches zur Berechnung der Böschungsstabilität die  $\varphi/c$ -Reduktionsmethode verwendet. Die ermittelten Ergebnisse aus den Standsicherheits- und Verformungsberechnungen werden abschließend Vergleichsrechungen gegenübergestellt. Die Vergleichsrechnungen wurden mit *GeoStudio 2007* durchgeführt, wobei zur Ermittlung der Sicherheit gegenüber Böschungsbruch die Methode nach Bishop angewendet wurde.

# Abstract

The present thesis is dealing with the topic of stability analysis of dams. In the context of the development of a storage basin it is indispensable to perform a comprehensive stability analysis of the structural barrier. The application of software packages for the calculation of stresses and deformations as well as slope stability is common practice these days.

The gained experiences with different numerical programs have shown, that simulations of a specific dam with various software packages can provide slightly different results. Hence it would seem natural to compare commonly used software programs in regards to utilization and calculation results in form of a case study.

In the course of the planning process of a storage basin the stability of a dam had to be determined. The observed dam is an asphalt faced rockfill dam (AFRD) with a height of approximately 45 m.

In the first part of this thesis theoretical principles are established. In this chapter different types of dams and sealing systems are explained. Furthermore the Mohr-Coulomb material model and different calculation types for slip circles are introduced. A section about earthquake calculation of dams completes the theoretical part. A major part of this master thesis deals with the calculation of stresses and deformations as well as performing a stability analysis. For this purpose the software package *Plaxis 2D* was used. The obtained results were compared with the calculation results of *GeoStudio 2007*.

# Inhaltsverzeichnis

1	Ein	leitung		1
	1.1	Ziel de	er vorliegenden Arbeit	1
2	The	oretisc	rhe Grundlagen	2
4	2 1	Arten	von Staudämmen	2
	2.1	2 1 1		3
		2.1.1 2.1.2	Gegliederte Dämme mit mineralischem Dichtkern	4
		2.1.2 2.1.3	Gegliederte Dämme mit membranartigen Innendichtungen	5
		2.1.0 2.1.4	Gegliederte Dämme mit Außendichtungen	6
	22	Das M	lohr-Coulomb'sche Versagensmodell	7
	2.2	Ansätz	ze zur Berechnung der Böschungsstabilität	12
	2.0	2.3.1	Berechnungsmethoden mit Lamellen	12
		2.3.1	Berechnungsmethoden ohne Lamellen	15
	2.4	Erdbe	benberechnung von Staudämmen	15
		241	Pseudo-statisches Verfahren	16
		2.4.2	Dynamisches Näherungsverfahren	16
		243	Modale Analyse	17
3	Unt	ersuch	te Case Study	18
	3.1	Anlage	enbeschreibung	18
		3.1.1	Dammgeometrie	18
		3.1.2	Materialparameter	22
		3.1.3	Bemessungslastfälle/Lastfallklassen	22
		3.1.4	Erdbebenbemessung	24
4	Erg	ebnisse	9	25
	4.1	Unters	suchungen zur Böschungsstabilität - Schnitt A-A/2	25
		4.1.1	Lastfall 1: Betriebszustand - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)	25
		4.1.2	Lastfall 2: Betriebszustand - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)	26
		4.1.3	Lastfall 3a: Bauzustand - Damm OK auf 660 m.ü.A. (Last luftseitig)	26
		4.1.4	Lastfall 3b: Bauzustand - Damm OK auf 677,1 m.ü.A. (Last luftseitig)	27
		4.1.5	Lastfall 4a: Bauzustand - Damm OK auf 660 m.ü.A. (Last wasser-	
			seitig)	28
		4.1.6	Lastfall 4b: Bauzustand - Damm OK auf 677,1 m.ü.A. (Last was-	
			serseitig)	28
		4.1.7	Lastfall 5: OBE - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)	29
		4.1.8	Lastfall 6: OBE - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m. ü.A.) $\ $	30
		4.1.9	Lastfall 9: MCE - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)	31

		4.1.10	Lastfall 10: MCE - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)	32					
		4.1.11	Lastfall 11: defekte Asphaltdichtung	32					
		4.1.12	Zusammenfassung der Berechnungen zum Böschungsbruch	33					
	4.2	Spann	ungen und Verformungen - Schnitt A-A/2 $\ldots$	34					
		4.2.1	Effektive Vertikalspannungen $\sigma'_y$	34					
		4.2.2	Maximale effektive Spannungen $\sigma'_{\max}$	35					
		4.2.3	Vertikale Verschiebungen $u_y$	37					
		4.2.4	Horizontale Verschiebungen $u_x$	38					
	4.3	Spann	ungen und Verformungen - Schnitt A-A/1 $\ldots$	39					
		4.3.1	Effektive Vertikalspannungen $\sigma'_y$	39					
		4.3.2	Maximale effektive Spannungen $\sigma'_{max}$	40					
		4.3.3	Vertikale Verschiebungen $u_y$	40					
		4.3.4	Horizontale Verschiebungen $u_x$	41					
	4.4	Gegen	überstellung der Spannungen und Verformungen für die Schnitte A-						
		A/1 u	ad A-A/2 $\ldots$	42					
	4.5	Verfor	mung der Asphaltoberflächendichtung	43					
<b>5</b>	Geg	genüber	rstellung der Ergebnisse	44					
	5.1	Unters	uchungen zur Böschungsstabilität	45					
		5.1.1	Lastfall 1: Betriebszustand - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)	45					
		5.1.2	Lastfall 2: Betriebszustand - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)	46					
		5.1.3	Lastfälle 3 und 4: Bauzustände	47					
		5.1.4	Lastfall 5: OBE - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)	47					
		5.1.5	Lastfall 6: OBE - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)	49					
		5.1.6	Lastfall 9: MCE - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)	49					
		5.1.7	Lastfall 11: defekte Asphaltdichtung	50					
	5.2	Spann	ungen und Verformungen - Schnitt A-A/2 $\ldots$	51					
		5.2.1	Effektive Vertikalspannungen $\sigma'_y$	52					
		5.2.2	Maximale effektive Spannungen ${\sigma'}_{\max}$	53					
		5.2.3	Vertikale Verschiebungen $u_y$	54					
		5.2.4	Horizontale Verschiebungen $u_x$	56					
	5.3	Verfor	mung der Asphaltoberflächendichtung	57					
6	$\mathbf{Zus}$	ammer	afassung und Schlussfolgerungen	<b>59</b>					
	6.1	Zusam	menfassung der Ergebnisse	59					
7	Anł	nang		<b>61</b>					
	7.1	Spannungen und Verformungen - Schnitt A-A/1 $\ldots$ 6							
	7.2	2 Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit <i>GeoStudio 2007</i> 6							

	7.2.1	Lastfall 3a: Bauzustand - Damm OK auf 660 m.ü.A.(Last luftseitig)	62							
	7.2.2	Lastfall 3b: Bauzustand - Damm OK auf 677,1 m.ü.A.(Last luftseitig)	62							
	7.2.3	Lastfall 4a: Bauzustand - Damm OK auf 660 m.ü.A. (Last wasser-								
		seitig)	63							
	7.2.4	Lastfall 4b: Bauzustand - Damm OK auf 677,1 m.ü.A.(Last wasser-								
		seitig)	63							
	7.2.5	Lastfall 6: OBE - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)	64							
	7.2.6	Lastfall 7: Schnelle Absenkung	64							
	7.2.7	Lastfall 8: Schnelle Absenkung	65							
7.3	Spann	ungen und Verformungen - Schnitt A-A/2 mit $GeoStudio\ 2007$	65							
	7.3.1	Maximale effektive Spannungen ${\sigma'}_{\max}$	65							
7.4	Verform	mung der Asphaltoberflächendichtung mit GeoStudio 2007	66							
7.5	Erdbebenkarten für Österreich									

# 1 Einleitung

Die Gründe für die Errichtung einer Stauanlage können vielfältig sein. In Österreich werden Stauanlagen zum Zwecke der Energiegewinnung, der Beschneiung oder zum Schutze vor Naturgefahren, wie Hochwasser, errichtet. In klimatisch trockeneren Gegenden dienen diese vorwiegend zur Bewässerung oder Trinkwasserversorgung.

All diese Fälle haben gemein, dass Absperrbauwerke errichtet werden müssen um das Wasser zu fassen. Bedingt durch geologische Verhältnisse und Verfügbarkeit von Baumaterial werden oftmals Dämme als Querverbauten errichtet.

Aufgrund des hohen Gefahrenpotentials einer Stauanlage für Unterliegerbereiche unterliegen diese hohen Sicherheitsanforderungen. Österreichische Stauanlagen zeichnen sich durch eine sorgfältige Ausführung sowie eine Vielzahl an Kontrollen und Überprüfungen durch die Behörde aus. Die Grundlage legt allerdings ein hoher Planungsstandard.

Im Zuge des Planungs- und Einreichungsprozesses eines Dammbauprojektes müssen umfangreiche Nachweise zur Standsicherheit erbracht werden. Die gängige Praxis ist es, Softwareprogramme zur Berechung der Spannungen, Verformungen und der Böschungsstabilität heranzuziehen. Welches Berechnungsprogramm dafür verwendet wird, bleibt dem Planer überlassen.

Wie die Praxis gezeigt hat, können Programme unterschiedlicher Hersteller, trotz identer geometrischer Randbedingungen, geomechanischer Stoffmodelle und angesetzter Materialeigenschaften, unterschiedliche Ergebnisse liefern. Demzufolge erscheint es nur sinnvoll, bewährte Softwarepakete hinsichtlich ihrer Unterschiede sowohl in der Anwendung als auch in den Ergebnissen im Rahmen einer Case Study zu untersuchen.

### 1.1 Ziel der vorliegenden Arbeit

Ziel dieser Diplomarbeit ist es, mit dem gängigen Softwareprogramm *Plaxis 2D* Berechnungen zu den Spannungen und Verformungen sowie zur Böschungssicherheit eines Dammes durchzuführen. Dazu wird jener Steinschüttdamm herangezogen, welcher bereits von Sanja Krstic in ihrer Diplomarbeit [1] mit dem Softwarepackage *GeoStudio 2007* untersucht wurde. Im Zuge der Auswertung sollen Unterschiede und Probleme in der Anwendung und den Ergebnissen der beiden Programme aufgezeigt werden. Insbesondere sollen die Ergebnisse aus den Berechnungen zur Böschungsstabilität gegenübergestellt werden, da die verwendeten Programme auf verschiedenen Ansätzen basieren. Während in *Plaxis 2D* eine  $\varphi/c$ -Reduktionsmethode implentiert ist, wurde für die Berechnung in *GeoStudio 2007* eine Analyse des Grenzgleichgewichts (Methode nach Bishop) herangezogen.

# 2 Theoretische Grundlagen

Dämme finden in weiten Teilen des Bauwesens, wie etwa im Verkehrswegebau, Wasserbau oder im Deponiebau ihre Anwendung. Die vorliegende Arbeit beschränkt sich dem Grunde nach auf Staudämme, also Dammbauwerke im Wasserbau, welche permanent oder periodisch eingestaut sein können [2].

Die vorgestellten theoretischen Grundlagen erstrecken sich, beginnend bei den unterschiedlichen Typen von Staudämmen über die bodenmechanischen Grundlagen zur Berechnung der Standsicherheit, bis hin zu Verfahren zur Ermittlung von Gleitkreisen bei Dammbauwerken.

Die Gründe für die Errichtung eines Staudammes können vielfältig sein. In Mitteleuropa werden Staudämme vorrangig zum Zwecke der Energiegewinnung errichtet, in südlicheren Ländern hauptsächlich zur Wasserversorgung oder Bewässerung.

### 2.1 Arten von Staudämmen

Stauanlagen können hinsichtlich ihrer Größe in große und kleine Talsperren unterschieden werden.

Eine Einteilung kann anhand festgelegter Kriterien der International Commission On Large Dams (ICOLD) getroffen werden. Die Kriterien der ICOLD, wonach eine Talsperre als große Talsperre gilt, sind:

- Talsperren, die zwischen dem tiefsten Punkt der Gründungssohle und der Krone mindestens 15 m hoch sind.
- Talsperren, die zwischen dem tiefsten Punkt der Gründungssohle und der Krone mindestens 10 m hoch sind und zumindest eine der nachfolgenden Bedingungen erfüllen.
  - Kronenlänge > 500 m
  - Staubeckenvolumen  $> 1 \cdot 10^{6} m^{3}$
  - Bemessungshochwasser BHQ  $> 2000 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Besonders schwierige Gründungsverhältnisse
  - Ungewöhnlicher Entwurf

In Österreich gilt eine Talsperre bereits als große Talsperre falls diese höher als 15 m ist oder der Speicherinhalt mehr als 500.000 m<sup>3</sup> beträgt. Solche Anlagen sind bereits im Projektstadium von der Staubeckenkommission zu prüfen [3].

Eine weitere Unterscheidung von Staudämmen kann hinsichtlich des verwendeten Materials getroffen werden. Wird ein Damm aus Erde errichtet, handelt es sich um einen Erdschüttdamm, wohingegen ein Steinschüttdamm aus gebrochenem Felsgestein errichtet wird. Charakteristische Eigenschaften von Erd- und Steindämmen können aus Abbildung 2.1 entnommen werden [2].



Abbildung 2.1: Unterscheidung zwischen Erd- und Steindämmen [2]

Des Weiteren können Dämme hinsichtlich ihres Aufbaues eingeteilt werden in:

- Homogene Dämme
- Gegliederte Dämme

Eine weitere Einteilung kann nach der Lage der Dichtung erfolgen:

- Dämme mit Außendichtung
- Dämme mit Innendichtung

#### 2.1.1 Homogene Dämme

Homogendämme sind Dämme, bei denen der Stützkörper gleichzeitig als Dichtkörper fungiert. Als Dammbaumaterial werden feinkörnige Lockergesteinsböden mit einer Durchlässigkeit von  $k_f < 1 \cdot 10^{-6}$  m/s verwendet. Aufgrund des verwendeten Schüttmaterials, welches im Allgemeinen geringe Scherfestigkeitsparameter aufweist, ergeben sich flachere Böschungsneigungen (1:2 - 1:3). Somit ist diese Dammart nur bei niedrigen und mittleren Höhen wirtschaftlich. Aufgrund der gleichmäßigen Durchlässigkeit im gesamten Schüttkörper bildet sich, vor allem bei mäßig durchlässigem Schüttmaterial, eine sehr hochliegende Sickerlinie aus. Dies führt dazu, dass große Teile des Dammes unter Auftrieb stehen, was sich negativ auf die Erosionssicherheit und die Böschungsstabilität auswirkt. Um einen unkontrollierten Sickerwasseraustritt an der luftseitigen Dammböschung zu verhindern, ist eine luftseitige Filterzone (wie in Abb. 2.2 abgebildet) anzuordnen. Als Vorteil dieser Bauart können jedenfalls die einfache und kostengünstige Herstellung des Dammes genannt werden [2].



Abbildung 2.2: Querschnitt eines Homogendammes mit luftseitigem Filterfuß [2]

#### 2.1.2 Gegliederte Dämme mit mineralischem Dichtkern

Bei gegliederten Dämmen mit Dichtkern aus feinkörnigen Erdbaustoffen (Zonendämme) wird der Dammquerschnitt in Zonen unterschiedlicher Durchlässigkeit unterteilt. Je nach Zone wird feinkörnigeres oder grobkörnigeres Erdmaterial verwendet. Es wird zwischen Stützkörper (luft- und wasserseitig), Dichtkern, Filter- und Drainagezonen und Übergangszonen unterschieden. Die Durchlässigkeit wird von der undurchlässigen Zone in der Mitte zu den Böschungen hin größer. Der hydrostatische Wasserdruck wird dabei vor allen Dingen im Bereich der Kerndichtung abgebaut. Die sich einstellende Sickerlinie befindet sich im luftseitigen Bereich der Schüttung tiefer verglichen mit Homogendämmen. Folglich befindet sich ein geringerer Teil des Dammes unter Auftrieb, was sich wiederum positiv auf die Böschungsstabilität auswirkt. Durch diesen Aufbau wird die Sickerlinie im luftseitigen Stützkörper abgesenkt und die Standsicherheit erhöht. Wie in Abb. 2.3 zu erkennen ist, kann die Breite des undurchlässigen Kerns variieren. Die Breite hängt vor allem von den bodenmechanischen Eigenschaften des Kernmaterials und der Dammhöhe ab. Ein weiterer Einflussfaktor ist die Einbindung des Kerns in den Untergrund [2].



Abbildung 2.3: Prinzipskizzen von Zonendämmen mit Dichtkernen aus feinkörnigen Erdbaustoffen [2]

Ein Vorteil dieser Bauart gegenüber homogenen Dämmen ist, dass nicht kohäsive Baustoffe im Allgemeinen höhere Scherfestigkeitsparameter besitzen und somit steilere Böschungen möglich sind. Die Herstellung von Zonendämmen mit mineralischer Dichtung ist zumeist aufwändiger und die Anforderungen an das Kernmaterial sehr hoch.

#### 2.1.3 Gegliederte Dämme mit membranartigen Innendichtungen



Abbildung 2.4: Prinzipskizze eines Zonendamms mit dünner Innendichtung [2]

Bei dieser Bauart besteht die Kerndichtung aus einem künstlich hergestellten Material und ist im Vergleich zur Höhe sehr dünn (siehe Abbildung 2.4). Die am häufigsten angewendeten künstlichen Dichtelemente sind aus Beton oder Asphalt und hergestellt. Des Weiteren können auch Schlitzwände, Schmalwände, Spundwände, Bohrpfähle oder Geomembrane als Dichtelement dienen. Dieser Dammtyp kommt bevorzugt dann zum Einsatz, wenn nicht ausreichend gering durchlässiges Erdmaterial für eine mineralische Dichtung aus feinkörnigen Erdbaustoffen in Baustellennähe zur Verfügung steht [2].

#### 2.1.4 Gegliederte Dämme mit Außendichtungen

Diese Konstruktionsart kommt ebenso dann zur Anwendung, wenn nicht ausreichend gering durchlässiges Erdmaterial nahe der Baustelle zur Verfügung steht. Da eine Dammerhöhung leicht ausgeführt werden kann, werden Dämme mit Außendichtungen auch dann eingestetzt, wenn ein stufenweiser Ausbau des Dammes vorgesehen ist. Außerdem wird diese Konstruktionsart bevorzugt bei Speicherbecken mit stark schwankenden Wasserspiegeln eingesetzt, wie sie etwa bei Ausgleichsbecken von Pumpspeicherkraftwerken zu finden sind. Da der Stützkörper nicht unter Auftrieb steht, kann dieser im Allgemeinen steiler geböscht und somit das gesamte Schüttvolumen reduziert werden [2].



Abbildung 2.5: Prinzipskizze eines Zonendammes mit Außendichtung [2]

Als Dichtelemente kommen zur Anwendung:

- Betonoberflächendichtung (CFRD concrete faced rockfill dam)
- Asphaltbetonoberflächendichtung (AFRD asphalt faced rockfill dam)
- Geomembrane

Ein Nachteil dieser Variante gegenüber einer Innendichtung ist, dass das Dichtelement äußeren Einwirkungen wie UV-Strahlung, Eis, Schnee etc. ausgesetzt ist. Als Vorteile sind zu nennen, dass die Dichtung leicht zugänglich für Kontrollen und Reparaturen ist und dass das Dichtelement nach Fertigstellung des Stützkörpers eingebaut werden kann, wenn bereits ein Großteil der Setzungen abgeklungen ist.

Der untersuchte Damm in dieser Arbeit fällt in diese Dammkategorie.

### 2.2 Das Mohr-Coulomb'sche Versagensmodell

Bodenmechanische Stoffmodelle haben prinzipiell die Aufgabe, die mechanischen Eigenschaften des Bodens mathematisch zu beschreiben um so möglichst realitätsnahe Aussagen über dessen Verhalten unter unterschiedlichen Belastungen tätigen zu können.

Boden ist ein Dreiphasensystem, bestehend aus Feststoffen (Bodenpartikel), Wasser und Luft, welches an sich inhomogenen Charakter besitzt. In einem ausreichend großen Maßstab ist es jedoch legitim, den Boden als homogen zu betrachten und die Kontinuumsmechanik anzuwenden[4].

Da es kein allumfassendes Stoffgesetz gibt, welches das Verhalten von Boden in jeder Hinsicht realitätsnah abbildet, muss in Abhängigkeit der Aufgabenstellung ein Stoffmodell gewählt werden, welches die geforderten Eigenschaften (z.B.: plastische Verformungen, Kriechverhalten, Verfestigung, Porenwasserdruckabbau, zeitabhängiges Verhalten etc.) ausreichend gut abbildet. Es ist festzuhalten, dass für jedes Stoffmodell eine ausreichende Anzahl an Laborversuchen notwendig ist, um die verwendeten Materialparameter richtig abzuschätzen. Des Weiteren ist es notwendig eine Parameterstudie im konstituiven Modell durchzuführen, um das Modell zu kalibrieren.

Ein weit verbreitetes und einfach zu handhabendes Stoffmodell, beschreibt ein linearelastisches, ideal-plastisches Materialverhalten (siehe Abb. 2.6). Bis zum Erreichen der Bruchspannung herrscht linear-elastisches Materialverhalten, beim Erreichen der Bruchspannung kommt es zu plastischem Materialverhalten.

Eine einfache Möglichkeit das Materialverhalten zu beschreiben, ist eine linear-elastische Beziehung, bei der sich homogene und isotrope Stoffe proportional zur aufgebrachten Last verformen. In Abbildung 2.6 ist dies durch den Anstieg der Geraden (elastischer Bereich) ersichtlich. Wird der Körper entlastet, geht er wieder in seine ursprüngliche Form zurück [4].



Abbildung 2.6: Linear-elastisches ideal-plastisches Materialmodell [6]

Das Hooke'sche Gesetz beschreibt den Zusammenhang zwischen Spannung und Verformung, welche über den Elastizitätsmodul E gekoppelt sind.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \tag{2.1}$$

Gleichung 2.1 stellt das Hooke'sche Gesetz für den eindimensionalen Fall dar, Gleichung 2.2 ist die allgemeine Form des Hooke'schen Gesetzes in Matrizenschreibweise [7]:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix}$$
(2.2)

Zur Beschreibung von Böden ist ein rein linear-elastisches Materialmodell nur teilweise geeignet, da sich Boden unter Last ab einem bestimmten Lastniveau nicht-linear verhält und irreversible Verformungen aufweist, welche mittels linearer Elastiziät nicht abgebildet werden können. Aus diesem Grund wird die lineare Elastizität um ein plastisches Verhalten erweitert. Plastizität bedeutet, dass sich ein Körper irreversibel unter Lastaufbringung verformt. Auch wenn der Köper vollständig entlastet wird, bleibt die Verformung bestehen. Zur Beschreibung von elastoplastischem Materialverhalten sind folgende Erweiterungen notwendig [4]:

- Versagensfläche Die Versagensfläche definiert bis zu welchem Spannungszustand elastische Verformungen auftreten und bei welchem Spannungszustand plastische Verformungen eintreten.
- Plastisches Potenzial Das plastische Potenzial gibt eine Aussage über das Verhalten des Materials während des Versagens (Größe und Richtung der irreversiblen Verformungen)
- Verfestigungsfunktion (optional) Eine Verfestigungsfunktion legt fest, ob es nach dem Eintreten von plastischen Verformungen notwendig ist, die Last weiter zu erhöhen, um zusätzliche plastische Verformungen zu erhalten.

Der linear-elastische Teil des Stoffmodells wird durch den Elastiziätmodul E und die Querdehnzahl  $\nu$  beschrieben (siehe Gleichung 2.2). Zur Beschreibung des plastischen Abschnitts ist die Bruchspannung  $\sigma_{Bruch}$  erforderlich.

Das Mohr-Coulomb'sche Versagenskriterium gibt die maximale vom Bodenkörper aufnehmbare Schubspannung  $\tau$  an, welche sich aus der Reibung und der Kohäsion zusammensetzt [5].



Abbildung 2.7: Mohr-Coulomb'sche Bruchgerade mit Reibungswinkel $\varphi$ und Kohäsion c[5]

Wie in Abbildung 2.7 zu erkennen ist, wird die maximal aufnehmbare Schubspannung  $\tau_{\text{grenz}}$  in der Scherfuge von einem normalspannungsunabhängigen Teil (Kohäsion c) und dem normalspannungsabhängigen Teil  $\sigma \cdot tan\varphi$  bestimmt. Der Reibungswinkel  $\varphi$  gibt dabei die Steigung der Bruchgeraden an und  $\sigma$  beschreibt die aufgebrachte Normalspannung. Ein Versagen nach dem Mohr-Coulomb'sche Versagenskriterium tritt genau dann ein, wenn der größte der Mohr'schen Spannungskreise die Bruchgerade schneidet. Um dies zu untersuchen werden die größte ( $\sigma_1$ ) und kleinste ( $\sigma_3$ ) Hauptnormalspannung in das  $\sigma - \tau$  Diagramm eingetragen. Die Hauptnormalspannung  $\sigma_2$  ist nicht erforderlich, da im Grenzzustand der Zusammenhang von  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  nahezu unabhängig von  $\sigma_2$  ist. Der Mittelpunkt M ergibt sich zu  $M = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  und der Radius r zu  $r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ .



Abbildung 2.8: Mohr-Coulomb'sche Darstellung der Scherfestigkeit [5]

Durch Anwendung der trigonometrischen Funktionen lässt sich die Mohr-Coulomb'sche Grenzbedingung ermitteln.

$$\sin\varphi = \frac{r}{\overline{1M}} \longrightarrow \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\sin\varphi + c \cdot \cos\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$
 (2.4)

Für den Grenzfall kann auch der Winkel  $\vartheta$ , welcher den Winkel zwischen der Versagensfläche und der Hauptspannungsrichtung angibt, ermittelt werden.

$$\vartheta = 45^{\circ} + \frac{\varphi}{2} \tag{2.5}$$

Außerdem sind die im Versagensfall auftretende Schubspannung  $\tau_f$  und Normalspannung  $\sigma_f$  ablesbar. [5]

Um den Einfluss des Wassers auf die Scherfestigkeit des Bodens zu berücksichtigen, wird zwischen totalen und effektiven Spannungen unterschieden. Jene Spannungen, welche lediglich über das Korngerüst übertragen werden, werden als effektive Spannungen  $\sigma'$  bezeichnet. Wird der Porenwasserdruck u hinzugerechnet, erhält man die totalen Spannungen  $\sigma$ .

$$\sigma = \sigma' + u \tag{2.6}$$

Für den dreidimensionalen Fall erweitert sich die Bruchgerade zu einer Fließfläche (siehe Abb. 2.9). Daraus ist ebenfalls ersichtlich, dass ein Versagen durch einen hydrostatischen Spannungszustand ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) mit dem Mohr-Coulomb Kriterium nicht abgebildet werden kann, da es nach oben hin keine Begrenzung gibt. [4]



Abbildung 2.9: Fließfläche des Mohr-Coulomb'schen Versagenskriteriums [6]

Ein weiterer Parameter zur Beschreibung des Mohr-Coulomb'schen Stoffmodells ist der Dilatanzwinkel  $\psi$ . Dieser beschreibt die Volumenzunahme von nicht kohäsiven Erdstoffen im Versagensfall und ist spannungs- und dichteunabhängig. Kann der Dilatanzwinkel versuchstechnisch nicht bestimmt werden, empfiehlt es sich, folgende Werte anzunehmen:

$$\psi = \varphi - 30^{\circ}$$
 bei  $\varphi \ge 30$  und  $\psi = 0$  bei  $\varphi < 30$  (2.7)

Wie in Abbildung 2.10 ersichtlich, kommt es bei der Verformung eines Körpers anfangs zu einer Volumsverringerung (Kontraktanz) und anschließend zu einer Volumenzunahme (Dilatanz). Ab einem bestimmten kritischen Wert kommt es zu keiner weiteren Volumszunahme mehr.



Abbildung 2.10: Kontraktanz und Dilatanz im Triaxialversuch [8]

In Tabelle 2.1 sind nochmals sämtliche Parameter, welche für eine Berechnung mit dem Mohr-Coulomb'schen Kriterium erforderlich sind, aufgelistet.

Parameter	Abkürzung	$\operatorname{Einheit}$
Elastizitätsmodul	Ε	$[kN/m^2]$
Poissonzahl	u	[-]
Kohäsion	с	$[kN/m^2]$
Reibungswinkel	arphi	[°]
Dilatanzwinkel	$\psi$	0

Tabelle 2.1: Zusammenfassung der Parameter des Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb

### 2.3 Ansätze zur Berechnung der Böschungsstabilität

Der Nachweis gegen Böschungs- und Geländebruch wird üblicherweise mittels kinematischer Verfahren erbracht, bei denen die treibenden Kräfte den haltenden Kräften gegenübergestellt werden. Stehen die Lasten nicht mit den Widerstandskräften im Gleichgewicht, kommt es entlang einer ungünstigen Fuge zu einem Versagen. Dabei wird in den Berechnungen von Gleiten einer Rutschmasse auf einer Scherfuge ausgegangen. Weil die tatsächliche Bruchform nicht exakt vorhergesagt werden kann, werden für praktische Nachweise einfache geometrische Formen angenommen. In erster Linie werden kreisförmige Gleitfugen angesetzt, da diese ohne Zwang möglich sind. [5]

Diese Methoden sind im Allgemeinen iterative Lösungsverfahren. Im Zuge der Berechnung muss der Mittelpunkt sowie der Radius des Gleitkreises variiert werden, um den maßgebenden Gleitkreis mit dem geringsten Sicherheitsfaktor zu ermitteln.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Berechnungen haben dabei die Wichte des Bodens  $\gamma$ , die Scherfestigkeitsparameter  $\varphi$  und c sowie der Porenwasserdruck u in der Bodenmatrix. Bei der Gleitkreisberechnung lassen sich grundsätzlich Methoden mit Lamellen und ohne Lamellen unterscheiden [5].

#### 2.3.1 Berechnungsmethoden mit Lamellen

Bei diesen Methoden wird der Gleitkörper, wie in Abbildung 2.11 zu sehen, in vertikale Lamellen unterteilt.



Abbildung 2.11: Unterteilung des Rutschkörpers in vertikale Lamellen - Verfahren nach Bishop [5]

Dabei muss je nach Verfahren (siehe Abb. 2.12) an jeder Einzellamelle ein Nachweis des Gleichgewichts erfolgen. Die daraus resultierenden Kräfte auf die angrenzende Lamelle sind zusätzliche Unbekannte. An den Lamelleninnenseiten sind dies die Normalkraft  $N_{l/r,i}$ , die Scherkraft  $T_{l/r,i}$  und der Angriffspunkt der Normalkraft  $h_{l/r,i}$  sowie an der Lamellenunterseite die Normalkraft  $N_i$  und die Scherkraft  $T_i$  (siehe Abb. 2.12).



Abbildung 2.12: Einwirkende Kräfte auf eine beliebige Bodenlamelle [5]

Im Laufe der Zeit wurden unterschiedliche Berechnungsmethoden entwickelt, welche sich vornehmlich darin unterscheiden, welche Lamellenkräfte berücksichtigt werden. Beispiele für eine Berechnungsmethode mit einer Lamelleneinteilung sind:

• Methode nach Fellenius [9]

- Methode nach Krey/Bishop [10]
- Methode nach Janbu [11]
- Methode nach Spencer
- Methode nach Morgenstern/Price

In Abbildung 2.13 wird eine Übersicht über einige gängige Berechnungsmethoden gegeben und aufgelistet, ob das jeweilige Verfahren das Gleichgewicht am Gesamtkörper und an der Einzellamelle betrachtet.



Abbildung 2.13: Übersicht über Berechnungsmethoden mit Lamellen [5]

Das in Österreich im Staudammbau am häufigsten angewandte Verfahren ist jenes nach Bishop, da dieses für die Sicherheitsdefinition im Staudammbau gilt. Es zeichnet sich durch eine einfache Handhabung aus und liefert dabei hinreichend genaue Ergebnisse.

#### 2.3.2 Berechnungsmethoden ohne Lamellen

Berechnungsmethoden ohne Lamellen, welche ohne numerische Programme auskommen, sind im Allgemeinen auf einfache Untergrundverhältnisse beschränkt. Es wird dabei die Resultierende der einwirkenden Kräfte bestimmt und über deren Abstand zum Mittelpunkt das Momentengleichgewicht ermittelt. [5]

In dieser Arbeit wird die Ermittlung der Sicherheit gegenüber Böschungsbruch mit Hilfe der sogenannten  $\varphi/c$ -Reduktionsmethode vorgenommen. Dabei werden der Reibungswinkel  $\varphi$  und die Kohäsion c solange verringert, bis ein Versagen eintritt. Der Dilatanzwinkel  $\psi$  wird dabei nicht verändert. Sollte allerdings der Reibungswinkel  $\varphi$  soweit abfallen, dass dieser den Wert von  $\psi$  erreicht, wird  $\psi$  in gleichem Maße wie der Reibungswinkel verringert, da der Dilatanzwinkel  $\psi$  nicht größer als der Reibungswinkel  $\varphi$  sein kann. Im ersten Schritt werden sowohl  $\varphi$  als auch c um den laut [6] empfohlenen Wert von 10 %

Im ersten Schritt werden sowohl  $\varphi$  als auch c<br/> um den laut [6] empfohlenen Wert von 10 % verringert und ein Sicherheitsfaktor<br/>  $\Sigma M_{\rm sf}$  ermittelt.

$$\Sigma M_{\rm sf} = \frac{tan\varphi}{tan\varphi_{\rm red}} = \frac{c}{c_{\rm red}}$$
(2.8)

Danach werden die Scherparameter weiter verringert, bis die geforderte Anzahl an Berechnungsschritten erreicht ist. Anschließend muss überprüft werden, ob es während der Berechnung zu einem vollständigen Versagen kam. Ist dies der Fall, ergibt sich der globale Sicherheitsfaktor SF zu:

$$SF = \frac{tan\varphi}{tan\varphi_{\min}} = \frac{c}{c_{\min}} = \Sigma M_{\rm sf, Versagen}$$
 (2.9)

Dabei beschreiben  $\varphi_{\min}$  und  $c_{\min}$  jene Scherparameter, bei denen Versagen eintritt.

#### 2.4 Erdbebenberechnung von Staudämmen

Die Grundlage für die Erdbebenbemessung von Talsperren in Österreich bildet die Richtlinie *Erdbebenberechnung von Talsperren Band 1-6* aus dem Jahr 2001, herausgegeben von der Österreichischen Staubeckenkommission.

Bei der Erdbebenbemessung von Talsperren muss zwischen zwei Erdbebenfällen unterschieden werden.

- Betriebserdbeben (Operating Basis Earthquake, OBE)
- maximal denkbares Erdbeben (Maximum Credible Earthquake, MCE)

Im Anhang (Kapitel 7.5) sind die Erdbebenkarten sowohl für ein OBE als auch für ein MCE für das Bundesgebiet dargestellt. Darauf sind die maximalen horizontalen Beschleunigungen in Form von Isolinien abgebildet.

Beim OBE handelt es sich um ein Ereignis mit einer Wiederkehrperiode von 200 Jahren, welches auf Basis statistischer Auswertungen festgelegt wurde. Als Mindestmaß für die horizontale Beschleunigung bei einem Betriebserdbeben wird 0,6 m/s<sup>2</sup> angesetzt. Für den Fall eines OBE dürfen an der Anlage keine nennenswerten Schäden auftreten.

Die Werte für die Horizontalbeschleunigungen im Falle eines MCE wurden auf Basis von historischen Erdbebenereignissen und geologischen Informationen mittels Extremwertstatistik ermittelt. Da es sich um ein einmaliges Ereignis handelt, ist eine Angabe einer Wiederkehrperiode nicht zielführend. Für den Fall eines MCE darf es an der Anlage zu keinen Schäden kommen, welche die Standsicherheit gefährden oder ein unkontrolliertes Abfließen des Wassers nach sich ziehen könnte. [14]

#### 2.4.1 Pseudo-statisches Verfahren

Bei diesem Verfahren handelt es sich um eine einfach zu handhabende Methode, um die durch ein Erdbeben auftretenden Beanspruchungen zu simulieren. Dies erfolgt unter der Annahme, dass sämtliche Massen des Bauwerks durch ein auftretendes Erdbeben gleichmäßig beschleunigt werden, wodurch Trägheitskräfte entstehen. Diese werden in statische Lasten umgewandelt und als Zusatzbelastung auf das Absperrbauwerk aufgebracht. Anschließend erfolgt eine statische Dimensionierung des Bauwerks.

Dieser Berechnungsmethode liegt ein Erdbebenkoeffizient zugrunde. Dieser bildet die effektive Beschleunigung ab, welche in Österreich 70 % der maximalen Beschleunigung beträgt.

Die Ergebnisse dieser Berechnungsmethode liegen, aufgrund der Vereinfachung in den Annahmen, nicht auf der konservativen Seite. Aus diesem Grund sind die Anforderungen an das Sicherheitsniveau höher als bei den nachfolgenden Methoden. [14]

#### 2.4.2 Dynamisches Näherungsverfahren

Bei diesem Verfahren handelt es sich dem Grunde nach ebenfalls um ein pseudostatisches Verfahren. Die Ermittlung der Trägheitskräfte geschieht allerdings auf anderem Wege. Für Schüttdämme werden zur Ermittlung der Trägheitskräfte die Verfahren nach Newmark [17] oder Makdisi/Seed [18] verwendet. Dabei handelt es sich dem Grunde nach um Gleitkreisberechnungen, bei denen die Aufschaukelung der Bewegung von der Gründungssohle bis hin zur Dammkrone berücksichtigt wird. Es wird wie bei der pseudo-statischen Bemessung in vertikale und horizontale Anregung unterschieden, mit dem Unterschied, dass in diesem Fall die maximalen Beschleunigungen angesetzt werden. Daraus ergibt sich, dass es im Falle eines MCE zu einem kurzzeitigen Rutschen des Gleitkreises kommen kann. Anschließend ist zu beurteilen, ob sich dies negativ auf die Standsicherheit auswirkt. [14]

#### 2.4.3 Modale Analyse

Bei der Erdbebenberechnung nach der modalen Anaylse ist zwischen der Response-Spektrum-Methode und der Modalen Analyse mit Zeitintegration zu unterscheiden. Für beide Verfahren sind für das Rechenmodell Eigenfrequenzen, Eigenformen und Anteilfaktoren zu ermitteln. Dadurch wird das System entkoppelt und in Einmassenschwinger aufgelöst. Bei der Response-Spektrum-Methode werden für jede Eigenform mithilfe des Bemessungsspektrums die Bewegungen, Spannungen und Schnittgrößen ermittelt und superponiert. Bei der aufwändigeren Modalen Analyse mit Zeitintegration wird, basierend auf Beschleunigungszeitverläufen, für jede Eigenform eine Integration über die Zeit durchgeführt. Die Ergebnisse daraus werden für alle Zeitschritte überlagert. Der Vorteil dieser Methode besteht darin, dass man zusätzlich zu den Maximalwerten für Spannungen und Verformungen ebenfalls deren Verlauf über die Zeit erhält. [14]

# 3 Untersuchte Case Study

Im Zuge einer Case Study wird eine Standsicherheitsberechnung an einer Stauanlage durchgeführt. Die erdstatischen Berechnungen werden mit dem Softwarepaket *Plaxis 2D* durchgeführt. Im Folgenden wird das untersuchte Dammbauwerk beschrieben. Es folgen Erläuterungen zur Entwicklung des numerischen Rechenmodells, zu den Materialparametern und zu den untersuchten Lastfällen.

### 3.1 Anlagenbeschreibung

Bei dem untersuchten Damm handelt es sich um einen Steinschüttdamm mit außenliegender Asphaltdichtung (AFRD - Asphalt Faced Rockfill Dam), welcher als Abschlussdamm eines Speicherbeckens fungiert. Die Dammkrone befindet sich auf 677,1 m.ü.A. und ist 8 m breit. An der Wasserseite beträgt die Höhe des Dammes rund 40 m und an der Luftseite etwa 37 m. Die Böschungsneigung beträgt beidseitig 1:1,7. Luftseitig sind zwei Bermen mit einer Breite von 8 m angeordnet. Der Untergrund besteht aus kompaktem Fels, auf welchem sich wasserseitig eine Ablagerung aus Bachsedimenten befindet. Oberhalb dieser Schicht ist ein Durchlassbauwerk (siehe Abb. 3.2) angeordnet.

Bauform	Steinschüttdamm mit
	ausenliegender Asphaltdichtung
Höhe der Dammkrone	677,1 m.ü.A.
Breite der Dammkrone	8,0 m
Höhe des Dammes	40 m
$\operatorname{B\"oschungsneigung}$	1:1,7
$\operatorname{Stauziel}$	674,6 m.ü.A.
Absenkziel	636,0 m.ü.A.

Tabelle 3.1: Zusammenfassung der Eckdaten des untersuchten Dammes

### 3.1.1 Dammgeometrie

Wie Abbildung 3.1 zu entnehmen ist, werden für die numerische Simulation 2 Schnitte durch das Dammbauwerk gelegt. Schnitt A-A/1 verläuft durch das Durchlassbauwerk (im Folgenden als Kollektor bezeichnet) und Schnitt A-A/2 etwa 10 m parallel dazu. Schnitt A-A/1 dient lediglich dem Vergleichszwecke um die Einflüsse des Kollektors auf die Spannungen und Verformungen zu verdeutlichen.



Abbildung 3.1: Anordnung der Schnitte für die 2D - FEM Berechnung [12]



Abbildung 3.2: Dammgeometrie, Schnitt A-A/1



Abbildung 3.3: Dammgeometrie, Schnitt A-A/2

Wie in den Abbildungen 3.2 und 3.3 zu erkennen ist, wird das Modell in horizontale Schichten unterteilt. Diese 20 Lamellen dienen dazu, den Bauablauf und die daraus resultierenden Verformungen aus dem Schüttprozess realitätsnah abzubilden.

Die Berechnung wird an einem Rechennetz mit 15-Knoten Dreieckselementen durchgeführt, welches bei Versagensszenarien exaktere Ergebnisse als 6-Knoten Dreieckselemente liefert [6]. Die Netzerstellung erfolgt über das programminterne Auto-Meshing. Zusätzlich werden die einzelnen Berechnungspolygone, speziell im Bereich der außenliegenden Dichtung, individuell noch weiter verfeinert. In Tabelle 3.2 sind die Kantenlängen des Gitternetzes für die jeweiligen Materialien aufgelistet.

Material	Kantenlänge [m]
Bachsed./Murensed.	2,0
Fels unverwittert	2,0
Übergangszone	$1,\!0$
Übergangszone 3A	1,0
Steinschüttung	1,0
Binder	0,1
Dichtbinder	0,1
Asphaltdichtschicht	0,1
Stahlbeton	$^{1,0}$

Tabelle 3.2: Kantenlängen des Gitternetzes

In Abbildung 3.4 ist die Verfeinerung des Berechnungsnetzes hin zur Asphaltoberflächendichtung abgebildet.



Abbildung 3.4: Auflösung des Berechnungsnetzes für die Oberflächendichtung, die Übergangszone und den Steinschüttkörper

Mit *Plaxis 2D* ist es nicht möglich, zwei von einander unabhängige Wasserspiegel für einen Lastfall zu definieren. Dies wäre in dem vorliegenden Projekt erforderlich gewesen. Der Grundwasserspiegel ist unabhängig vom Stau, da das Speicherbecken durch die Asphaltoberflächendichtung als praktisch dicht angesehen werden kann. Aus diesem Grund wurde die Wasserlast aus dem Stau jeweils durch eine Linienlast auf der Dichtung ersetzt. Der Aufbau der Asphaltoberflächendichtung ist in Abbildung 3.5 dargestellt.



Abbildung 3.5: Aufbau der Asphaltoberflächendichtung [12]

ID	Bezeichnung	γ <sub>unsat</sub>	E <sub>oed</sub>	c' <sub>ref</sub>	φ'	ψ	v <sub>ur</sub>	k <sub>f</sub>
	[•]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	$[kN/m^2]$	[°]	[°]	[-]	[m/s]
1	Bachsed./Murensed.	20	50	0,5	35	0	0,2	$5,0*10^{-5}$
2	Fels unverwittert	25	5000	100	35	0	0,2	$1,0*10^{-3}$
3	Übergangszone	22	35	0	41	11	0,3	$1,0*10^{-3}$
4	Übergangszone 3A	22	70	0	38	8	0,3	$1,0*10^{-3}$
5	Steinschüttung	23	50	0	43	13	0,3	$1,0*10^{-3}$
6	Asphaltdichtschicht	24	30	100	37	0	0,4	$1,0*10^{-8}$
7	Drainageschicht	24	30	100	37	0	0,4	$1,0*10^{-3}$
8	Binder	23	30	100	37	0	0,4	1,0*10 <sup>-5</sup>
9	Stahlbeton	25	20000	500	45	0	0,2	1,0*10 <sup>-8</sup>

#### 3.1.2 Materialparameter

Abbildung 3.6: Materialparameter

Die Materialparameter aus Abb. 3.6 wurden auf Grundlage von geotechnischen und bodenmechanischen Untersuchungen festgelegt.

Um die Steifigkeit des Kollektors realitätsnah abzubilden, wurde dieser als Gelenkskette modelliert. Diese besteht aus jeweils einem 12 m langen Glied mit der Steifigkeit von Stahlbeton (siehe Abbildung 3.6) und einem 1 m langen Glied mit stark verminderter Steifigkeit ( $E_{\rm eod} = 100 \ MPa$ ).

Als Versagensmodell dient das in Kapitel 2.2 erläuterte Mohr-Coulomb'sche Stoffmodell.

#### ${\bf 3.1.3} \quad {\bf Bemessungs last f{\ddot{a}lle}/Last fall klass en}$

Die Lastfallklassen mit den zugehörigen Lastfällen wurden auf Basis von [16] sowie aus Erfahrung durch vergleichbare Projekte festgelegt. Die betrachteten Lastfälle stellen keinen Anspruch an Vollständigkeit.

In Tabelle 3.3 sind die untersuchten Bemessungslastfälle aufgelistet.

		Ve	er-	V	Vasse	r-		Erd-		Gle	eit-				
		ke	hr	s	piege	el	ł	beber	n	kr	eis				
Lastfall	Eigengewicht	Raupe	Fahrzeug	ASZ 636 m	SZ $674,6 \mathrm{m}$	Schnelle Absenkung	kein Erdbeben	OBE	MCE	wasserseitig	luftseitig	Lastfallklasse	erf. Sicherheit $\eta_{erf}$	vorh. Sicherheit $\eta_{vorh}$	maßg. Belastungsfall
LF1	Х		Х		Х		Х				Х	КΙ	1 2	1,70	Speicher voll
LF2	Х		Х	Х			Х			Х		E	1,5	$1,\!59$	Speicher leer
LF3	Х	Х		Х			Х			Х	Х			1,72/1,63	Bauzustand
LF4	Х	Х		Х			Х			Х	Х	н		1,70/1,55	Bauzustand
LF5	Х		Х		Х			Х			Х	KI	19	$1,\!98$	OBE
LF6	Х		Х	Х				Х		Х		LF	1,2	$1,\!42$	OBE
m LF7	Х		Х			Х	X				Х			-	Schnelle Abs.
LF8	Х		Х			Х	Х			Х				-	Schnelle Abs.
LF9	X		Х		X				Х	Х		III		$2,\!34$	MCE
LF10	Х		Х	Х					Х	Х		Υ	$^{1,1}$	1,17	MCE
LF11	Х		Х		Х		Х				Х	Γ		1,04	def. Dichtung

Tabelle 3.3: Bemessungslastfälle und ermittelte Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch mit Plaxis2D

Nähere Erläuterungen zu Tabelle 3.3 finden sich in Kapitel 4.1 beim jeweiligen Lastfall. Es muss dabei laut [16] zwischen drei Lastfallklassen unterschieden werden:

- Lastfallklasse I (planmäßige Einwirkungen) LFK I beinhaltet sämtliche Einwirkungen, die während des normalen Betriebes auftreten (z.B. alle Staulagen zwischen Stauziel und Absenkziel). Der geforderte Sicherheitsfaktor für Lastfallklasse I muss mindestens  $\eta_{erf} = 1,30$  betragen.
- Lastfallklasse II (außerplanmäßige Einwirkungen) LFK II beinhaltet außerplanmäßige Einwirkungen (z.B. rasche Absenkung des Staus, Anregung durch ein Betriebserdbeben, Bauzustände, etc.), welche einzeln mit den Einwirkungen aus LFK I zu überlagern sind. Der geforderte Sicherheitsfaktor für Lastfallklasse II muss mindestens  $\eta_{erf} = 1,20$  betragen.
- Lastfallklasse III (extreme Einwirkungen) LFK III beinhaltet Extremfälle (z.B. Anregung durch das maximal denkbare Erdbeben, Auswirkungen möglicher Schadstellen), welche einzeln den Einwirkungen aus LFK I zu überlagern sind. Der geforderte Sicherheitsfaktor für Lastfallklasse III muss mindestens  $\eta_{erf} = 1, 10$  betragen.

#### 3.1.4 Erdbebenbemessung

Die Erdbebenberechnung wird pseudo-statisch durchgeführt. Dazu wurden aus den Karten der Richtlinie der Österreichischen Staubeckenkommission die maximale horizontale Bodenbeschleunigung ermittelt (siehe Abb. 7.13 und 7.14). Dabei wird zwischen zwei Erdbebenereignissen unterschieden.

- OBE: Operational Basis Earthquake (Betriebserdbeben)
- MCE: Maximum Credible Earthquake (Maximal denkbares Erdbeben)

Die effektive horizontale Beschleunigung entspricht 70 % der Maximalwerte. Die effektive vertikale Anregung beträgt ein Drittel der horizontalen Anregung. Die daraus resultierenden Werte sind in Tabelle 3.4 abgebildet.

Fredbabar	Bodenbesch	leunigung	effektive Bodenbeschleunigung					
Erdbeben	$[m/s^2]$	$[\mathbf{g}]$	horizontal [g]	vertikal [g]				
OBE	0,8	0,082	0,057	0,038				
MCE	2,2	$0,\!224$	0,157	0,105				

Tabelle 3.4: Erdbebenkoeffizient

Die ermittelten effektiven horizontalen und vertikalen Beschleunigungen können für die erforderlichen Lastfälle direkt in *Plaxis 2D* eingegeben werden. Das Programm ermittelt selbstständig die dadurch entstehenden zusätzlichen statischen Lasten.

# 4 Ergebnisse

Zur Bestimmung der Böschungsstabilitäten sowie der zu erwartenden Spannungen und Verformungen wird der Schnitt A-A/2 herangezogen. Wie in Kapitel 3.1.1 erwähnt dient der Schnitt A-A/1 lediglich zu Vergleichszwecken. Die ermittelten Spannungen und Verformungen für Schnitt A-A/1 sind in Kapitel 4.3 abgebildet.

### 4.1 Untersuchungen zur Böschungsstabilität - Schnitt A-A/2

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Berechnungen zur Böschungsstabilität für Schnitt A-A/2 dargestellt.

Aufgrund des verwendeten Modells zur Bestimmung der Sicherheit gegenüber Böschungsversagen ( $\varphi/c$ -Reduktionsmethode) lassen sich keine Aussagen betreffend der tatsächlichen Formen der einzelnen Gleitkreise ableiten. Allerdings werden maximale Verformungen ausgegeben, durch welche sich auf die Gleitkreise mit geringster Sicherheit schließen lässt.

#### 4.1.1 Lastfall 1: Betriebszustand - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)

In Lastfall 1 wird die Standsicherheit der Böschungen am fertiggestellten Damm unter Vollstau nachgewiesen. Es wirken das Eigengewicht des Erdkörpers, der hydrostatische Druck aus der Wasserlast auf Stauziel sowie jeweils eine 4 m breite Verkehrslast (Fahrzeug) von 10 kN/m<sup>2</sup> luftseitig auf der Dammkrone und den luftseitigen Bermen.



Abbildung 4.1: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 1

Wie in Abb. 4.1 zu erkennen, bildet sich der Gleitkreis luftseitig unterhalb der ersten Berme aus. Die Tiefe des Gleitkreises beträgt in etwa 3,5 m. Der ermittelte Sicherheitsfaktor für Lastfall 1 beträgt  $\eta_{vorh} = 1,70$ . Damit ist die geforderte Sicherheit für Lastfallklasse I von  $\eta_{erf} = 1,30$  erfüllt.

#### 4.1.2 Lastfall 2: Betriebszustand - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)

In Lastfall 2 wird die Standsicherheit der Böschungen des fertiggestellten Dammes nachgewiesen. Es wirken das Eigengewicht des Erdkörpers, der hydrostatische Wasserdruck auf Absenkziel sowie eine 4 m breite Verkehrslast (Fahrzeug) von 10 kN/m<sup>2</sup> wasserseitig auf der Dammkrone.



Abbildung 4.2: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 2

Wie in Abb. 4.2 zu erkennen, bildet sich wasserseitig ein Gleitkreis mit einer Tiefe von ca. 2,5 m innerhalb der Übergangszone aus. Ein weiterer wesentlich tieferer Gleitkreis ist ebenfalls ersichtlich. Obwohl für Lastfall 2 auf den luftseitigen Bermen keine Auflast aufgebracht ist, zeichnet sich trotzdem unterhalb der ersten Berme ein Gleitkreis mit einer Tiefe von 2,5 m ab. Der maßgebende Gleitkreis ist laut der Berechnung allerdings der erstgenannte, da in diesem Falle die größten Verformungen auftreten. Der ermittelte Sicherheitsfaktor für Lastfall 2 beträgt  $\eta_{vorh} = 1,59$  und ist somit größer als der geforderte Sicherheitsfaktor für Lastfallklasse I von  $\eta_{erf} = 1,30$ .

#### 4.1.3 Lastfall 3a: Bauzustand - Damm OK auf 660 m.ü.A. (Last luftseitig)

In Lastfall 3a wird die Böschungsstabilität des Dammes im Bauzustand nachgewiesen. Dabei wird eine Schütthöhe von 660 m.ü.A. angesetzt, was der Höhe der untersten Berme entspricht. Es wirken das Eigengewicht der Dammschüttung sowie eine 4 m breite Verkehrslast (Raupe) von 33 kN/m<sup>2</sup> luftseitig auf der Dammschüttung.



Abbildung 4.3: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 3a

Aus Abb. 4.3 ist klar ersichtlich, dass sich der Gleitkreis luftseitig mit einer ungefähren Tiefe von 3,0 m ausbildet. Mit  $\eta_{vorh} = 1,72$  ist der vorhandene Sicherheitsfaktor größer als der geforderte Sicherheitsfaktor für Lastfallklasse II von  $\eta_{erf} = 1,20$ .

#### 4.1.4 Lastfall 3b: Bauzustand - Damm OK auf 677,1 m.ü.A. (Last luftseitig)

In Lastfall 3b wird die Böschungsstabilität des Dammes im Bauzustand nachgewiesen. Es wirken das Eigengewicht des Erdkörpers sowie jeweils eine 4 m breite Verkehrslast (Raupe) von 33 kN/m<sup>2</sup> luftseitig auf der Dammkrone und den luftseitigen Bermen.



Abbildung 4.4: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 3b

Aus Abb. 4.4 ergeben sich trotz luftseitiger Lasten zwei wasserseitige Gleitkreise und ein luftseitiger Gleitkreis mit einer Tiefe von 2,5 m. Bei den wasserseitigen Gleitkreisen handelt es sich um einen seichten Gleitkreis (Tiefe = 3,0 m) innerhalb der Übergangszone sowie um einen wesentlich tiefreichenderen. Die größte Verschiebung tritt allerdings an der luftseitigen Dammkrone auf, was auf ein mögliches Versagen an der Dammkrone hindeutet. Der geforderte Sicherheitsfaktor für Lastfallklasse II von  $\eta_{erf} = 1,20$  wird mit  $\eta_{vorh} = 1,63$  erfüllt.

#### 4.1.5 Lastfall 4a: Bauzustand - Damm OK auf 660 m.ü.A. (Last wasserseitig)

In Lastfall 4a wird die Böschungsstabilität des Dammes im Bauzustand (Schütthöhe von 660 m.ü.A.) nachgewiesen. Es wirken das Eigengewicht des Schüttkörpers sowie eine 4 m breite Verkehrslast (Raupe) von 33 kN/m<sup>2</sup> wasserseitig auf der Schüttung.



Abbildung 4.5: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 4a

Wie in Abb. 4.5 zu erkennen, bildet sich der Gleitkreis mit der größten Verschiebung, trotz der wasserseitig aufgebrachten Verkehrslast, an der Luftseite aus. Dieser Gleitkreis hat eine Tiefe von etwa 4,0 m. Zwei weitere Gleitkreise (Tiefe = 2,0 m und 15,0 m) mit geringeren Verschiebungen bilden sich wasserseitig aus. Die Sicherheit für diesen Lastfall beträgt laut *Plaxis 2D*  $\eta_{vorh} = 1,70$ . Der für Lastfallklasse II notwendige Sicherheitsfaktor von  $\eta_{erf} = 1,20$  wird somit eingehalten.

#### 4.1.6 Lastfall 4b: Bauzustand - Damm OK auf 677,1 m.ü.A. (Last wasserseitig)

In Lastfall 4b wird die Standsicherheit der Böschungen des Dammes im Bauzustand nachgewiesen. Es wirken das Eigengewicht des Erdkörpers sowie eine 4 m breite Verkehrslast (Raupe) von 33 kN/m<sup>2</sup> wasserseitig auf der Dammkrone.

#### 4 ERGEBNISSE



Abbildung 4.6: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 4b

In Abb. 4.6 zeigt sich ein ähnliches Bild wie bereits bei Lastfall 2 und Lastfall 3b. Wiederum bilden sich wasserseitig ein seichter Gleitkreis (Tiefe = 2,7 m) innerhalb der Übergangszone und ein zweiter tieferer Gleitkreis (Tiefe = 17,5 m) aus. Außerdem stimmt überein, dass sich luftseitig unterhalb der ersten Berme ebenfalls ein Gleitkreis mit einer Tiefe von 2,2 m abzeichnet. Der ermittelte Sicherheitsfaktor für Lastfall 4b liegt mit  $\eta_{vorh} = 1,55$  ebenfalls im selben Bereich wie für die Lastfälle 2 und 3b. Der für Lastfallklasse II notwendige Sicherheitsfaktor von  $\eta_{erf} = 1,20$  wird somit eingehalten.

#### 4.1.7 Lastfall 5: OBE - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)



Abbildung 4.7: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 5

In Lastfall 5 wird die Böschungsstabilität des Dammes unter Einwirkung eines Betriebserdbebens (OBE) nachgewiesen. Es wirken die Erdbebenkräfte, das Eigengewicht des Erdkörpers, der hydrostatische Druck auf Stauziel sowie jeweils eine 4 m breite Verkehrslast (Fahrzeug) von 10 kN/m<sup>2</sup> luftseitig auf der Dammkrone und den luftseitigen Bermen.
Wie bereits in Kapitel 3.1.4 erwähnt, erfolgt die Erdbebenbemessung pseudo-statisch. Die angesetzten effektiven Bodenbeschleunigungen für ein OBE sind Tabelle 3.4 zu entnehmen.

Mit der Ausbildung eines luftseitigen Gleitkreises unterhalb der untersten Berme in Abb. 4.7 zeigt sich ein ähnliches Bild wie in Lastfall 1. Die Tiefe des Gleitkreises mit 4,4 m sowie die maximalen Deformationen mit  $|\mathbf{u}| = 560$  mm sind in diesem Falle allerdings wesentlich größer. Ebenso zeichnen sich an der Dammkrone sowie der zweiten Berme ebenfalls Gleitkreise ab. Als Sicherheitsfaktor wird von *Plaxis 2D*  $\eta_{vorh} = 1,98$  ermittelt. Dieser Wert ist größer als der erforderliche Wert für Lastfallklasse II von  $\eta_{erf} = 1,20$ . Allerdings ist  $\eta_{vorh}$  für Lastfall 5, trotz der zusätzlichen Erdbebenbeanspruchung, auch größer als  $\eta_{vorh}$  für Lastfall 1. Dies erscheint nicht plausibel und ist jedenfalls zu hinterfragen.

#### 4.1.8 Lastfall 6: OBE - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)

In Lastfall 6 wird die Böschungsstabilität des Dammes unter Einwirkung eines Betriebserdbebens (OBE) nachgewiesen. Es wirken die Erdbebenkräfte, das Eigengewicht des Erdkörpers, der hydrostatische Druck auf Absenkziel sowie eine 4 m breite Verkehrslast (Fahrzeug) von 10 kN/m<sup>2</sup> wasserseitig auf der Dammkrone. Die angesetzten effektiven Bodenbeschleunigungen zur pseudo-statischen Berücksichtigung des Betriebserdbebens sind Tabelle 3.4 zu entnehmen.



Abbildung 4.8: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 6

In Abb. 4.8 zeigt sich ein gewohntes Bild. Wiederum sind wasserseitig ein seichter Gleitkreis innerhalb der Übergangszone und ein sehr tiefer Gleitkreis zu erkennen. Die maximalen Verformungen sind mit |u| = 380 mm allerdings wesentlich größer als in den vorangegangenen Fällen. Das Ausbilden eines Gleitkreises innerhalb der Übergangszone in einigen Lastfällen lässt sich durch den geringeren Reibungwinkel  $\varphi$  der Übergangszone erklären. Dadurch kann es an der Schichtgrenze zum Steinschüttmaterial zu einem Abrutschen kommen. Der ermittelte Sicherheitsfaktor für Lastfall 6 beträgt  $\eta_{vorh} = 1, 42$ . Dies ist geringer als der Sicherheitsfaktor  $\eta_{vorh} = 1, 59$  für Lastfall 2, aber größer als der geforderte Sicherheitsfaktor von  $\eta_{erf} = 1, 20$  für Lastfallklasse II. Somit erscheint dieser Wert plausibel.

#### 4.1.9 Lastfall 9: MCE - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)

In Lastfall 9 wird die Standsicherheit der Böschungen des Dammes unter Einwirkung des maximal denkbaren Erdbebens (MCE) nachgewiesen. Es wirken die Erdbebenkräfte, das Eigengewicht des Erdkörpers, der hydrostatische Druck auf Stauziel sowie jeweils eine 4 m breite Verkehrslast (Fahrzeug) von 10 kN/m<sup>2</sup> luftseitig auf der Dammkrone und den luftseitigen Bermen. Die angesetzten horizontalen und vertikalen Bodenbeschleunigungen für die pseudo-statische Erdbebenberechnung sind Tabelle 3.4 zu entnehmen.



Abbildung 4.9: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 9

Wie in Abb. 4.9 zu erkennen, sind die maximalen Verschiebungen mit  $|\mathbf{u}| = 900$  mm im Vergleich zu anderen Lastfällen sehr groß. Es bilden sich wasserseitig ein kleiner Gleitkreis an der Dammkrone sowie wieder ein tiefliegender Gleitkreis aus. Dass sich der seichte Gleitkreis mit einer Tiefe von 2,2 m auf den Bereich der Dammkrone beschränkt, ist auf den gegenwirkenden hydrostatischen Druck zurückzuführen. Luftseitig deutet sich ebenfalls ein Gleitkreis im Bereich der untersten Berme an. Ein Vergleich mit den Lastfällen 1 (Vollstau) und 5 (OBE bei Vollstau) zeigt, dass dieses Bild allerdings nicht schlüssig scheint. In beiden Fällen bildet sich ein Gleitkreis an der Luftseite aus. Dies erscheint aufgrund des wirkenden hydrostatischen Druckes auch naheliegender. Auch der ermittelte Sicherheitsfaktor von  $\eta_{vorh} = 2,34$  ist höher als jener für Lastfall 1 ( $\eta_{vorh} = 1,70$ ) und Lastfall 5 ( $\eta_{vorh} = 1,98$ ). Der Mindestsicherheitsfaktor für Lastfallklasse III beträgt  $\eta_{erf} = 1,10$  und wäre somit erfüllt.

#### 4.1.10 Lastfall 10: MCE - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)

In Lastfall 10 wird die Böschungsstabilität des Dammes unter Einwirkung des maximal denkbaren Erdbebens (MCE) nachgewiesen. Es wirken die Erdbebenkräfte, das Eigengewicht des Erdkörpers, der hydrostatische Druck auf Absenkziel sowie eine 4 m breite Verkehrslast (Fahrzeug) von 10 kN/m<sup>2</sup> auf der wasserseitigen Dammkrone. Die angesetzten horizontalen und vertikalen Bodenbeschleunigungen für die pseudo-statische Erdbebenberechnung sind Tabelle 3.4 zu entnehmen.



Abbildung 4.10: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 10

In Abb. 4.10 zeigt sich ein ähnliches Bild wie für Lastfall 6 (OBE - leerer Speicher). Wiederum bilden sich wasserseitig zwei Gleitkreise aus. Auch in diesem Falle bildet sich ein flacher Gleitkreis mit einer Tiefe von 3,0 m innerhalb der Übergangszone aufgrund der geringeren Scherfestigkeit dieser aus. Außerdem zeichnet sich ein zweiter Gleitkreis mit einer Tiefe von 24 m ab. Die maximalen Verformungen von  $|\mathbf{u}| = 300$  mm sind nicht weiter auffällig. Der ermittelte Sicherheitsfaktor  $\eta_{vorh} = 1, 17$  erscheint im Gegensatz zu Lastfall 9 plausibel, da dieser geringer als jener für Lastfall 6 ist ( $\eta_{vorh} = 1, 42$ ). Der geforderte Sicherheitsfaktor für Lastfallklasse III von  $\eta_{erf} = 1, 10$  wird dennoch eingehalten.

#### 4.1.11 Lastfall 11: defekte Asphaltdichtung

In Lastfall 11 wird die Böschungsstabilität des Damms für den Fall einer defekten Asphaltdichtung nachgewiesen. Dies wird durch zwei Fehlerstellen (649 m.ü.A. und 661 m.ü.A.) mit einer Rissweite von 20 cm simuliert. Es wirken das Eigengewicht des Erdkörpers, der hydrostatische Druck auf Stauziel sowie jeweils eine 4 m breite Verkehrslast (Fahrzeug) von 10 kN/m<sup>2</sup> luftseitig auf der Dammkrone und den luftseitigen Bermen.



Abbildung 4.11: Untersuchungen zur Böschungsstabilität, Schnitt A-A/2, Lastfall 11

Wie in Abb. 4.11 zu erkennen ist, bildet sich luftseitig ein Gleitkreis mit einer Tiefe von 4,5 m unterhalb der ersten Berme aus. Dieser erstreckt sich im Gegensatz zu den obigen Lastfällen über den Dammfuß hinaus. Durch das Eintreten des Wassers in den Schüttkörper steht ein großer Teil desselben unter Auftrieb. Dies wirkt sich, durch ein Herabsetzen der Scherfestigkeitsparameter, negativ auf die Böschungsstabilität aus. Da die Sickerlinie am luftseitigen Dammfuß austritt, kommt es an dieser Stelle am ehesten zu einem Versagen. Der mit Plaxis 2D ermittelte Sicherheitsfaktor für Lastfall 11 beträgt  $\eta_{vorh} = 1,04$ . Dies ist geringer als der für Lastfallklasse III geforderte Sicherheitsfaktor von  $\eta_{erf} = 1,10$ .

#### 4.1.12 Zusammenfassung der Berechnungen zum Böschungsbruch

In Tabelle 4.1 sind die Ergebnisse der Berechnungen zur Böschungsstabilität zusammengefasst.

Lastfall	$\eta_{erf}$	$\eta_{vorh}$		
Lastfall 1	$1,\!30$	1,70		
Lastfall 2	1,30	1,59		
Lastfall 3	1,20	1,72/1,63		
Lastfall 4	1,20	1,70/1,55		
Lastfall 5	1,20	1,98		
Lastfall 6	1,20	1,42		
Lastfall 9	1,10	$2,\!34$		
Lastfall 10	1,10	1,17		
Lastfall 11	1,10	1,04		

Tabelle 4.1: Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Berechungen zur Böschungsstabilität mit Plaxis 2D

Wie daraus ersichtlich, werden die geforderten Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch für

alle untersuchten Lastfälle, mit Ausnahme von Lastfall 11, erfüllt. Die hohen Sicherheiten für Lastfall 5 von  $\eta_{vorh} = 1,98$  und Lastfall 9 von  $\eta_{vorh} = 2,34$  erscheinen nicht plausibel. Diese sollten aufgrund der angesetzten Erdbebenbelastung jedenfalls geringer ausfallen. Außerdem ist es unwahrscheinlich, dass sich im Lastfall 9 trotz des gegenwirkenden Wasserdrucks der Gleitkreis wasserseitig ausbildet. In diesem Falle müsste sich der Gleitkreis mit der geringsten Sicherheit jedenfalls an der Luftseite ausbilden.

Da die vorhandene Sicherheit  $\eta_{vorh} = 1,04$  für Lastfall 11 kleiner als die geforderte Sicherheit für Lastfallklasse III  $\eta_{erf} = 1,10$  ist, sollte dieser Lastfall näher untersucht werden. Wie aus den obigen Abbildungen zu erkennen, sind die gefährdetsten Bereiche für einen Böschungsbruch an der Grenze von Übergangszone und Dammschüttung sowie luftseitig im Bereich unterhalb der ersten Berme.

## 4.2 Spannungen und Verformungen - Schnitt A-A/2

Nachfolgend werden die jeweils ermittelten Spannungen  $\sigma'$  und Verformung u im Bauendzustand (BEZ) vor und nach Einstau gegenübergestellt.

#### 4.2.1 Effektive Vertikalspannungen $\sigma'_y$

Wie Abbildung 4.12 zu entnehmen, bildet sich eine Druckparabel aus, die der Böschung des Dammes folgt. Dies ergibt sich daraus, dass vor Einstau lediglich der Überlagerungserddruck  $\sigma = \gamma \cdot h$  herrscht. Die maximale Spannung im Aufstandsbereich beträgt rund  $\sigma'_{y} = 1000 \ kN/m^{2}$ .



Abbildung 4.12: Schnitt A-A/2, effektive Vertikalspannungen  $\sigma'_y~[\rm kN/m^2]$ im BEZ vor Einstau

#### 4 ERGEBNISSE



Abbildung 4.13: Schnitt A-A/2, effektive Vertikalspannungen  $\sigma'_y~[\rm kN/m^2]$ im BEZ nach Einstau

In Abbildung 4.13 bleiben die Spannungen an der Luftseite sowie die maximale Spannung in der Aufstandsfläche unverändert. Wasserseitig steigen die Spannungen im Vergleich zu Abbildung 4.12 aufgrund des vorherrschenden hydrostatischen Druckes an. Am besten ersichtlich ist dieser Umstand im Bereich der Sedimentschicht. In Abbildung 4.12 kommt es in der Sedimentschicht mit zunehmender x-Richtung hin zur Dammmitte zu einem Anstieg der effektiven Spannung  $\sigma'_y$ , während diese in Abbildung 4.13 mit rund  $\sigma'_y = 700 \ kN/m^2$  relativ konstant bleiben.

#### 4.2.2 Maximale effektive Spannungen $\sigma'_{max}$

Die größte der Hauptnormalspannungen  $\sigma'_{I}$  ist per Definition die maximale effektive Spannung  $\sigma'_{max}$ . Für den ebenen Spannungszustand lässt sich  $\sigma'_{I}$  wie folgt ermitteln:

$$\sigma_I' = \frac{\sigma_x' + \sigma_y'}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tag{4.1}$$

Es sind nur geringfügige Unterschiede zu den Abbildungen in Kapitel 4.2.1 auszumachen. Dadurch kann davon ausgegangen werden, dass die effektiven Vertikalspannungen die maximalen Spannungen sind.

#### 4 ERGEBNISSE



Abbildung 4.14: Schnitt A-A/2, maximale effektive Spannungen ${\sigma'}_{\rm max}~[\rm kN/m^2]$ im BEZ vor Einstau



Abbildung 4.15: Schnitt A-A/2, maximale effektive Spannungen $\sigma'_{\rm max}~[\rm kN/m^2]$ im BEZ nach Einstau

#### 4.2.3 Vertikale Verschiebungen uy



Abbildung 4.16: Schnitt A-A/2, Vertikalverschiebungen  $u_v$  [mm] im BEZ vor Einstau

In Abbildung 4.16 ist zu erkennen, dass die maximale Verformung etwa auf halber Höhe des Dammes auftritt und ausgehend von diesem Kern wieder abnimmt. Dass die maximale Setzung nicht an der Dammkrone auftritt, ist durch den Schüttprozess zu erklären. Ein Großteil der Setzungen des unteren Bereichs des Dammes ist bereits eingetreten wenn der obere Bereich geschüttet wird [13]. Die maximale Setzung von  $u_y = 24$  cm entspricht 0,5 % der Dammhöhe und liegt damit im erwarteten Bereich.



Abbildung 4.17: Schnitt A-A/2, Vertikalverschiebungen u<sub>y</sub> [mm] im BEZ nach Einstau

In Abbildung 4.17 sind an der Luftseite sowie beim maximalen Wert der Setzungen keine Unterschiede zu Abbildung 4.16 zu erkennen. Aufgrund des Wasserdruckes kommt es in der Übergangszone und der Asphaltdichtschicht zu wesentlich größeren Verformungen.



#### 4.2.4 Horizontale Verschiebungen u<sub>x</sub>

Abbildung 4.18: Schnitt A-A/2, Horizontalverschiebungen  $u_x$  [mm] im BEZ vor Einstau

Wie in Abbildung 4.18 zu erkennen, kommt es, bedingt durch den Überlagerungserddruck, sowohl luft- als auch wasserseitig zu einer horizontalen Bewegung in Richtung der Dammfüße. Die maximale horizontale Verformung tritt wasserseitig auf und beträgt 8 cm. An der Dammkrone kommt es zu keinen Bewegungen in horizontaler Richtung.



Abbildung 4.19: Schnitt A-A/2, Horizontalverschiebungen u<sub>x</sub> [mm] im BEZ nach Einstau

Beim Lastfall Einstau (Abb. 4.19) kommt es an der Dammkrone zu einer geringen Bewegung in Richtung Luftseite. Die horizontale Verschiebung wasserseitig aus Abbildung 4.18 wird aufgrund des hydrostatischen Wasserdruckes weitgehend ausgeglichen. Die Oberflächendichtung wird durch den Wasserdruck in x-Richtung verschoben, worauf in Kapitel 4.5 näher eingegangen wird.

# 4.3 Spannungen und Verformungen - Schnitt A-A/1

Zu Vergleichszwecken werden in diesem Kapitel die Spannungen und Verformungen für Schnitt A-A/1 dargestellt.

# 4.3.1 Effektive Vertikalspannungen $\sigma'_y$



Abbildung 4.20: Schnitt A-A/1, effektive Vertikalspannungen  $\sigma'_y~[\rm kN/m^2]$ im BEZ vor Einstau



Abbildung 4.21: Schnitt A-A/1, effektive Vertikalspannungen  $\sigma'_y~[\rm kN/m^2]$ im BEZ nach Einstau

Aus Abb. 4.20 ist zu erkennen, dass sich wiederum eine Druckparabel, welche der Dammform folgt, ausbildet. Durch den Überlagerungserddruck  $\sigma = \gamma \cdot h$  kommt es zu einer Zunahme der Spannungen proportional zur Überlagerungshöhe. Wie bereits in Kapitel 3.1.2 erwähnt, ist der Kollektor als Gelenkskette bestehend aus 12 m langen Elementen mit einer Steifigkeit von 20000 MPa und 1 m langen Gelenken mit einer Steifigkeit von

100 MPa modelliert. Dies hat zur Folge, dass sich in den Gelenken keine Spannungen aufbauen können. Die Kräfte werden um diese Gelenke herum geführt und verursachen im Nahbereich dieser einen Spannungsanstieg auf rund  $\sigma'_y = 1200 \ kN/m^2$ . Bedingt durch diese Spannungsumlagerung kommt es im darunterliegenden Felsgestein zu Spannungsspitzen. Die Spannung in der Aufstandsfläche des Dammes beträgt in etwa  $\sigma'_y = 1000 \ kN/m^2$ . Durch den hydrostatischen Druck des Wassers kommt es in Abb. 4.21 an der Asphaltoberflächendichtung im Dammfußbereich zu einem Anstieg der effektiven Spannung auf  $\sigma'_y = 400 \ kN/m^2$ .

#### 4.3.2 Maximale effektive Spannungen $\sigma'_{max}$

Für die Darstellung der maximalen effektiven Spannungen  $\sigma'_{max}$  wird auf den Anhang verwiesen. Diese unterscheiden sich nur unwesentlich von den Abbildungen 4.20 und 4.21. Wie bereits in Kapitel 4.2.2 erläutert, werden die größten Hauptnormalspannungen  $\sigma'_{I}$  als  $\sigma'_{max}$  bezeichnet.

#### 4.3.3 Vertikale Verschiebungen uy



Abbildung 4.22: Schnitt A-A/1, Vertikalverschiebungen  $u_y$  [mm] im BEZ vor Einstau



Abbildung 4.23: Schnitt A-A/1, Vertikalverschiebungen u<sub>y</sub> [mm] im BEZ nach Einstau

Aus Abbildung 4.22 zeigt sich, dass sich die maximale vertikale Verformung vor Einstau mit  $u_y = 160$  mm im inneren des Dammes auf etwa 660 m.ü.A. einstellt. Von diesem Zentrum nimmt die Verformung nach außen hin ab. An der Oberflächendichtung kommt es nur zu geringfügigen Verformungen. Im Vergleich dazu steigt die Vertikalverformung an der Oberflächendichtung im Fall eines Einstaus (Abb. 4.23) auf  $u_y = 120$  m an. Am wasserseitigen Dammfuß kommt es zu einem Anstieg der Vertikalverformung von  $u_y = 20$  mm (vor Einstau) auf  $u_y = 90$  mm (nach Einstau).

#### 4.3.4 Horizontale Verschiebungen u<sub>x</sub>



Abbildung 4.24: Schnitt A-A/1, Horizontalverschiebungen  $u_x$  [mm] im BEZ vor Einstau



Abbildung 4.25: Schnitt A-A/1, Horizontalverschiebungen  $u_{\rm x}$  [mm] im BEZ nach Einstau

In Abbildung 4.24 ist ersichtlich, dass es durch den Überlagerungserddruck  $\sigma = \gamma \cdot h$  im unteren Drittel des Dammes zu einer horizontalen Verformung hin zu den Dammfüßen kommt. Wasserseitig sind diese mit  $u_x = 70 \text{ mm}$  größer als luftseitig ( $u_x = 20 \text{ mm}$ ). Im Falle des Einstaus 4.25 fallen die wasserseitigen horizontalen Verformungen auf  $u_x = 30 \text{ mm}$ . Die luftseitigen horizontalen Verformungen steigen hingegen auf  $u_x = 40 \text{ mm}$  an.

# 4.4 Gegenüberstellung der Spannungen und Verformungen für die Schnitte A-A/1 und A-A/2

Der Einfluss des Kollektors auf die vorherrschenden Spannungen ist örtlich beschränkt. Oberhalb des Kollektors kommt es zu keiner Änderung der effektiven Spannungen. Auch in der Aufstandsfläche bleibt die maximale effektive Vertikalspannung von 1000 kN/m<sup>2</sup> unverändert. Wie schon in Kapitel 3.1.2 geschildert, ist der Kollektor als Gelenkskette modelliert. Die nachgiebigen Gelenke können aufgrund der stark reduzierten Steifigkeit keine nennenswerten Spannungen aufnehmen. Im Nahbereich dieser Gelenke ist folglich ein Anstieg der Spannungen zu beobachten. Diese Unstetigkeiten sorgen auch dafür, dass sich keine Druckparabel unterhalb des Kollektors ausbilden kann. Hierbei handelt es sich aller Wahrscheinlichkeit nach um ein Modellierungsproblem. Durch eine andere Anordnung der Gelenke könnten die Spannungsspitzen eventuell abgeschwächt werden.

Vergleicht man die Verschiebungen fällt auf, dass in Schnitt A-A/1 die maximalen Werte sowohl für vertikale als auch horizontale Verschiebungen etwa 5-10 m weiter oben auftreten. Die maximalen vertikalen Verschiebungen in Schnitt A-A/1 betragen etwa 16 cm. Im Vergleich dazu betragen diese in Schnitt A-A/2 rund 24 cm und sind folglich um etwa 50 % größer. Auch die maximalen horizontalen Verschiebungen fallen im Schnitt A-A/1 geringer aus. Der Unterschied beträgt an dieser Stelle jedoch nur rund 10 %.

# 4.5 Verformung der Asphaltoberflächendichtung

Da die maßgebenden Verformungen der Asphaltoberflächendichtung während des ersten Einstaus auftreten und damit die Gefahr einer Beschädigung der Dichtung zu diesem Zeitpunkt am größten ist, erfolgt dahingehend eine nähere Betrachtung. Aus diesem Grund werden in Abbildung 4.26 die totalen Verschiebungen (XY-Verschiebung) der Asphaltoberflächendichtung vor dem ersten Einstau (rote Linie) und nach dem ersten Einstau (blaue Linie) aufgetragen. Dies geschieht mittels einer Polynomfunktion 6-ten Grades, welche über die aus *Plaxis 2D* ermittelten Verschiebungen gelegt wird. Die grüne Linie beschreibt die Differenzsetzung der beiden Zustände.



Abbildung 4.26: Totale Verschiebungen (Verformungen) der Dichtebene

Die Koordinaten (horizontale Distanz) in dieser Abbildung beziehen sich auf das Koordinatensystem in den obigen Abbildungen. Die maximale Differenzsetzung von 13,1 cm tritt bei Koordinate x = 130 m (wasserseitiger Dammfuß) auf, da hier unter Einstau der größte hydrostatische Druck vorherrscht. Für die Unversehrtheit der Dichtung ist allerdings nicht nur die maximale Verformung ausschlaggebend, sondern auch die Änderung der Verformungen entlang der Dichtung, welche durch den Gradienten der Differenzsetzung beschrieben wird. Dieser Maximalverformungswert i<sub>h</sub> ist bei Koordinate x = 200 m am größten und beträgt 0,0035 m/m. Umgerechnet auf die geneigte Dichtungslänge beträgt der Wert i<sub>d</sub> = 0,0030 m/m.

# 5 Gegenüberstellung der Ergebnisse

Im Folgenden erfolgt eine Gegenüberstellung der Softwarepakete *Plaxis 2D* und *GeoStudio 2007.* 

Ein wesentlicher Unterschied zwischen den beiden Softwareprogrammen besteht bereits bei der Eingabe der Daten. So ist es in *GeoStudio 2007* möglich, für das Mohr-Coulomb'sche Versagensmodell spannungsabhängige Steifigkeiten zu definieren, während dies in *Plaxis 2D* nicht möglich ist. In Abbildung 5.1 ist die Funktion der Steifigkeit für das Schüttmaterial abgebildet, welche bei der Berechnung mit *GeoStudio 2007* angewendet wurde. Für die Simulation in *Plaxis 2D* wurde eine konstante Steifigkeit über den gesamten Steinschüttkörper angenommen. Zum Zwecke einer guten Vergleichbarkeit der Ergebnisse wurde diese mit 50 MPa sehr niedrig angesetzt.



Abbildung 5.1: Spannungsabhängige Steifigkeiten des Steinschüttmaterials für die Berechnung mit *GeoStudio 2007* [12]

Da für die Übergangszone in der Berechnung mit *GeoStudio 2007* keine spannungsabhängige Steifigkeit sondern ein isotroper E-Modul angesetzt wurde, liegt eine gute Vergleichbarkeit der Ergebnisse, insbesondere in Hinblick auf die Verformung der Oberflächendichtung, vor.

Ein weiterer wesentlicher Unterschied in den untersuchten Programmen ist die Erstellung des Berechnungsnetzes. Während *Plaxis 2D* lediglich Dreieckselemente generiert, ist es mit *GeoStudio 2007*, möglich auch quadratische Elemente sowie eine Mischung aus Dreieckselementen und quadratischen Elementen zu erstellen.

# 5.1 Untersuchungen zur Böschungsstabilität

Die Berechnungen zur Ermittlung der Sicherheit gegen Böschungsbruch wurden in Geo-Studio 2007 mit der Methode nach Bishop durchgeführt. Im Gegensatz dazu erfolgten die Berechnungen zur Böschungsstabilität in Plaxis 2D mittels der  $\varphi/c$ -Reduktionsmethode. In Tabelle 5.1 sind die Ergebnisse beider Berechnungsvarianten gegenübergestellt.

Lastfall	$\eta_{ m erf}$	Plaxis 2D, 2017		GeoStudio 2007	
		$\eta_{ m vorh}$	Lage d. GK	$\eta_{ m vorh}$	Lage d. GK
LF1	$1,\!30$	1,70	luftseitig	1,50	luftseitig
LF2	$1,\!30$	$1,\!59$	wasserseitig	$1,\!62$	wasserseitig
LF3	1,20	1,72/1,63	luft-/wasserseitig	$1,\!43/1,\!43$	luftseitig
LF4	1,20	1,70/1,55	luft-/wasserseitig	$1,\!57/1,\!50$	wasserseitig
m LF5	1,20	$1,\!98$	$\operatorname{luftseitig}$	$1,\!42$	luftseitig
m LF6	1,20	$1,\!42$	wasserseitig	$1,\!44$	wasserseitig
LF9	1,10	$2,\!34$	wasserseitig	$1,\!14$	luftseitig
LF10	1,10	$1,\!17$	wasserseitig	-	-
m LF11	$1,\!10$	$1,\!04$	$\operatorname{luftseitig}$	$1,\!34$	luftseitig

Tabelle 5.1: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Berechnungen zur Böschungsstabilität

Es ist ersichtlich, dass die Berechnung mit *GeoStudio 2007* für den überwiegenden Teil der Lastfälle geringere oder ähnliche Sicherheiten liefert wie die Berechnung mit *Plaxis 2D*. Bei den folgenden Gegenüberstellungen der Ergebnisse der Gleitkreisberechnungen sind die maßgebenden Gleitkreise aus *GeoStudio 2007* in grün dargestellt.

#### 5.1.1 Lastfall 1: Betriebszustand - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse aus beiden verwendeten Berechnungsprogrammen (Abb. 5.2 und 5.3) zeigt, dass diese für Lastfall 1 sehr gut übereinstimmen. Nach beiden Programmen bildet sich der Gleitkreis im Bereich der untersten Berme aus. Auch die Tiefe der Gleitkreise mit jeweils 3,5 m stimmt überein. Der mit *Plaxis 2D* ermittelte Sicherheitsfaktor von  $\eta_{vorh} = 1,70$  ist allerdings größer als jener durch *GeoStudio 2007* ermittelte Sicherheitsfaktor mit  $\eta_{vorh} = 1,50$ . Dies ist auf die unterschiedlichen Berechnungsmethoden zurückzuführen. Bei der Berechnung mit *GeoStudio 2007* wurde die Methode nach Bishop angewendet.



Abbildung 5.2: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Plaxis 2D, Schnitt A-A/2, Lastfall 1



Abbildung 5.3: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit GeoStudio 2007, Schnitt A-A/1, Lastfall 1 [12]

#### 5.1.2 Lastfall 2: Betriebszustand - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)

Ein Vergleich der Abbildungen 5.4 und 5.5 zeigt, dass sich die Ergebnisse ähneln. Die ermittelten Sicherheiten von  $\eta_{vorh} = 1,59$  (*Plaxis 2D*) und  $\eta_{vorh} = 1,62$  (*GeoStudio 2007*) sowie der Gleitkreis innerhalb der Übergangszone stimmen überein. Aus *Plaxis 2D* ergeben sich jedoch noch ein zusätzlicher tiefer Gleitkreis sowie ein möglicher luftseitiger Gleitkreis unterhalb der ersten Berme.



Abbildung 5.4: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Plaxis 2D, Schnitt A-A/2, Lastfall 2



Abbildung 5.5: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Geo<br/>Studio 2007, Schnitt $\rm A-A/1,$ Lastfall 2[12]

#### 5.1.3 Lastfälle 3 und 4: Bauzustände

Auf eine Gegenüberstellung der Ergebnisse für die Lastfälle 3 und 4 wird nicht näher eingegangen. Für die Ergebnisse der Berechnungen zur Böschungssicherheit mit  $GeoStu-dio\ 2007$  wird auf den Anhang verwiesen.

#### 5.1.4 Lastfall 5: OBE - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)

Aus der Gegenüberstellung der Abbildungen 5.6 und 5.7 für Lastfall 5 ist zu erkennen, dass die Form und Tiefe der ermittelten Gleitkreise gut übereinstimmen. In beiden Fällen

bildet sich jener Gleitkreis mit der geringsten Sicherheit im Bereich der untersten Berme aus.



Abbildung 5.6: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Plaxis 2D, Schnitt A-A/2, Lastfall 5



Abbildung 5.7: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit GeoStudio 2007, Schnitt A-A/1, Lastfall 5 [12]

Auffallend ist, dass sich die ermittelten Sicherheitsfaktoren stark unterscheiden. Der mit *Plaxis 2D* ermittelte Sicherheitsfaktor mit  $\eta_{vorh} = 1,98$  ist größer als jener für Lastfall 1 mit  $\eta_{vorh} = 1,70^{-1}$ . Dieser sollte durch die zusätzliche Erdbebenbeanspruchung allerdings geringer sein. Im Gegensatz dazu erscheint der mit *GeoStudio 2007* ermittelte Sicherheitsfaktor plausibler. Dieser liegt mit  $\eta_{vorh} = 1,42$  im erwarteten Bereich.

 $<sup>^1\</sup>mathrm{Der}$  Grund konnte im Zuge dieser Arbei nicht ermittelt werden

#### 5.1.5 Lastfall 6: OBE - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)

Da sich die Ergebnisse für Lastfall 6 (Betriebserdbeben bei leerem Speicher) aus beiden Programmen sowohl in Lage und Form des Gleitkreises als auch hinsichtlich des Sicherheitsfaktors gleichen, wird darauf nicht näher eingegangen und für die Ergebnisse aus *GeoStudio 2007* auf den Anhang verwiesen.

#### 5.1.6 Lastfall 9: MCE - voller Speicher (Stauziel: 674,6 m.ü.A.)

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse für Lastfall 9 (Abb. 5.8 und 5.9) zeigt zwei gegensätzliche Bilder. Laut *Plaxis 2D* zeichnet sich jener Gleitkreis mit geringster Sicherheit wasserseitig ab. Nach *GeoStudio 2007* bildet sich dieser allerdings luftseitig im Bereich der untersten Berme aus. Auch ein Vergleich der ermittelten Sicherheiten weist große Unterschiede auf. Der mit *Plaxis 2D* ermittelte Sicherheitsfaktor von  $\eta_{vorh} = 2,34$  ist wie schon für Lastfall 5 viel zu hoch. Auch in diesem Fall erscheint der mit *GeoStudio 2007* ermittelte Wert von  $\eta_{vorh} = 1,14$  wesentlich plausibler.



Abbildung 5.8: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Plaxis 2D, Schnitt A-A/2, Lastfall 9



Abbildung 5.9: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit GeoStudio 2007, Schnitt A-A/1, Lastfall 9 [12]

#### 5.1.7 Lastfall 11: defekte Asphaltdichtung

Aus den Abbildungen 5.10 und 5.11 ist zu erkennen, dass die Sickerlinie aus beiden Programmen übereinstimmt. In beiden Fällen tritt diese im Bereich des luftseitigen Dammfußes aus. Dadurch ergeben sich auch ähnliche Bilder für die Gleitkreise. Lastfall 11 ist der einzige, für den die ermittelte Sicherheit aus *GeoStudio 2007* ( $\eta_{vorh} = 1, 34$ ) größer ist als jene aus *Plaxis 2D* ( $\eta_{vorh} = 1, 04$ ).



Abbildung 5.10: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Plaxis 2D, Schnitt A-A/2, Lastfall 11



Abbildung 5.11: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Geo<br/>Studio 2007, Schnitt $\rm A-A/1,$ Lastfall 11[12]

# 5.2 Spannungen und Verformungen - Schnitt A-A/2

Im Folgenden werden die mit *Plaxis 2D* und *GeoStudio 2007* ermittelten Spannungen und Verformungen verglichen.

Aufgrund von Änderungen während des Planungsprozesses des untersuchten Dammes wird bei der Berechnung mit *GeoStudio 2007* der luftseitige Bereich des Dammes als hinterfüllt angenommen. Auf die maximalen sowie wasserseitigen Spannungen und Verformungen des Dammes hat dies allerdings keinen Einfluss, wodurch es auch möglich ist, diese Werte zu vergleichen.

## 5.2.1 Effektive Vertikalspannungen $\sigma'_y$



Abbildung 5.12: Schnitt A-A/2, effektive Vertikalspannungen  $\sigma'_y~[\rm kN/m^2]$ im BEZ vor Einstau mit Plaxis 2D



Abbildung 5.13: Schnitt A-A/2, effektive Vertikalspannungen  $\sigma'_y~[\rm kN/m^2]$ im BEZ vor Einstau mit GeoStudio 2007 [12]

Ein Vergleich der Berechnungsergebnisse im Bauendzustand vor Einstau (Abb. 5.12 und 5.13) zeigt ein übereinstimmendes Bild. In beiden Abbildungen bildet sich ein durch den Überlagerungserddruck  $\sigma = \gamma \cdot h$  bestimmtes Spannungsbild aus. An den freien Oberflächen beträgt die Spannung  $\sigma'_y = 0 \ kN/m^2$  und nimmt proportional zur Überlagerungshöhe zu. Die maximale effektive Spannung in der Aufstandsfläche ist mit jeweils rund  $\sigma'_y = 1000 \ kN/m^2$  ebenfalls übereinstimmend.



Abbildung 5.14: Schnitt A-A/2, effektive Vertikalspannungen  $\sigma'_y~[\rm kN/m^2]$ im BEZ nach Einstau mit Plaxis 2D



Abbildung 5.15: Schnitt A-A/2, effektive Vertikalspannungen  $\sigma'_y$  [kN/m²] im BEZ nach Einstau mit GeoStudio 2007 [12]

Für den Lastfall Bauendzustand nach Einstau (Abb. 5.14 und 5.15) sind die ermittelten effektiven Vertikalspannungen  $\sigma'_y$  ebenfalls stimmig. Die maximale effektive Vertikalspannung in der Dammaufstandsfläche bleibt in beiden Programmen mit  $\sigma'_y = 1000 \ kN/m^2$  unverändert. Am wasserseitigen Dammfuß steigt die Spannung im Bereich der Asphaltoberflächendichtung aufgrund des hydrostatischen Wasserdruckes auf  $\sigma'_y = 400 \ kN/m^2$  an. An der Dammkrone kommt es aufgrund des fehlenden hydrostatischen Drucks zu keinen Spannungsänderungen.

#### 5.2.2 Maximale effektive Spannungen $\sigma'_{max}$

Da sich die Bilder für die maximalen effektiven Spannungen  $\sigma'_{\max}$  (Hauptnormalspannungen  $\sigma'_{I}$ (vgl. Kapitel 4.2.2)) aus beiden Berechnungsprogrammen mit den effektiven Vertikalspannungen  $\sigma'_{y}$  decken, wird darauf nicht näher eingegangen. Für die Ergebnisse aus der Berechnung der maximalen effektiven Spannungen  $\sigma'_{\max}$  mit *GeoStudio 2007* wird auf den Anhang verwiesen.

#### 5.2.3 Vertikale Verschiebungen $u_y$



Abbildung 5.16: Schnitt A-A/2, Vertikalverschiebungen <br/>u\_y [mm] im BEZ vor Einstau mit  $Plaxis\ 2D$ 



Abbildung 5.17: Schnitt A-A/2, Vertikalverschiebungen <br/>u\_y [m] im BEZ vor Einstau mit $GeoStudio\ 2007\ [12]$ 

Ein Vergleich der Vertikalverschiebungen  $u_y$  vor Einstau (Abb. 5.16 und 5.17) zeigt übereinstimmende Ergebnisse. In beiden Fällen tritt die vertikale Maximalverformung in Dammmitte auf einer Höhe von 655 m.ü.A. auf. Trotz der divergierenden Annahmen in Bezug auf die Steifigkeit des Schüttmaterials stimmen die maximalen Vertikalverformungen mit  $u_y = 24$  cm (*Plaxis 2D*) und  $u_y = 21$  cm (*GeoStudio 2007*) gut überein. In beiden Fällen nimmt die Verformung hin zu den freien Oberflächen sowie nach unten zum Felsuntergrund ab.



Abbildung 5.18: Schnitt A-A/2, Vertikalverschiebungen <br/>u\_y [mm] im BEZ nach Einstau mit $Plaxis\ 2D$ 



Abbildung 5.19: Schnitt A-A/2, Vertikalverschiebungen u<br/>y $[{\rm m}]$ im BEZ nach Einstau mitGeoStudio~2007~[12]

Für den Fall des Einstaus (Abb. 5.18 und 5.19) bleibt die Lage der maximalen Vertikalverformung in beiden Programmen unverändert. Der Wert der maximalen Vertikalverformung aus *GeoStudio 2007* steigt geringfügig auf  $u_y = 23$  cm an. Aus beiden Software Programmen geht hervor, dass die Vertikalverformungen  $u_y$  im wasserseitigen Bereich des Dammes zunehmen. Im Bereich des Dammfußes steigt die Vertikalverformung der Asphaltdichtung bei *Plaxis 2D* von  $u_y = 2$  cm (vor Einstau) auf etwa  $u_y = 15$  cm an. Das idente Bild zeigt sich auch in *GeoStudio 2007*.



#### 5.2.4 Horizontale Verschiebungen u<sub>x</sub>

Abbildung 5.20: Schnitt A-A/2, Horizontalverschiebungen <br/>u\_x [mm] im BEZ vor Einstau mit  $Plaxis\ 2D$ 



Abbildung 5.21: Schnitt A-A/2, Horizontalverschiebungen ux[m]im BEZ vor Einstau mit GeoStudio 2007[12]

Auch die ermittelten horizontalen Verschiebungen  $u_x$  für den Bauendzustand vor Einstau stimmen überein (Vergleich Abb. 5.20 und 5.21). Sowohl nach *Plaxis 2D* als auch nach *GeoStudio 2007* kommt es im unteren Drittel des Dammes zu einer horizontalen Bewegung hin zum Dammfuß. Diese Verformung hat in beiden Fällen ein Maximum von  $u_x = 8$  cm.



Abbildung 5.22: Schnitt A-A/2, Horizontalverschiebungen u<br/>x $\ [mm]$ im BEZ nach Einstau mit Plaxis 2D



Abbildung 5.23: Schnitt A-A/2, Horizontalverschiebungen  $u_x$  [m] im BEZ nach Einstau mit GeoStudio 2007 [12]

Für den Fall nach Einstau divergieren die Ergebnisse der verwendeten Software Programme. In *Plaxis 2D* kommt es aufgrund des gegenwirkenden hydrostatischen Druckes zu einer Abnahme der maximalen horizontalen Verformung auf rund  $u_x = 4$  cm (Abb. 5.22). Zudem verschiebt sich der Ort des Maximums geringfügig nach unten. Bei der Berechnung mit *GeoStudio 2007* hingegen zeigt sich im Verformungsbild (Abb. 5.23) kein Unterschied zum Bauendzustand vor Einstau. Die maximale Verformung nimmt mit  $u_x = 9$  cm leicht zu.

# 5.3 Verformung der Asphaltoberflächendichtung

Das Ergebnis der Ermittlung der Verformung der Asphaltoberflächendichtung mit *Geo-Studio 2007* ist im Anhang (Kapitel 7.4) dargestellt.

Ein Vergleich zeigt, dass die Verformungen der Asphaltoberflächendichtung nach Einstau sehr gut übereinstimmen. Die maximale Verformung beträgt in beiden Fällen in etwa 14 - 15 cm. Des Weiteren kann eine Abnahme der Verformungen bei Koordinate x = 175 m

festgestellt werden. Für den Bauendzustand variieren die Ergebnisse allerdings. Die Verformungen, welche mit *Plaxis 2D* ermittelt wurden, sind merklich geringer und die maximale Verformung (6 cm) tritt bei etwa x = 180 m ein. Nach *GeoStudio 2007* ist die maximale Verformung für den Bauendzustand 9 cm bei Koordinate x = 180 m. Daraus resultieren auch unterschiedliche Maximalverformungswerte von  $i_h = 0,002 \ m/m$  (*GeoStudio 2007*) und  $i_h = 0,0035 \ m/m$  (*Plaxis 2D*). Als Grund hierfür könnte der unterschiedliche Ansatz der Steifigkeiten des Schüttmaterials genannt werden. Die Maximalverformung stimmt mit 12,8 cm bzw. 13,1 cm wiederum gut überein.

# 6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

An dieser Stelle erfolgt zum einen die Zusammenfassung der durchgeführten numerischen Berechnungen betreffend Spannungen und Verformungen sowie Berechnungen zur Standsicherheit der Dammböschungen und zum anderen der Gegenüberstellung der Softwarepakete *Plaxis 2D* und *Geostudio 2007*.

## 6.1 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Lastfälle LF 1 und LF 2 (siehe Kap. 5.1) der Lastfallklasse I ergeben Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch von  $\eta_{vorh} = 1,70$  bzw.  $\eta_{vorh} = 1,59$ , welche über den geforderten Werten nach [16] liegen. Im Vergleich zu den Ergebnissen, ermittelt mit Geostudio 2007, ergeben sich mit Plaxis 2D jedenfalls größere Sicherheiten. Dieser Umstand ist den unterschiedlichen Ansätzen bei der Berechnung der Gleitkreise geschuldet. Zur Ermittlung der Gleitkreise mit geringster Sicherheit wurde in Plaxis 2D die  $\varphi/c$ -Reduktionsmethode angewendet wohingegen bei der Berechnung mit GeoStudio 2007 die Methode nach Bishop, bei der für vorgegebene Gleitkreise ein Grenzgleichgewicht ermittelt wird, verwendet. Hinsichtlich der Lage und Form der Gleitkreise kann jedenfalls eine gute Übereinstimmung festgestellt werden. Für die Lastfälle LF 3 - LF 4 der Lastfallklasse II kann eine gute Vergleichbarkeit hinsichtlich der Form des Gleitkreises aufgezeigt werden. Im Zuge der in Plaxis 2D integrierten  $\varphi/c$ -Reduktionsmethode ergeben sich die minimalen Gleitkreise aber nicht zwangsläufig an den zu erwartenden Böschungsseiten des Dammes. Die ermittelten Sicherheitsfaktoren sind wiederum größer, verglichen mit den Ergebnissen aus GeoStudio 2007. Für jene Lastfälle LF 5 und LF 6 (Betriebserdbeben - OBE) ergeben sich Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch, welche jedenfalls über den geforderten Werten nach [16] liegen. Im direkten Vergleich mit den Ergebnissen, ermittelt mit GeoStudio 2007, zeigen sich abermals höhere Sicherheitsfaktoren. Hinsichtlich Form und Lage der minimalen Gleitkreise kann eine sehr gute Übereinstimmung ermittelt werden. LF 9 (maximal denkbares Erdbeben - MCE) der Lastfallklasse III zeigt sowohl hinsichtlich des Sicherheitsfaktors als auch der Geometrie des Gleitkreises widersprüchliche Ergebnisse, welche jedenfalls zu hinterfragen sind. An dieser Stelle kann jedenfalls keine Übereinstimmung festgestellt werden. Eine gute Vergleichbarkeit hinsichtlich Form und Lage des Gleitkreises kann bei LK 11 der Lastfallklasse III ermittelt werden. Die errechnete Sicherheit gegenüber Böschungsbruch ist in diesem Fall geringer, verglichen mit den Ergebnissen aus GeoStudio 2007.

Für den Bauendzustand vor Einstau kann eine sehr gute qualitative wie quantitative Übereinstimmung sowohl hinsichtlich der Vertikalspannungen  $\sigma'_y$  als auch der Verschiebungen  $u_x$  und  $u_y$  festgestellt werden. Im Falle des Bauendzustandes nach Einstau zeigt der Vergleich der vertikalen Spannungen ebenfalls ein übereinstimmendes Bild. Die ermittelten Horizontalverschiebungen  $u_x$  weichen jedoch quantitativ von den Ergebnissen, ermittelt mit GeoStudio 2007, deutlich ab. Dieses widersprüchliche Verhalten kann teilweise mit der angenommenen Hinterfüllung im Bereich des luftseitigen Dammfußes bei der Berechnung mit GeoStudio 2007 erklärt werden. Aufgrund der behinderten Verformungsmöglichkeit Richtung Luftseite ergeben sich im Bereich der wasserseitigen Dammböschung differente Verformungen.

Bei der Betrachtung der Verformungen der Oberflächendichtung ergeben sich jedenfalls qualitativ gut übereinstimmende Ergebnisse. Vor Einstau zeigen sich mit *Plaxis 2D* geringere Verformungen entlang der gesamten Dichtung. Nach dem Einstau zeigen sich ebenfalls etwas geringere Verformungen. Wird nun die Differentialverformung der Dichtung betrachtet, so zeigt sich vor allem im Bereich des Dammfußes eine gute Vergleichbarkeit. Für die mittleren und oberen Bereiche der Dichtung zeigt sich jedoch ein abweichendes Verformungsverhalten.

Für die Berechnung der Böschungsstabilität wird in Österreich üblicherweise auf die Methode nach Bishop, welche in *GeoStudio 2007* implementiert ist, zurückgegriffen. Die Praxis hat gezeigt, dass diese Methode gute Ergebnisse liefert. Der Vergleich mit der  $\varphi/c$ -Reduktionsmethode zeigt, dass diese nicht unbedingt praxistauglich ist um festgelegte Sicherheitsniveaus nach Bishop nachzuweisen. Dabei ist vor allem zu bemängeln, dass keine zu untersuchenden Gleitkreise festgelegt werden können und die Sicherheiten vergleichsweise überschätzt werden. Der größte Kritikpunkt ist, dass *Plaxis 2D* bei Ansatz von pseudo-statischen Lasten keine plausiblen Ergebnisse liefert. Der Grund hierfür konnte in dieser Arbeit nicht ermittelt werden. Zur Berechnung der Spannungen und Verformungen sind beide Programme in gleichem Ausmaß geeignet.

Abschließend kann festgehalten werden, dass trotz gleicher geometrischer Randbedingungen, geomechanischer Stoffmodelle und angesetzter Materialeigenschaften durchaus unterschiedliche Berechnungsergebnisse ermittelt werden können. Der Anwender ist in jedem Fall zu einer genauen Prüfung der Ergebnisse angehalten. Vergleichsrechnungen mit unterschiedlichen Softwarepakten sind in jedem Fall zu empfehlen.

# 7 Anhang

# 7.1 Spannungen und Verformungen - Schnitt A-A/1



Abbildung 7.1: Schnitt A-A/1, maximale effektive Spannungen $\sigma'_{max}~[\rm kN/m^2]$ im BEZ vor Einstau



Abbildung 7.2: Schnitt A-A/1, maximale effektive Spannungen $\sigma'_{max}~[\rm kN/m^2]$ im BEZ nach Einstau

# 7.2 Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit GeoStudio 2007





Abbildung 7.3: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Geo<br/>Studio 2007, Schnitt $\mbox{A-A/1, Lastfall 3a [12]}$ 

#### 7.2.2 Lastfall 3b: Bauzustand - Damm OK auf 677,1 m.ü.A.(Last luftseitig)



Abbildung 7.4: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Geo<br/>Studio 2007, Schnitt $$\rm A-A/1$,$ Lastfall 3<br/>b[12]



7.2.3 Lastfall 4a: Bauzustand - Damm OK auf 660 m.ü.A. (Last wasserseitig)

Abbildung 7.5: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Geo<br/>Studio 2007, Schnitt $\mbox{A-A/1},$ Lastfall 4<br/>a[12]

7.2.4 Lastfall 4b: Bauzustand - Damm OK auf 677,1 m.ü.A.(Last wasserseitig)



Abbildung 7.6: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Geo<br/>Studio 2007, Schnitt $$\rm A-A/1$,$ Lastfall 4<br/>b[12]



7.2.5 Lastfall 6: OBE - leerer Speicher (Absenkziel: 636 m.ü.A.)

Abbildung 7.7: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit GeoStudio 2007, Schnitt A-A/1, Lastfall 6 [12]

#### 7.2.6 Lastfall 7: Schnelle Absenkung



Abbildung 7.8: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Geo<br/>Studio 2007, Schnitt $\rm A-A/1,$ Lastfall 7 [12]



#### 7.2.7 Lastfall 8: Schnelle Absenkung

Abbildung 7.9: Untersuchungen zur Böschungsstabilität mit Geo<br/>Studio 2007, Schnitt $\rm A-A/1,$ Lastfall 8 [12]

# 7.3 Spannungen und Verformungen - Schnitt A-A/2 mit $GeoStu-dio \ 2007$



#### 7.3.1 Maximale effektive Spannungen $\sigma'_{max}$

Abbildung 7.10: Schnitt A-A/2, maximale effektive Spannungen $\sigma'_{\rm max}~[\rm kN/m^2]$ im BEZ vor Einstau mit GeoStudio 2007 [12]


Abbildung 7.11: Schnitt A-A/2, maximale effektive Spannungen ${\sigma'}_{\rm max}~[\rm kN/m^2]$ im BEZ nach Einstau mit GeoStudio 2007 [12]

## 7.4 Verformung der Asphaltoberflächendichtung mit GeoStudio 2007



Abbildung 7.12: Verformungen der Asphaltoberflächendichtung aus GeoStudio 2007 [12]

## 7.5 Erdbebenkarten für Österreich



Abbildung 7.13: Horizontale Bodenbeschleunigung für ein Betriebserdbeben (OBE) [15]



Abbildung 7.14: Horizontale Bodenbeschleunigung für ein maximal denkbares Erdbeben (MCE) [15]

## Literatur

- Sanja Krstic: Diplomarbeit Ein Beitrag zur Berechnung von Stabilitäts-, Spannungsund Verformungsproblemen bei Steinschüttdämmen anhand eines Fallbeispiels, TU Wien, 2017
- [2] Peter Tschernutter, Michael Pucher: Vorlesungsskriptum Dammbau, TU Wien, 2016
- [3] Österreichische Staubeckenkommission, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft: Resolution (Grundsatzbeschluss) der Staubeckenkommission betreffend die Prüfung und Überwachung besonderer Stauanlagen, 2. Einlageblatt zu ZI.42 052/02-IV2/99, 30. Juni 1999
- [4] Christoph Högl: Diplomarbeit Bemessung von Tonbeton, TU Wien, 2013
- [5] Dietmar Adam: Studienunterlagen zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik, TU Wien, 2010
- [6] R.B.J. Brinkgreve, S. Kumarswamy, W.M. Swolfs: Plaxis 2D Reference Manual, 2017
- [7] Plaxis Material Models Manual, 2017
- [8] Deutsche Gesellschaft f
  ür Geotechnik e.V. (Hrsg.): Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik - EANG, 2014
- [9] W. Fellenius: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen, W. Ernst & Sohn, 1927
- [10] H.D. Krey: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, Ernst und Sohn, Berlin, 1926
- [11] N. Janbu: Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis. In: Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes: Sweden, Bd. 3, 1954
- [12] Abschlussbericht Dammstatik Abschlussdamm, Projekt Mehrzweckreservoir Tollinggraben - Unterlagen zur Einreichung bei der Staubeckenkommission, Pöyry Energy GmbH, 2017
- [13] Christian Kutzner: Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen, Ferdinand Enke Verlag Stuttgart, 1996. ISBN 3-432-26811-4
- [14] Österreichische Staubeckenkommission, Bundesministerium f
  ür Land- und Forstwirtschaft: Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 1, Richtlinien 1996
- [15] Österreichische Staubeckenkommission, Bundesministerium f
  ür Land- und Forstwirtschaft: Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 3, Richtlinien 1996

- [16] Österreichische Staubeckenkommission, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft: Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen, Mai 1996
- [17] N.M. Newmark: Effects of Earthquake on Dams and Embankments, 5th Rankine Lecture, Geotechnique 15, No. 2, 1965
- [18] F.I. Makdisi, H.B. Seed: Simplified Procedure for Evaluating Embankment Response, Journal of Soil Mech. and Foundation Div., ASCE, Vol. 105, Dec. 1979