

Arbeitsgruppe Erdbeben und Geotechnik: Teilprojekt B - ETHZ

Bemessung und Überprüfung von Hängen und Böschungen unter Erdbebeneinwirkung - Zusammenfassender Bericht



J.Laue, A. Marin und T. Weber

Im Auftrag von:

Bundesamt für Umwelt BAFU

Bundesamt für Strassen ASTRA

Schweizerische Bundesbahnen SBB

Ausgeführt von:

Eidgenössische Technische Hochschule, ETH Zürich

Institut für Geotechnik

25. März 2014

Impressum:

Auftraggeber:

Bundesamt für Umwelt (BAFU)
Bundesamt für Strassen (ASTRA)
Schweizerische Bundesbahnen (SBB)

Auftragnehmer:

Institut für Geotechnik, ETH Zürich
Studer Engineering GmbH, Thurgauerstrasse 56, 8050 Zürich, Schweiz

Autoren:

Jan Laue (IGT, ETH Zürich)
Thomas M. Weber (Studer Engineering)
Alexandru Marin (IGT, ETH Zürich)

Begleitung der Studie:

Manuel Alvarez (ASTRA)
Blaise Duvernay (BAFU)
Sven Heunert (BAFU)
Anita Lutz (Dr. Vollenweider AG)
Frédéric Mayoraz (De Cerenville SA)
Santiago Quinteros (HSR Hochschule für Technik Rapperswil)
Lorenzo Sabato (SBB)
Hansrudi Schneider (HSR Hochschule für Technik Rapperswil)
Jochem Seifert (HSR Hochschule für Technik Rapperswil)
Pascal Tissières (Tissières SA)
Ruedi Vogt (ACS Partner AG)
Markus Von Moos (Dr. Von Moos AG)

Hinweis:

Diese Studie wurde im Auftrag des BAFU, der Astra und der SBB verfasst. Für den Inhalt ist allein der Auftragnehmer verantwortlich.

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis.....	3
1. Grundlagen.....	6
2. Einführung.....	6
3. Berechnungsmethoden aus Normen und Richtlinien	8
3.1 Einführung	8
3.2 Untersuchte Situationen.....	9
3.3 Erdbebeneinwirkung nach SIA 267 (2013) / Ersatzkraftverfahren	13
3.3.1 Formeln und Beschreibung der Kennwerte.....	13
3.4 Erdbebeneinwirkung nach NCHRP Report 611 (Anderson et al. 2008).....	15
3.4.1 Grenzgleichgewichtsbetrachtung (Limit Equilibrium Approach)	16
3.4.2 Verformungsbasiertes Verfahren (Displacement - Based Approach).....	16
3.4.3 Zusammenfassung der Resultate mit den Verfahren nach NCHRP 611	17
3.5 Gleitblockverfahren nach Newmark	18
3.6 Beurteilung der Resultate.....	19
4. Beobachtungen aus Erdbeben	20
4.1 Allgemeine Anmerkungen	20
4.1.1 Abnahme Gesetze für Intensitäten	20
4.1.2 Kategorien von Hang- und Böschungsversagen (Winterhalter et al., 1964)	20
4.2 Dokumentierte Fällen in der Schweiz	22
4.2.1 Das Erdbeben von Visp, 1855 (Fritsche, 2008)	22
4.2.2 Das Erdbeben von Sion, 1946 (Fritsche, 2008)	23
4.3 Ausgewählte Feldbeobachtungen und zusammenfassende Erkenntnisse aus der	
Literatur	24
4.3.1 Beobachtungen aus einzelnen Erdbeben	24
4.3.2 Erkenntnisse aus der Literatur.....	28
4.3.3 Zusammenfassung.....	30
4.4 Bodenmechanische Zusammenhänge	30
5. Entscheidungskriterien und Berechnungsverfahren.....	31
5.1 Bestehenden Methoden zur groben Abschätzung des Risikos.....	31
5.2 Vorschlag zur Ermittlungen von Grenzneigungen an natürlichen Hängen mit zu	
erwartender oberflächennaher Rutschung – Anwendung des Ersatzkraftverfahrens	33

6. Berücksichtigung von Böden unter Ansatz von Reibungskomponenten aus Reibungswinkel und Kohäsion (Studer Engineering)	36
6.1 Vorbemerkungen	36
6.2 Phänomen Kohäsion.....	37
6.2.1 Definition der Parameter der Scherfestigkeit und Modellierung	37
6.2.2 Physikalische Ursachen der Kohäsion.....	37
6.2.3 Kohäsion bei Erdbebeneinwirkung	38
6.3 Parameterstudie	39
6.3.1 Ausgangssituation einer Standardböschung.....	39
6.3.2 Parametervariation	39
6.4 Erdbebenanregung	40
6.5 Ersatzstatische Berechnung	42
6.5.1 Einzelergebnisse	43
6.5.2 Zusammenfassung zur ersatzstatischen Berechnung.....	45
6.6 Berechnung der Gleitverschiebungen nach Newmark (1965)	45
6.6.1 Berechnung der Gleitverschiebungen.....	45
6.6.2 Vergleichsberechnung.....	47
6.7 Dynamische Finite-Elemente Analyse.....	49
6.7.1 Modellierung.....	49
6.7.2 Berechnungsergebnisse der FE-Analyse.....	50
6.8 Analyse und Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse	54
7. Vergleich zwischen der von dem NCHRP 611 empfohlenen Regressionskurve und der Methode von Newmark für Böschungen ohne Kohäsion	55
7.1 Grundlagen	55
7.2 Newmark Analyse	56
7.3 Ergebnisse der Berechnungen.....	57
7.4 Anwendbarkeit der NCHRP611 Regressionskurven	59
8. Einfluss der möglichen Erhöhung des Porenwasserdrucks durch ein seismischen Ereignis	65
8.1 Allgemeine Betrachtung	65
8.2 Abschätzung der Erdbebeneinwirkung.....	66
8.3 Entwicklung der Porenwasserüberdrücke mit der zyklischen Belastung.....	67
8.4 Erhöhung der Porenwasserdrücke, seismische Sicherheit und Verformungsverhalten	68

9. Methode zur Abschätzung der Setzungen eines Dammes infolge Porenwasserdruckerhöhung im Untergrundbereich (Towhata, 2008)	73
10. Vorschlag zur Vorgehensweise einer Bemessung und einer Überprüfung bestehender Hänge, Böschungen und Dämme.....	75
11. Konzeptionelles Vorgehen für übersteile Böschungen im labilen Gleichgewicht	80
12. Zusammenfassung – offene Fragen	80
13. Referenzen.....	82

Anhangliste

Anhang 1 – Katalog der Verschiebungsgrenzen.

Anhang 2 – Katalog der oberen Grenzen der Verschiebungen.

1. Grundlagen

Im Massnahmenprogramm „Erdbebenvorsorge des Bundes“ wird seit dem Jahr 2009 die Erdbebensicherung von Infrastrukturen sowie die Sensibilisierung und fachliche Unterstützung von Infrastrukturbetreibern angestrebt. Im Hinblick auf die geotechnische Erdbebenbemessung und die Überprüfung von Hängen, Böschungen und Verkehrsdämmen hat sich herausgestellt, dass in der Praxis grosse Wissenslücken bei der Bemessung der hier betrachteten geotechnischen Strukturen gegen Erdbeben bestehen.

Auf Initiative des Bundesamtes für Umwelt (BAFU), des Bundesamtes für Strassen (ASTRA) und der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) wurde aus diesem Grund die Arbeitsgruppe „Erdbeben und Geotechnik“ ins Leben gerufen. Innerhalb dieser Gruppe werden die fachlichen Grundlagen erarbeitet, mit denen geotechnische Erd- und Stützbauwerke bezüglich der Erdbebensicherheit risikogerecht beurteilt und fallweise verbessert werden können. Diese neuen Grundlagen sind vor allem an die oben genannten zuständigen Behörden im Bereich der Sicherheit von geotechnischen Bauwerken entlang von Verkehrswegen gerichtet. Die Untersuchungen wurden innerhalb der Arbeitsgruppe „Erdbeben und Geotechnik“ folgendermassen aufgeteilt und ausgeführt:

Teilprojekt A	Erarbeitung der Schutzziele für Bauwerke des Erd-, Grund- und Spezialtiefbaus an Verkehrswegen im Erdbebenfall	Dr. Vollenweider AG und Dr. von Moos AG
Teilprojekt B	Geotechnische Erdbebenbemessung und Überprüfung von Böschungen und Hängen	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ)
Teilprojekt C	Geotechnische Erdbebenbemessung und Überprüfung von Stützbauwerken	Hochschule für Technik Rapperswil (HSR)

Die Absicht der Auftraggeber ist es, die Ergebnisse aus allen drei Teilprojekten in eine ASTRA Erdbeben-Richtlinie einfließen zu lassen. Diese Richtlinie befindet sich gegenwärtig noch in der Bearbeitungsphase und sollte voraussichtlich Mitte des Jahres 2014 veröffentlicht werden. Zudem haben gewisse Ergebnisse der vorliegenden Studie die neue Schweizerische Geotechniknorm SIA 267 (2013) beeinflusst.

2. Einführung

Das vorliegende Dokument stellt die Zusammenfassung der Teilberichte, welche im Rahmen des Teilprojektes B durch die Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ) erarbeitet wurden, in einem Schlussdokument dar, in dem die einzelnen Arbeitsschritte dokumentiert werden und in dem abschliessend ein Vorschlag zur Behandlung einfacher Systeme für verschiedene Bemessungs- bzw. Beurteilungssituationen abgegeben wird.

Im ersten Teil dieses Berichts werden die Berechnungsverfahren, welche in verschiedenen internationalen Richtlinien beschrieben werden zusammengestellt und anhand eines Beispiels erklärt sowie auf Ihre Anwendbarkeit überprüft. Die Bearbeitung und Darstellung anhand eines Beispiels ermöglicht auch einen direkten Vergleich der Verfahren untereinander und erlaubt eine Beurteilung der Konservativität, so dass ein mehrstufiges Konzept von Entscheidungskriterien zur Betrachtung des Einflusses von Erdbeben auf bestehende Hänge und Böschungen möglich wird.

Im zweiten Teil werden Berichte von Erkundungsmissionen sowie weitere Literaturquellen über Schäden nach Erdbeben betrachtet. Es wird hier auf eine Abgrenzung auf moderate Beben verzichtet da es sich um eine phänomenologische Analyse handelt um die Mechanismen eines Böschungsversagens bei einem Erdbeben realitätsnah zu erfassen. In allen Berechnungen muss ein massgebender Gleitkörper ermittelt werden der auch unter dynamischen Lasten aktiviert wird. Hierbei ist anzumerken, dass die bei Erdbeben beobachteten Versagensformen an natürlichen Hängen häufig oberflächennahe Rutschungen sind. Im Unterschied dazu bilden sich bei künstlichen Einschnitten und Dämmen häufig tiefliegende Gleitfugen aus. Ein Katalog der betrachteten Erkundungsmissionen wurde in einem separaten Dokument (Seward & Laue, 2011) verteilt.

Der dritte Teil beinhaltet eine Zusammenstellung von Methoden zur Gefährdungsabschätzung, die für verschiedene Arten der Zonierung, wie auch zur Beurteilung der Standsicherheit von Böschungen verwendet werden. Ebenfalls beinhaltet der dritte Teil einen ersten Lösungsansatz der mittels einfach anzusetzender Diagramme eine Unterscheidung ermöglicht welche der in Frage kommenden Böschungen und Hänge einer vertieften Analyse zu unterziehen sein sollten.

Im vierten Teil werden neben den bislang betrachteten Hängen ohne Einfluss der Kohäsion mittels einer Parameterstudie und ergänzenden FE-Berechnungen homogene Dämme aus einem Material mit Reibungswinkel und Kohäsion betrachtet. Dieses Kapitel entspricht im Wesentlichen dem separat abgegebenen Teilbericht 4 der Studer Engineering.

Im fünften Teil dieses Berichts werden Newmark Analysen mit einem Datensatz von mehr als 1000 Erdbeben durchgeführt um die Regressionskurven des NCHRP Berichts 611 (Anderson et al. 2008) zur Abschätzung der zu erwartenden Verformungen zu überprüfen und um zu beurteilen ob diese gegebenenfalls auf Schweizer Verhältnisse übertragbar sind.

Abschliessend erfolgt ein Vorschlag zur Beurteilung bestehender Böschungen. Dies schliesst labile Böschungen ein. Ebenfalls wird ein Ansatz vorgestellt, der es erlaubt einen möglichen Porenwasserdruckanstieg im Boden während eines Ereignisses in die Berechnung einzubringen. Eine Zusammenfassung der weiter bestehenden Unsicherheiten, die sich vor allem aus dem dynamischen Verhalten der Böden wie auch aus der Entscheidung über den massgebenden Versagensmechanismus ergeben schliesst den Bericht ab. Ein Teil dieser Betrachtung betrifft z.B. die Gewährleistung einer Haftreibung (Kohäsion), die im statischen Fall vorhanden ist, die je nach Ursprung im dynamischen Fall nicht immer garantiert werden kann und damit, analog zur Böschungsstabilität bei heftigen Niederschlagsereignissen, zur Beurteilung der Stabilität essentiell ist.

3. Berechnungsmethoden aus Normen und Richtlinien

3.1 Einführung

Die in den Normen vorgeschlagenen Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit von Böschungen lassen sich in zwei Gruppen einteilen. Zum Einen stehen Ersatzkraftverfahren zur Verfügung in denen eine horizontale Belastungskomponente aus dem Erdbeben auf das Gewicht des Gleitkörpers in eine statische Berechnung eingeführt wird. Diese Verfahren werden unter anderem in der SIA 267, der ASTRA Richtlinie 12005 oder auch im Eurocode 1998 verwendet. Eine ähnliche Lösung wird im NCHRP Report 611 (Anderson et al. 2008) als Grenzgleichgewichtsmethode (Limit Equilibrium Approach) in einer abgewandelten Form als eine erste Näherungsmethode zur Berechnung vorgeschlagen. Neben den „Ersatzkraftverfahren“ kann ein Nachweis auch über die Betrachtung der zulässigen Verformungen erfolgen. Diese Methoden bauen auf dem Verfahren nach Newmark (1965) auf, wobei in Anderson et al. (2008) aus einer Vielzahl von Berechnungen ein „Displacement Based Approach“ vorgeschlagen wird, der auch in den kalifornischen Richtlinien SP117A (2008) und in den dementsprechenden Empfehlungen (Blake et al. 2002) in einer komplexeren Form auf der Basis von Bray et al. (1998) bzw. Bray & Travasarou (2007) beschrieben wird.

Eine notwendige Voraussetzung für alle diese Berechnungen ist, dass der Mechanismus eines Böschungsversagens realitätsnah erfasst wird. Für diese Berechnungen muss ein massgebender Gleitkörper ermittelt werden der auch unter dynamischen Lasten aktiviert wird. Hierbei ist vorwegnehmend anzumerken, dass die bei Erdbeben beobachteten Versagensformen häufig oberflächennahe Rutschungen sind, die allerdings in zweiter Konsequenz ein tieferliegendes Böschungsversagen hervorrufen können. Auch bereits durchgeführte numerische Berechnungen zeigen dies.

Im Rahmen dieses Kapitels werden die folgenden Verfahren am Beispiel von 2 Hängen (resp. 3 Böschungen, Abb. 1), die aus der Topografie von Grächen VS abgeleitet worden sind vorgestellt und miteinander verglichen:

- Ersatzkraftverfahren nach SIA 267 (2013)
- Limit Equilibrium Approach, nach NCHRP Report 611 (Anderson et al., 2008)
- Displacement-Based Approach, nach NCHRP Report 611 (Anderson et al., 2008)
- Gleitblockverfahren nach Newmark (1965)

Für die Berechnungen mit dem Ersatzkraftverfahren wird die anzusetzende Beschleunigung direkt aus der Norm SIA 261 verwendet. Dazu wurde für die Gleitkörperberechnungen das Programm Larix-5 der Firma Cubus verwendet. Mit diesem können Standsicherheitsberechnungen nach der Methode Krey (für kreisförmige Gleitlinien, Starrkörperrotation) oder Janbu (für gestreckte, nicht kreisförmige Gleitlinien, translatorische Bewegung) durchgeführt werden.

3.2 Untersuchte Situationen

Die untersuchten Hänge befinden sich, wie schon erwähnt, in Grächen (VS) und sind in der Abb. 1 dargestellt.

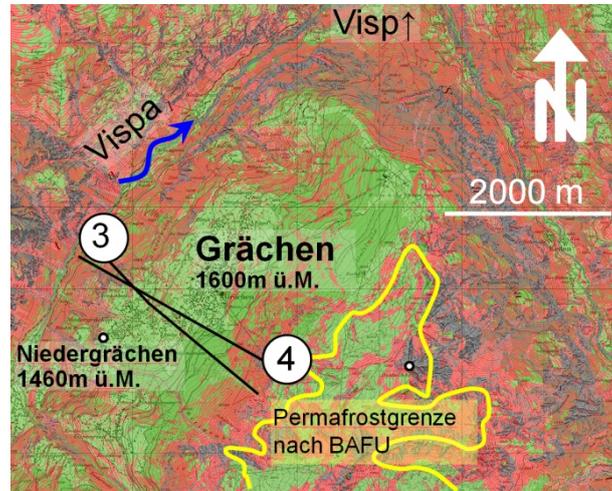


Abb. 1. Übersichtssituation mit Darstellung der verwendeten Profile – Grächen (Schmid, 2011).

Die dementsprechende Böschungen A, B und C sind in Abb. 2 und Abb. 3 ersichtlich. Die Lage des Grundwasserspiegels ist nur teilweise aus den vorhandenen Bohrungen bekannt. Die Lage des Grundwasserspiegels wird daher nur in den Bohrprofilen dargestellt.

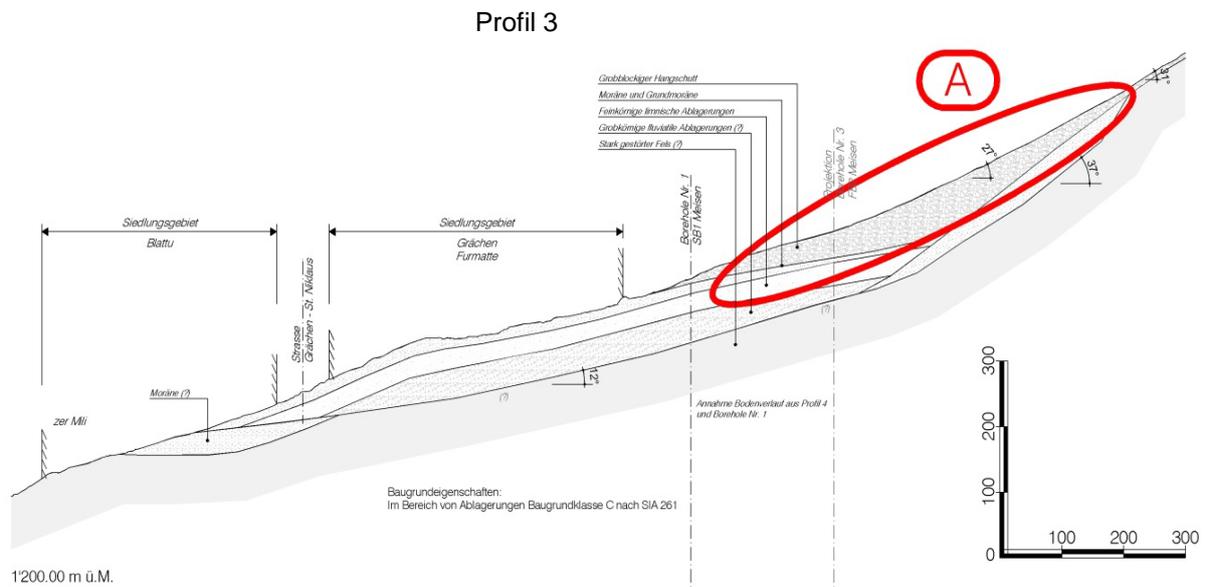


Abb. 2. Ausgewählte Böschung am Profil 3 nach Schmid (2011).

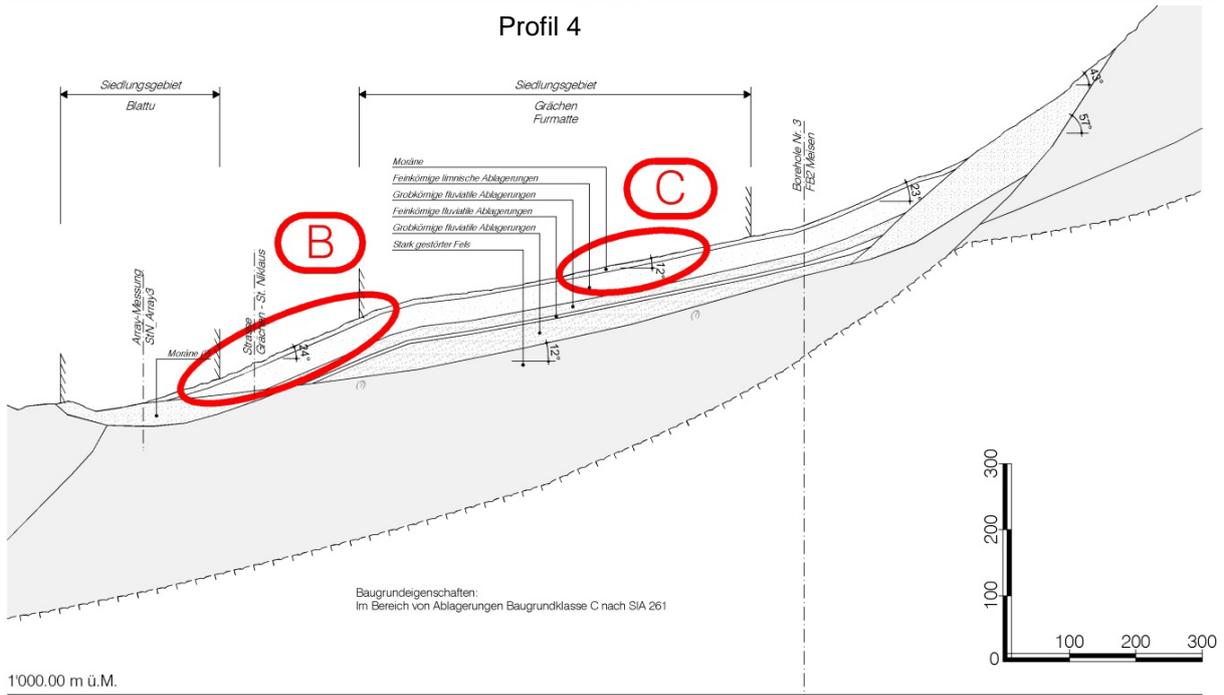


Abb. 3. Ausgewählte Böschung am Profil 4 nach Schmid (2011).

Profil 3, Böschung A

Beim Profil 3 wurden zwei Gleitkörper gemäss Abb. 4 identifiziert. Gleitkörper 3s entsteht bei einer kleineren Bodenbeschleunigung im oberen, steileren Bereich des Hangschuttes. Gleitkörper 3t entsteht bei einer Abgleitung des Hangschuttes auf dem darunter liegenden Moränenmaterial. Dieser Gleitkörper hat eine wesentlich grössere Ausdehnung als 3s. Der Körper 3s hat eine maximale Tiefe von 30 m (vertikal gemessen). Die Länge beträgt $L_s = 400$ m (horizontal) und der Höhenunterschied vom untersten zum obersten Punkt beträgt $H_s = 190$ m. Der Körper 3t hat eine maximale Tiefe von 70 m (vertikal gemessen). Die Länge beträgt $L_t = 750$ m (horizontal) und der Höhenunterschied vom untersten zum obersten Punkt beträgt $H_t = 300$ m.

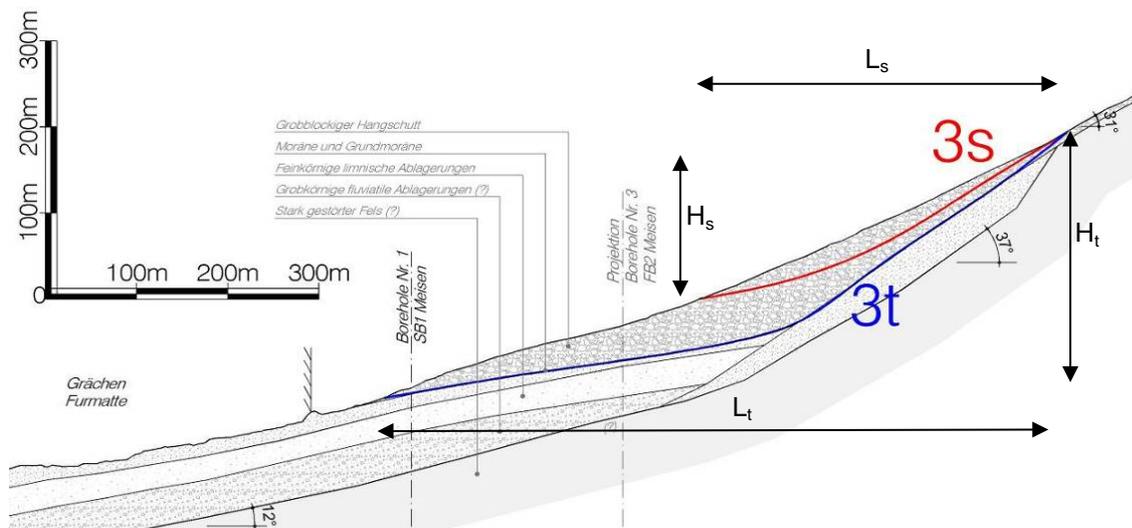


Abb. 4. Ausschnitt Profil 3, Lage und Form der Gleitkörper.

Abb. 5 stellt den bis zum Felshorizont ermittelten Bodenaufbau aus dem Profil 3 dar.

Profil 3, Bodenaufbau Variante 3

Grosse Überlagerung von grobblockigem Hangschutt

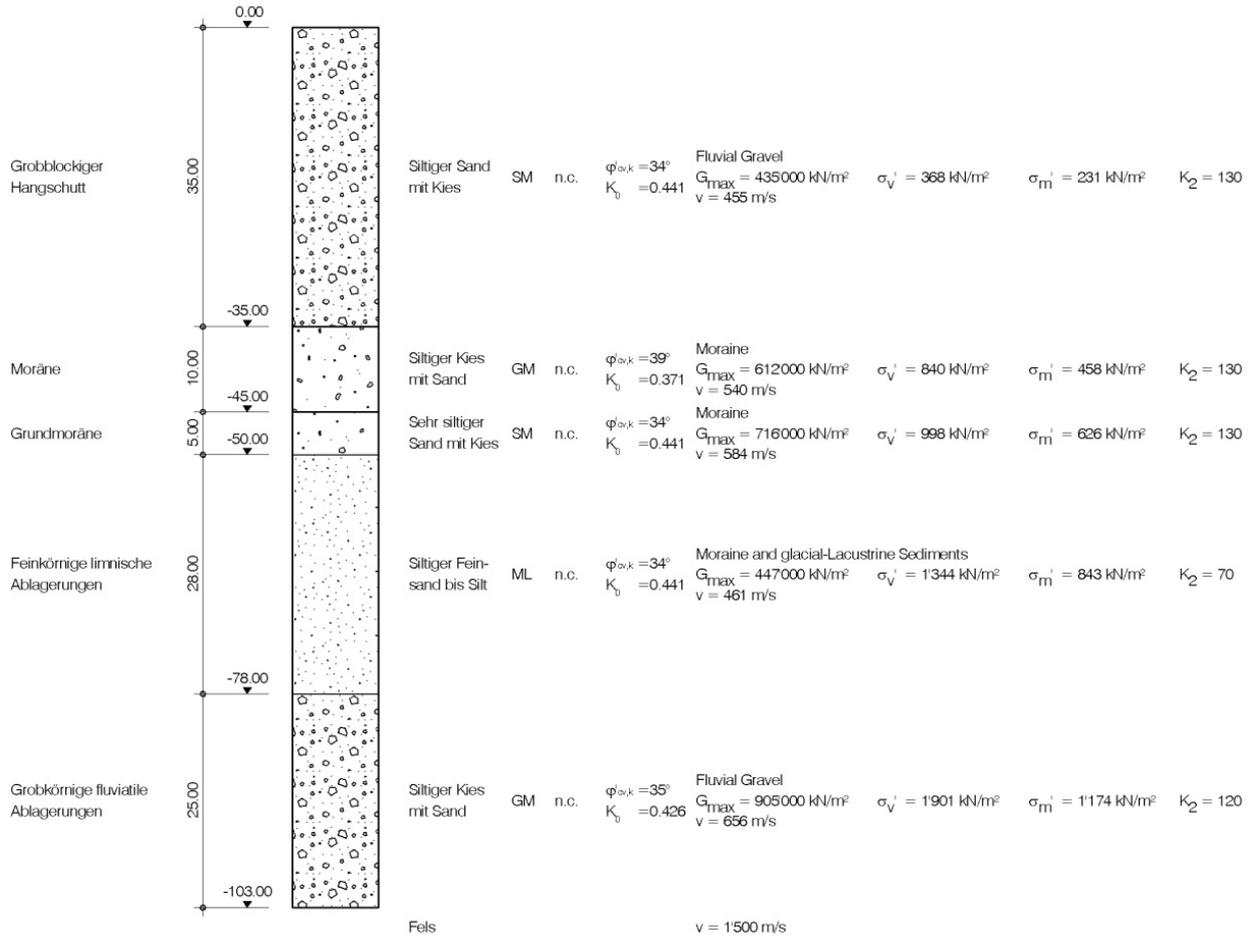


Abb. 5. Bodenprofile zur Ermittlung der in der Böschung wirkenden Beschleunigung für die beiden Gleitkörper 3s und 3t.

Profil 4, Böschungen B und C

In der Abb. 6 sind die Gleitlinien der untersuchten Böschungen B und C eingetragen. Der Körper B hat eine Tiefe von 18 m (vertikal gemessen). Seine Länge beträgt $L_B = 270$ m, seine Höhe $H_B = 110$ m. Der Körper C hat eine Tiefe von 22 m (vertikal gemessen). Länge und Höhe werden analog zu Körper B gemessen. Sie betragen: $L_C = 380$ m, $H_C = 80$ m.

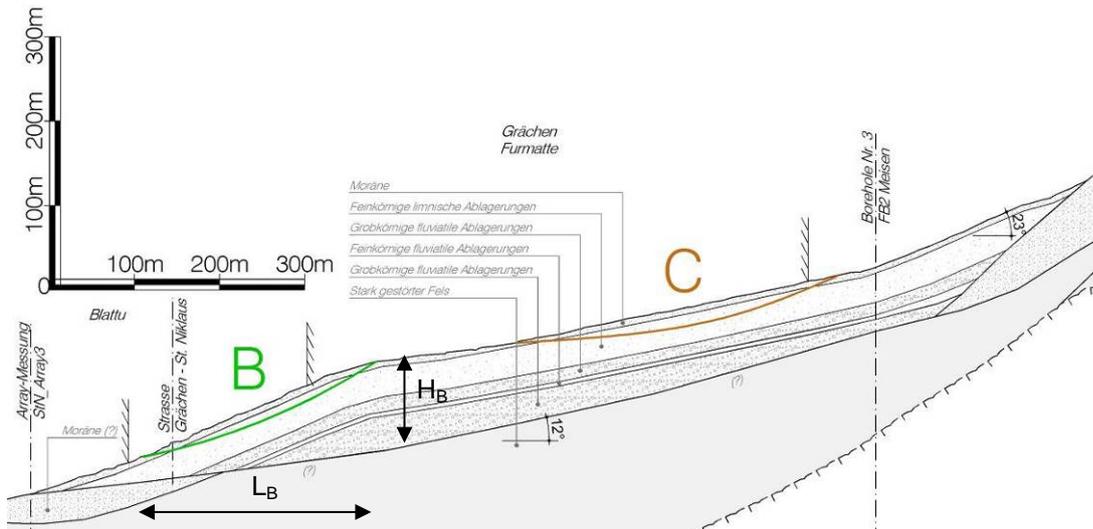


Abb. 6. Ausschnitt Profil 4, Lage und Form der Gleitkörper Böschungen B (grün) und C (braun).

Dabei stellt die Abb. 7 den Bodenaufbau des Profils 4 dar.

Profil 4, Bodenaufbau Variante 1

Feinkörnige Schicht mit Dicke $d = 35$ m

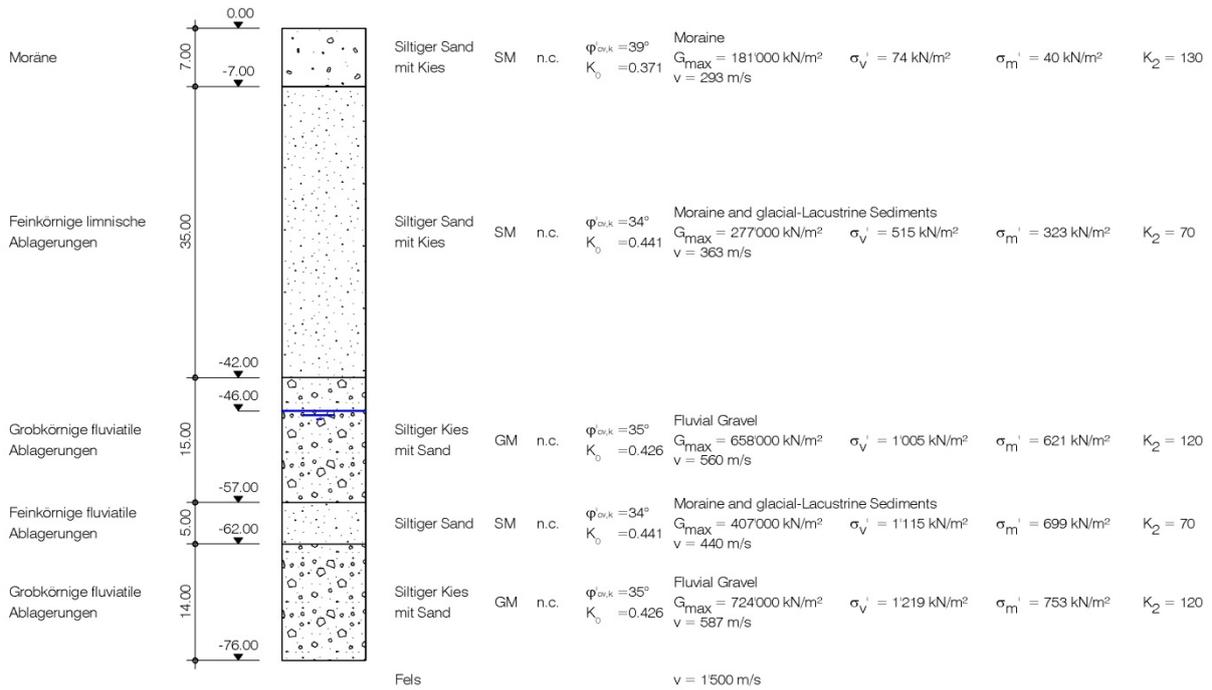


Abb. 7. Bodensäule im Profil 4.

3.3 Erdbebeneinwirkung nach SIA 267 (2013) / Ersatzkraftverfahren

3.3.1 Formeln und Beschreibung der Kennwerte

Nach SIA 267 (2013) werden unter Berücksichtigung der Grösse der beschleunigten Masse die Bemessungswerte A_d der Erdbebeneinwirkungen auf Baugrundmassen für das Ersatzkraftverfahren folgendermassen bestimmt:

$$\text{Horizontale Kräfte: } A_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{g,d} \cdot S}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot G_k$$

$$\text{Vertikale Kräfte: } A_{v,d} = 0.5 \cdot A_{h,d}$$

γ_f = Bedeutungsfaktor nach SIA 261 (2003), Tabelle 26. Einteilung in BWK II wegen beschränkter Gefährdung der Umwelt. Daher $\gamma_f = 1.2$

$a_{g,d}$ = Bemessungswert der Bodenbeschleunigung auf Fels in Zone Z3b. $a_{g,d} = 1.6 \text{ m/s}^2$

S = Amplifikationsfaktor Baugrundklasse, nach SIA 261 (2003) Tab. 25 für **BGK C**:
 $S = 1.15$

g = Erdbeschleunigung 10 m/s^2

Gemäss SIA 267 (2013) darf die vertikale Beschleunigung in der Regel vernachlässigt werden, da sich deren Auswirkung oft gesamthaft weitgehend kompensiert. Daher wird hier keine vertikale Beschleunigung berücksichtigt.

Der seismische Verhaltensbeiwert q_a beträgt:

$$q_a = 1.0 \quad \text{für } s_{zul} < 200 \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S = 200 \cdot \frac{1.6}{10} \cdot 1.15 = 37 \text{ mm}$$

$$q_a = 1.5 \quad \text{für } 200 \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S = 37 \text{ mm} \leq s_{zul} < 300 \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S = 300 \cdot \frac{1.6}{10} \cdot 1.15 = 55 \text{ mm}$$

$$q_a = 2.0 \quad \text{für } s_{zul} \geq 300 \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S = 55 \text{ mm}$$

Der Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers q_h berücksichtigt den Umstand, dass die maximale Beschleunigung nicht gleichzeitig auf den ganzen Körper wirkt. Er ist von der Mächtigkeit und der Ausdehnung des Körpers abhängig und beträgt:

$q_h = 1.0$ für kleine Gleitkörper, die in etwa dem aktiven Keil (Erddruck) entsprechen.

$q_h = 1.5$ für übliche Gleitkreisberechnungen.

$q_h = 2.0$ bis 2.5 für grössere Gleitkörper mit einer Mächtigkeit von über 10 m und/oder einer Ausdehnung von mehr als 30 m.

Da die Mächtigkeit jeweils grösser als 10 m und die Ausdehnung jeweils grösser als 30 m ist, wurde mit $q_h = 2$ gerechnet.

Für $a_{g,d} = 1.6 \text{ m/s}^2$, $S = 1.15$, $\gamma_f = 1.2$ und eine Erdbeschleunigung von $g = 10 \text{ m/s}^2$ können die Bemessungswerte der Erdbebeneinwirkung berechnet werden. Die Werte sind für alle Profile dieselbe, da alle der Baugrundklasse C zugeordnet werden können.

Tabelle 1. Zusammenfassung der Bemessungswerte der Erdbebeneinwirkung nach SIA (2013) / Ersatzkraftverfahren.

Gleitkörper	zu Kapitel	Verhaltensbeiwert	horizontale Beschleunigung [g]	vertikale Beschleunigung [g]	Verschiebungen (ergeben sich aus der Wahl des Verhaltensbeiwertes) [cm]	minimal erforderlicher Sicherheitsfaktor statisch	vorhandener Sicherheitsfaktor statisch	minimal erforderlicher Sicherheitsfaktor "dynamisch"	vorhandener Sicherheitsfaktor "dynamisch"	Beurteilung
Gleitkörper 3s (Abb. 4)	3.3.2	$q_a = 1.0$	0.11	-	< 3.7	-	-	1	0.93	nicht erfüllt
		$q_a = 1.5$	0.07	-	$3.7 < d < 5.5$	-	-	1	1.01	i.O.
		$q_a = 2.0$	0.06	-	> 5.5	-	-	1	1.03	i.O.
Gleitkörper 3t (Abb. 4)		$q_a = 1.0$	0.11	-	< 3.7	-	-	1	1.17	i.O.
		$q_a = 1.5$	0.07	-	$3.7 < d < 5.5$	-	-	1	1.29	i.O.
		$q_a = 2.0$	0.06	-	> 5.5	-	-	1	1.32	i.O.
Gleitkörper 4B (Abb. 6)		$q_a = 1.0$	0.11	-	< 3.7	-	-	1	1.01	i.O.
		$q_a = 1.5$	0.07	-	$3.7 < d < 5.5$	-	-	1	1.11	i.O.
		$q_a = 2.0$	0.06	-	> 5.5	-	-	1	1.14	i.O.
Gleitkörper 4C (Abb. 6)	$q_a = 1.0$	0.11	-	< 3.7	-	-	1	1.75	i.O.	
	$q_a = 1.5$	0.07	-	$3.7 < d < 5.5$	-	-	1	2.02	i.O.	
	$q_a = 2.0$	0.06	-	> 5.5	-	-	1	2.09	i.O.	

3.4 Erdbebeneinwirkung nach NCHRP Report 611 (Anderson et al. 2008)

Anderson et al. (2008) schlagen angepasste Näherungsverfahren zur Ermittlung der Böschungsstabilität unter Erdbeben vor. Zum einen ist dies ein Verfahren zur Ermittlung eines Grenzgleichgewichts („Limit Equilibrium Approach“), welches auf dem Ersatzkraftverfahren beruht. Zum anderen schlagen sie ein verformungsbasiertes Verfahren („Displacement-Based Approach“) vor, mit welchem sich Deformationen beruhend auf dem Gleitblockverfahren nach Newmark (1965) abschätzen lassen. Beim zweiten Verfahren wurden semi-empirische Formeln und Diagramme zur Berechnung der Böschungsverschiebungen entwickelt. Die Grundlage zu diesen Diagrammen sind Berechnungen mit mehr als 600 Zeitverläufen von Erdbeben im Magnitudenbereich zwischen $M = 4.5 - 8$ und Epizentraldistanzen zwischen $0 - 200$ km welche auf Fels oder Lockergestein registriert wurden. Bei der Auswertung der Verformungen berechnet mit dem Gleitblockverfahren wurde festgestellt, dass ein Zusammenhang zwischen der maximalen Bodengeschwindigkeit „PGV“ (Peak Ground Velocity) und den Verschiebungen besteht, weshalb dieser Parameter in den beiden Berechnungsverfahren verwendet wird. PGV wird mit der folgenden Formel berechnet:

$$\text{PGV [in/s]} = 55 \cdot F_v \cdot S_1$$

F_v = Standortbeiwert

S_1 = spektrale Beschleunigung bei einer Periode von 1s

Diese Formel wurde aufgrund von Erdbeben mit einer Magnitude von $M = 7.5$ hergeleitet. Nach Anderson et al. (2008) ändert sich PGV bei einer Erhöhung der Magnitude von 5.5 auf 7.5 nur um knapp 10 %, womit dessen Einfluss relativ gering ist.

In den beiden Verfahren werden die vertikalen Bodenbeschleunigungen vernachlässigt, da sie gemäss Anderson et al. (2008) meist einen kleinen Einfluss auf die Resultate haben.

Hier wurde einerseits eine Berechnung mit den auch schon vorher verwendeten charakteristischen Werten der Baugrundparameter, andererseits eine Berechnung mit dem Bemessungswert des Reibungswinkels durchgeführt. Um die Ergebnisse mit den Verfahren nach SIA vergleichen zu können, wurde die Abminderung mit dem Partialfaktor des Tangens der inneren Reibung ($\gamma_{m\phi}$) durchgeführt. Der Bemessungswert des Reibungswinkels $\phi'_{cv,d}$ bestimmt sich zu:

$$\phi'_{cv,d} = a \tan \left(\frac{\tan(\phi'_{cv,k})}{\gamma_{m\phi}} \right) = a \tan \left(\frac{\tan(\phi'_{cv,k})}{1.2} \right)$$

$\phi'_{cv,k}$ = charakteristischer Reibungswinkel bei konstanten Volumen (ohne Berücksichtigung der Dilatanz).

$\gamma_{m\phi}$ = Partialfaktor des Tangens der inneren Reibung.

3.4.1 Grenzgleichgewichtsbetrachtung (Limit Equilibrium Approach)

Dieses Verfahren berücksichtigt dieselben Einflüsse wie die Norm SIA 267 (2013). Dies sind die Bauwerksklasse, der Amplifikationsfaktor abhängig von der Baugrundklasse, die zulässigen Verformungen sowie die Grösse des Gleitkörpers. Zusätzlich wird ein Abminderungsfaktor abhängig von der Gleitkörperhöhe eingeführt, welcher mit numerischen Berechnungen ermittelt wurde.

Die folgenden Berechnungsschritte werden von Anderson et al. (2008) vorgeschlagen:

- (1) Durchführung einer statischen Stabilitätsberechnung. Der globale Sicherheitsfaktor für natürliche Böschungen sollte mindestens 1.3 bis 1.5 betragen.
- (2) Ermittlung der maximalen Bodenbeschleunigung (k_{\max}) und der spektralen Beschleunigung auf Fels bei einer Periode von einer Sekunde (S_1) aus dem Normspektrum für eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren. Die Baugrundfaktoren sollen in k_{\max} enthalten sein.
- (3) Ermittlung der zu S_1 zugehörigen maximalen Bodengeschwindigkeit „PGV“ gemäss Formel (5-11) Anderson et al. (2008).
- (4) Um die Mächtigkeit des Gleitkörpers zu berücksichtigen, soll k_{\max} mit den von Anderson et al. (2008) vorgeschlagenen Korrekturfaktoren modifiziert werden.
- (5) Falls 2.5 cm bis 5 cm Verschiebung zulässig sind, kann k_{\max} mit 0.5 multipliziert werden.
- (6) Durchführung einer konventionellen Stabilitätsberechnung mit $0.5 \cdot k_{\max}$ wobei k_{\max} hier dem eventuell modifizierten k_{\max} nach (5) entspricht. Ist die Sicherheit grösser als 1.1, sind die seismischen Anforderungen an die Böschungstabilität erfüllt.

3.4.2 Verformungsbasiertes Verfahren (Displacement - Based Approach)

Für einen verformungsbasierten Nachweis wird in Anderson et al. (2008) folgende Vorgehensweise vorgeschlagen wobei die Punkte 1 – 4 aus der Grenzgleichgewichtsbetrachtung bestehen bleiben:

- (5) Ermittlung der Bodenbeschleunigung k_{crit} , so dass die globale Sicherheit $F = 1$ wird. Die Ermittlung soll mit einer pseudostatischen Methode erfolgen.
- (6) Ermittlung des Verschiebungspotentials des Gleitkörpers aufgrund des Verhältnisses $k_{\text{crit}} / k_{\max}$. Dazu werden die Formeln (5-6) und (5-8) oder die Diagramme (5-18) und (5-19) gemäss Anderson et al. (2008) verwendet (vgl. Kap.7).
- (7) Entscheidung, ob die in (6) ermittelten Verschiebungen zulässig sind oder nicht.

Die für die metrische Anwendung verwendete Formel ist hier zur besseren Verständlichkeit angegeben. Eine detaillierte Erläuterung findet sich in Kapitel 7.

$$d := 2.254 \times 10^{\left(-1.51 - 0.74 \log\left(\frac{k_y}{k_{\max}} \right) + 3.27 \log\left(1 - \frac{k_y}{k_{\max}} \right) - 0.80 \log(k_{\max}) + 1.59 \log(\text{PGV}) \right)}$$

3.4.3 Zusammenfassung der Resultate mit den Verfahren nach NCHRP 611

Die Resultate für die Grenzgleichgewichtsbetrachtung (Limit Equilibrium Approach) sind in der Tabelle 2 ersichtlich.

Tabelle 2. Resultate der Grenzgleichgewichtsbetrachtung nach NCHRP 611.

Verfahren	zu Kapitel	Bemerkungen	horizontale Beschleunigung [g]	vertikale Beschleunigung [g]	Verschiebungen [cm]	minimal erforderlicher Sicherheitsfaktor statisch	vorhandener Sicherheitsfaktor statisch	minimal erforderlicher Sicherheitsfaktor "dynamisch"	vorhandener Sicherheitsfaktor "dynamisch"	Beurteilung
Gleitkörper 3s (Abb. 4)	3.4.1	Reibungswinkel (charakteristisch)	0.09	-	0	1.3	1.44	1.1	1.16	i.O.
		Reibungswinkel (charakteristisch)	0.05	-	< 5	1.3	1.44	1.1	1.27	i.O.
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	0.09	-	0	1.3	1.2	1.1	0.97	nicht erfüllt
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	0.05	-	< 5	1.3	1.2	1.1	1.06	nicht erfüllt
Gleitkörper 3t (Abb. 4)	3.4.1	Reibungswinkel (charakteristisch)	0.09	-	0	1.3	1.86	1.1	1.47	i.O.
		Reibungswinkel (charakteristisch)	0.05	-	< 5	1.3	1.86	1.1	1.63	i.O.
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	0.09	-	0	1.3	1.55	1.1	1.23	i.O.
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	0.05	-	< 5	1.3	1.55	1.1	1.36	i.O.
Gleitkörper 4B (Abb. 6)	3.4.1	Reibungswinkel (charakteristisch)	0.09	-	0	1.3	1.6	1.1	1.27	i.O.
		Reibungswinkel (charakteristisch)	0.05	-	< 5	1.3	1.6	1.1	1.41	i.O.
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	0.09	-	0	1.3	1.34	1.1	1.06	nicht erfüllt
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	0.05	-	< 5	1.3	1.34	1.1	1.17	i.O.
Gleitkörper 4C (Abb. 6)	3.4.1	Reibungswinkel (charakteristisch)	0.09	-	0	1.3	3.27	1.1	2.25	i.O.
		Reibungswinkel (charakteristisch)	0.05	-	< 5	1.3	3.27	1.1	2.61	i.O.
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	0.09	-	0	1.3	2.73	1.1	1.87	i.O.
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	0.05	-	< 5	1.3	2.73	1.1	2.18	i.O.

Die Resultate für das verformungsbasierte Verfahren (Displacement-Based Approach) sind in der Tabelle 3 ersichtlich.

Tabelle 3. Resultate des verformungsbasierten Verfahrens nach NCHRP 611.

Verfahren	zu Kapitel	Bemerkungen	horizontale Beschleunigung	vertikale Beschleunigung	Verschiebungen [cm]	minimal erforderlicher Sicherheitsfaktor statisch	vorhandener Sicherheitsfaktor statisch	minimal erforderlicher Sicherheitsfaktor "dynamisch"	vorhandener Sicherheitsfaktor "dynamisch"	Beurteilung
			[g]	[g]						
Gleitkörper 3s (Abb. 4)	3.5.2	Reibungswinkel (charakteristisch)	-	-	0	-	-	-	-	i.O.
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	-	-	21.8	-	-	-	-	i.O.
Gleitkörper 3t (Abb. 4)	3.5.2	Reibungswinkel (charakteristisch)	-	-	0	-	-	-	-	i.O.
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	-	-	0	-	-	-	-	i.O.
Gleitkörper 4B (Abb. 4)	3.5.2	Reibungswinkel (charakteristisch)	-	-	0	-	-	-	-	i.O.
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	-	-	2.9	-	-	-	-	i.O.
Gleitkörper 4C (Abb. 4)	3.5.2	Reibungswinkel (charakteristisch)	-	-	0	-	-	-	-	i.O.
		Reibungswinkel (Bemessungswert)	-	-	0	-	-	-	-	i.O.

3.5 Gleitblockverfahren nach Newmark

Zur Ermittlung der Verschiebungen wurden 6 Zeitverläufe verwendet. Bei den Beben von L'Aquila (Italien, am 6.04.2009) (Burjanek, 2011) und Olfus (Island, am 29.05.2008) (Burjanek, 2011) wurden jeweils die Zeitverläufe der Nord-Süd- und West-Ost-Komponenten verwendet. Bei den Erdbeben von El Centro (Kalifornien USA, am 18.05.1940) und Northridge (Kalifornien USA, am 17.01.1994) wurde jeweils nur eine Komponente verwendet. Die Zeitverläufe wurden einerseits für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren auf $a_{g,d} = 1.6 \text{ m/s}^2$ (Grächen, Zone Z3b nach SIA 261 (2003)) skaliert. Die daraus resultierenden Antwortspektren wurden zur Ermittlung der Bodenbeschleunigungen beim Ersatzkraftverfahren nach SIA 267 (2003) verwendet. Zur Berechnung des Gleitblockverfahrens nach Newmark (1965) und bei den numerischen Berechnungen mit Plaxis zur Berechnung der Verschiebungen wurden die Zeitverläufe auf $\gamma_f \cdot a_{g,d} = 1.2 \cdot 1.6 \text{ m/s}^2 = 1.92 \text{ m/s}^2$ normiert, um die Bauwerksklasse II nach SIA 261 (2003) zu berücksichtigen. Sind diese Beschleunigungen im Rahmen der Zeitverläufe grösser als die Grenzbeschleunigung k_{crit} des Gleitblockes, kann durch zweifache Integration die Verschiebung des Gleitkörpers berechnet werden. Auch für die Berechnungen der Verformungen mit dem Verfahren von Newmark wurden zusätzlich Berechnungen mit einem auf Bemessungsniveau reduzierten Reibungswinkel durchgeführt.

Tabelle 4 und Tabelle 5 fassen die Resultate der Berechnungen zusammen.

Tabelle 4. Verschiebungen (cm) für den charakteristischen Wert des Reibungswinkels berechnet mit Gleitblockverfahren nach Newmark (1965).

Gleitkörper	L'Aquila, AQG Nord-Süd		L'Aquila, AQG West-Ost		Olfus x		Olfus y		Northridge		EI Centro	
	Richtung 1	Richtung 2	Richtung 1	Richtung 2	Richtung 1	Richtung 2	Richtung 1	Richtung 2	Richtung 1	Richtung 2	Richtung 1	Richtung 2
3s	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	0.2	0.6	0.2	0.3
3t	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4B	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.4	0.0	0.3	0.3	0.6
4C	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabelle 5. Verschiebungen (cm) für den Bemessungswert des Reibungswinkels berechnet mit Gleitblockverfahren nach Newmark (1965).

Gleitkörper	L'Aquila, AQG Nord-Süd		L'Aquila, AQG West-Ost		Olfus x		Olfus y		Northridge		EI Centro	
	Richtung 1	Richtung 2	Richtung 1	Richtung 2	Richtung 1	Richtung 2	Richtung 1	Richtung 2	Richtung 1	Richtung 2	Richtung 1	Richtung 2
3s	4.5	3.9	5.2	2.7	1.6	1.0	8.3	11.7	4.9	6.1	13.9	11.8
3t	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.1	0.4	0.8	0.9
4B	2.6	1.3	3.2	2.1	0.7	0.4	4.8	6.5	1.5	2.4	8.2	6.0
4C	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

3.6 Beurteilung der Resultate

Bei der Betrachtung der Tabelle 1 sind mit Ausnahme des Gleitkörpers 3s in allen 4 der untersuchten Fälle alle Nachweise erfüllt. Die grösste Konservativität weist der Nachweis nach SIA 267 auf, wenn die Deformationen auf < 3.7cm beschränkt werden, d.h. ein Verhaltensbeiwert $q_a=1.0$.

Die Berechnung der Verformungen nach NCHRP 611 (Andersen et al., 2008) und mit der Methode nach Newmark (1965) (vgl. Tabelle 2 - Tabelle 4) zeigen mit einer Ausnahme vergleichbare Verschiebungen. Nur im Fall des Gleitkörpers 3s ergeben sich grössere Verschiebungen nach NCHRP. Die berechneten Verschiebungen betragen hier ca. 22 cm bei Ansatz eines auf Bemessungsniveau reduzierten Reibungswinkels.

Die deformationsbasierten Methoden (NCHRP611 und Newmark) zeigen, dass die Ansätze mit der Berücksichtigung der Grösse der beschleunigten Masse nach SIA 267 (2013) plausibel sind.

Deformationsbasierte Methoden bieten eine gute Möglichkeit um mehr spezifische Bemessungs- und Beurteilungskriterien zu entwickeln.

4. Beobachtungen aus Erdbeben

4.1 Allgemeine Anmerkungen

Es wurden mehr als 92 Berichte über verschiedene Erdbeben zwischen 1965 und 2011 mit Magnituden zwischen $M=5.8$ bis $M=9.0$ in Erkundungsmissionen und anderen Berichten gesichtet und analysiert. Obwohl die erwartete maximale Magnitude für ein Ereignis in der Schweiz im Bereich von $M_w = 7$ liegt und der Zeitverlauf von Erdbeben grösserer Magnitude von den in der Schweiz zu erwartenden Beben abweichen kann, ist vor allem die Intensität am untersuchten Standort relevant. Durch die Abnahme der Intensität mit der epizentralen Distanz, kann auch die Untersuchung stärkerer Beben ($M>7$) relevant werden. Die epizentrale Intensität (EMS-98) der dokumentierten Fällen in der Schweiz beträgt $I_0 = VIII$.

4.1.1 Abnahmegesetze für Intensitäten

Um den relevanten Abstand vom Epizentrum zu bestimmen stehen Abnahmegesetze unterschiedlichster Komplexität zur Verfügung. Diese Abnahmegesetze beschreiben die Beziehung zwischen Intensität, Magnitude und epizentralen Distanz. So wird es möglich, für ein gegebenes Ereignis mit bestimmten Kennwerten (Magnitude, Tiefe des Herdes, etc), die Intensität bei einer gewissen epizentralen Distanz abzuschätzen. Gleichzeitig ist es auch möglich die epizentrale Distanz an der eine gewisse Intensität zu erwarten ist, zu bestimmen. Auf dieser Art kann man die für die Schweiz relevanten Erdbebenschäden bei stärkeren Ereignissen lokalisieren. Sie treten dort auf, wo die abgeschätzte Intensität mit den in der Schweiz zu erwartenden vergleichbar sind.

4.1.2 Kategorien von Hang- und Böschungsversagen (Winterhalter et al., 1964)

Eine grundsätzliche Einteilung von Hang und Böschungsversagen findet sich zum Beispiel in Winterhalter et al. (1964). Hier wird zunächst zwischen Bergstürzen, Rutschungen und strömenden Versagensformen unterschieden. Diese in der Abb. 8 dargestellten Versagensformen können alle unter anderem durch ein Erdbeben ausgelöst werden. Bergstürze und auch strömende Versagensformen erfordern, wie auch einige Versagensformen im Bereich der Rutschung, in der Regel eine spezielle Geometrie und Geologie so dass sie hier nur erwähnt werden. Ein Fokus bei der Betrachtung von Böschungen und Hängen liegt daher auf den Versagensformen der Sackung und der Schuttrutschung nach den Definitionen der Abb. 8. Die Sackung kann auch mit einem klassischen Böschungsbruch der Keilförmig in den Boden einschneidet beschrieben werden, Die Schuttrutschung entspricht einem oberflächennahen Abrutschen einer Böschung.

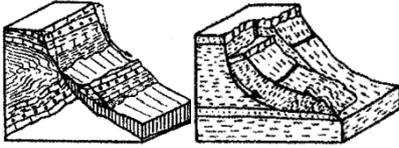
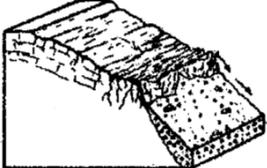
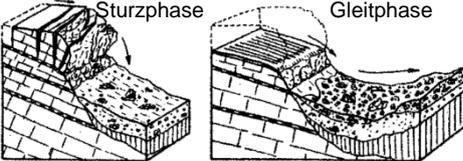
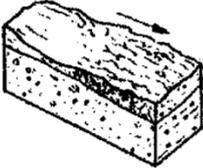
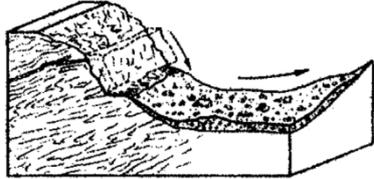
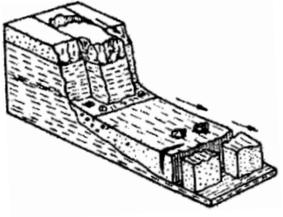
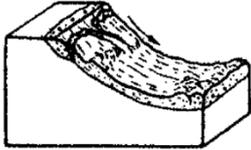
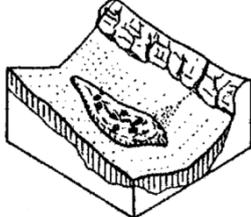
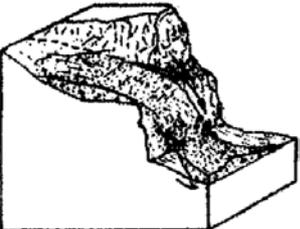
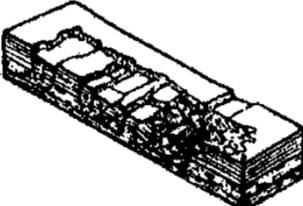
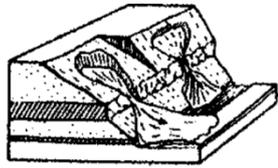
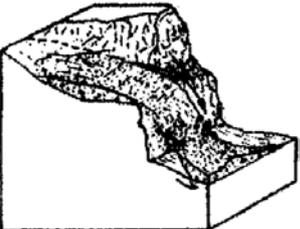
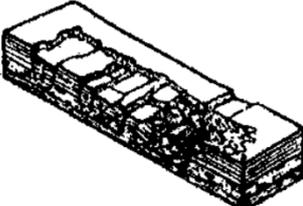
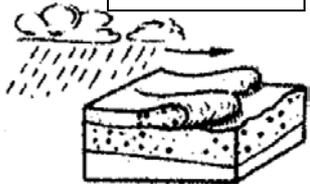
BERGSTURZ	RUTSCHUNG	STRÖMUNG
<p>Steinschlag</p> 	<p>Sackung</p> 	<p>Hackenwurf</p> 
<p>Chronischer Felssturz</p> 	<p>Schliffsturz</p> 	<p>Solifluktion</p> 
<p>Fallsturz</p> 	<p>Felsrutschung</p> 	<p>Schuttstrom</p> 
<p>Steilufer- und Küstenkliffbildungen</p> 	<p>Schuttrutschung</p> 	<p>Blocktstrom</p> 
<p>Schuttsturz</p> 	<p>Ausquetschen tiefer liegender Schichten, Ufereinbrüche</p> 	<p>Sand-, Silt- und Lössstrom</p> 
<p>Schuttsturz</p> 	<p>Ausquetschen tiefer liegender Schichten, Ufereinbrüche</p> 	<p>Murgang</p> 
		<p>Schlammstrom</p> 

Abb. 8. Kategorien von Hang- und Böschungsversagen, nach Winterhalter et al. 1964.

4.2 Dokumentierte Fällen in der Schweiz

In der Schweiz sind im Wesentlichen 2 Erdbeben dokumentiert, bei denen von einem Versagen von Böschungen berichtet wird. Es wird jedoch vermutet, dass es weitere Formen des Hangversagens gegeben hat, die durch ein Erdbeben ausgelöst wurden. Im Folgenden werden die Ereignisse von Visp, 1855 und Sion, 1946 basierend auf der Dissertation von Fritsche (2008) zusammengefasst.

4.2.1 Das Erdbeben von Visp, 1855 (Fritsche, 2008)

Das Erdbeben von Visp, VS (Juli, 1855) stellt das grösste seismische Ereignis der letzten 300 Jahre in der Schweiz dar. Glücklicherweise wurden zur Abschätzung der Schaden ein Inventar erstellt so dass zahlreiche und detaillierte historische Dokumente über dieses Ereignis und seine Auswirkungen vorhanden sind. Für dieses Ereignis wurde eine Magnitude von $M_w = 6.4$ und eine epizentrale Intensität $I_0 = VIII$ bestimmt (SED, 2002).

Den grössten Anteil der dokumentierten Schäden betreffen Gebäude in dem vom Erdbeben im wesentlichen betroffenen Areal (Visp, Stalden). Weiter wird auch über standortspezifischen Auswirkungen wie z.B. Anzeichen von Verflüssigung berichtet. Die Abb. 9 zeigt dies in einer Übersicht. In Bezug auf die Einwirkung von Erdbeben auf Hänge sind die Steinschläge und Abgänge im Mattertal sowie Böschungsversagen im Bereich der Vispa zu erwähnen. Auswirkungen an Gebäuden reichten bei diesem Ereignis bis nach Sion (ca. 50km entfernt von dem Epizentrum), wo noch von Rissen in Wänden und zusammengestürzten Kaminen berichtet wird.

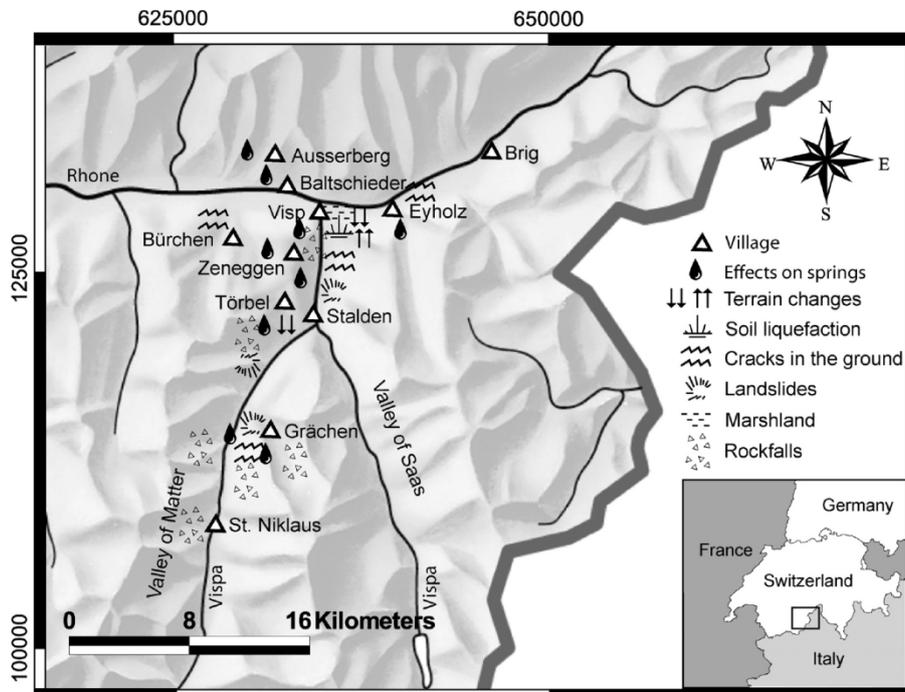


Abb. 9. Seismogeologische Auswirkungen des Visp 1855 Erdbebens (Fritsche, 2008).

4.2.2 Das Erdbeben von Sion, 1946 (Fritsche, 2008)

Das Erdbeben von Sion (Januar 1946) ist das grösste seismische Ereignis der letzten 150 Jahren in der Schweiz und es ereignete sich in einer Tiefe von 7 bis 20km, mit einer epizentralen Intensität $I_0 = VIII$ (in Sion, VS) und einer Magnitude $M_w = 6.1$. Moderate bis schwere Schäden wurden bis ca. 25km vom Epizentrum entfernt erfasst. Leichte Schäden wurden bis zu einer Entfernung von 200km beobachtet. Die wenigen Seismometer die damals in Betrieb waren, wurden bei diesem Erdbeben beschädigt. Neben Schäden an Gebäuden wurde über viele sekundäre Effekte wie Hangrutschungen, Steinschläge und Lawinen, die durch das Erdbeben ausgelöst wurden, berichtet. Fritsche listet 88 Beobachtungen von Sekundäreffekten auf (Tabelle 6). Hiervon wurden etwa 75% (66) von dem Hauptbeben (25 Januar 1946) verursacht und ca. 25% (22) von einem Nachbeben (30 May 1946). Ein besonderer Bergsturz mit 4 bis 5Mio m³ ereignete sich am Rawylhorn verursacht durch das Nachbeben.

Tabelle 6. Nebenauswirkungen beobachtet während der Ereignisse in 1946 (Fritsche, 2008).

Nebenauswirkungen	Zahl der Ereignisse		
	Hauptbeben	Nachbeben	Total
Bergstürze	1	1	2
Steinschläge	20	21	41
Erdrutsche	11	3	14
Bodenrisse	6	0	6
Bodenverformungen	6	0	6
Lawinen	4	0	4
Auswirkungen auf Wasserquellen	11	0	11
Andere optische Auswirkungen	4	0	4

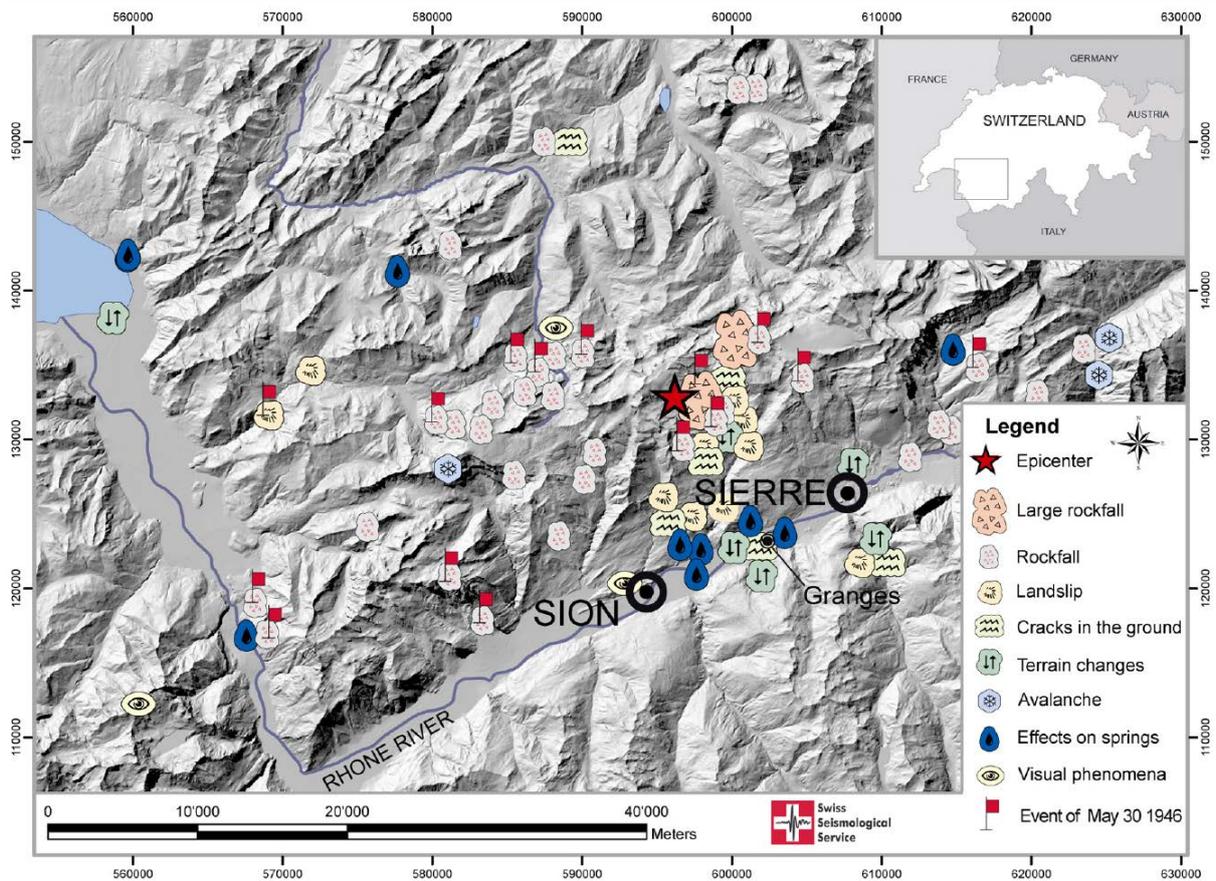


Abb. 10. Seismogeologischen Auswirkungen des Wallis 1946 Erdbebens; Haupt- und Nachbeben (Fritsche, 2008).

4.3 Ausgewählte Feldbeobachtungen und zusammenfassende Erkenntnisse aus der Literatur

4.3.1 Beobachtungen aus einzelnen Erdbeben

Von den 92 analysierten Berichten von Erkundungsmissionen sind in 53 Fällen explizit Hangrutschungen (landslides) und andere gravitative Sekundäreffekte beschrieben worden. Im Folgenden werden exemplarische Ereignisse mit dokumentierten Hangrutschungen und Böschungsversagen beschrieben. Eine Reduktion der betrachteten Ereignisse auf bestimmte Magnituden ist bewusst nicht vorgenommen worden, da Hangrutsche bei grossen Ereignissen auch weiter vom Epizentrum entfernt dokumentiert wurden und der Fokus auf die beobachteten Mechanismen gelegt wird.

Das stärkste Erdbeben das berücksichtigt wurde, trat am 11. März 2011 in Sendai – Japan (Hashash, 2011) mit einer Magnitude von 9.0 auf der Richterskala auf. Der Grossteil der Personen- und Infrastrukturschäden wurde durch den anschliessenden Tsunami hervorgerufen so dass die

Aufbereitung der weiteren durch das Erdbeben verursachten Schäden noch im Anfangszustand ist. Es ist bekannt, dass bei Böschungsversagen in der Umgebung von Miyagi 13 Personen ums Leben gekommen sind. Details dieser Böschungsversagen sind bisher aber noch nicht veröffentlicht worden. In der gleichen japanischen Provinz sind in einem Erdbeben im Jahr 2008 diverse Schäden an Strassen in Hängen und Dämmen erfasst worden (Abb. 11).

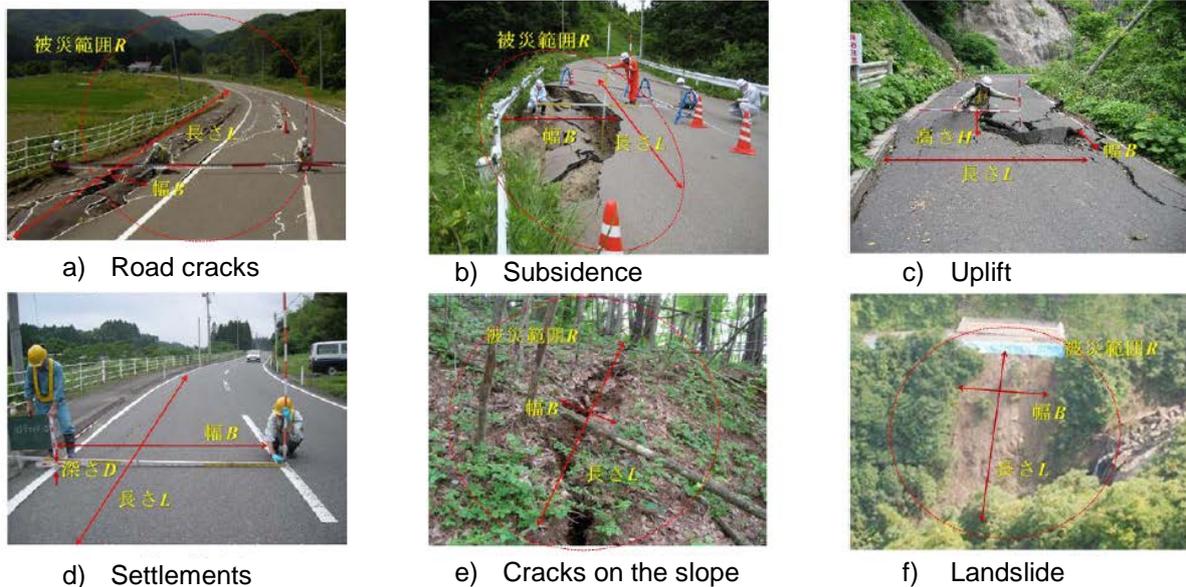


Abb. 11. Bilder von Hangrutschung und deren Einwirkung auf Verkehrswege nach dem Miyagi 2009 Erdbeben (Shoji & Toshiaki, 2011).

Nach dem ChiChi Erdbeben (Lee & Loh, 2000) von Taiwan in 1999, wurde von tausenden Erdrutschen mit einer Tiefe von 2 bis 5m berichtet. Ähnliches wurde nach dem Erdbeben von Haiti (Jibson & Harp, 2011) im Januar 2010 festgestellt wo 4000 bis 5000 Erdrutsche bis 60km Entfernung vom Epizentrum aufgezeichnet wurden. Die meisten dieser Fälle waren oberflächennahe Rutschungen die ins besondere in Gegenden reich an Kalkstein aufgetreten sind. Weitere Untersuchungen erfolgen zurzeit. Die Abb. 12 zeigt das Epizentrum sowie die Verteilung einiger der in Haiti beobachteten Rutschungen, wobei die Verteilung in Bereiche der Intensität VIII (vgl. 4.1.1) hineinreicht.



Abb. 12. Vorläufige Karte der Standorte der von dem Haiti Erdbeben (12. Januar 2010) verursachten Erdbeben – Google Earth. Die Standorte wurden mit den roten Kreuzen markiert. Die Enriquillo-Plantain Garden Verwerfung ist mit grün abgebildet. Die Karte ist nicht vollständig und weist nur einige Erdbeben auf (nach Jibson & Harp, 2011).

Während des Northridge Erdbeben ($M=6.7$) von 1994 (Parise & Gibson, 2000), wurden 11000 hauptsächlich oberflächliche Erdbeben und Steinschläge beobachtet. Die Abb. 13 zeigt die Ausdehnung dieser Ereignisse in Bezug auf die Distanz von dem Epizentrum, die bei diesem Beben auf mehr als 50 km Abstand zum Epizentrum reichte.

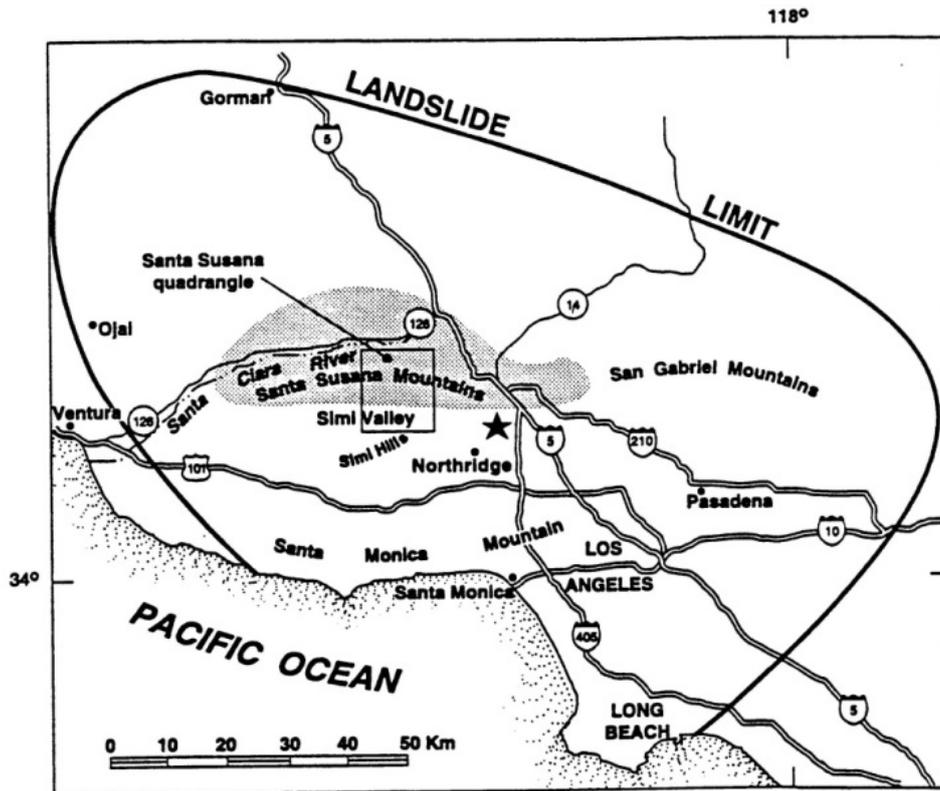


Abb. 13. Das Northridge Erdbeben: Epizentrum (markiert mit dem Stern), Ausdehnung der von dem Erdbeben verursachten Erdrutsche (markiert mit der durchgehenden Linie), Region mit den meisten Erdrutsche (abgetönt) (Parise & Jibson, 2000).

Nach dem Wenchuan Erdbeben ($M=8.0$; Yin et al. 2009) in China in 2008 wurden mehr als 15000 Erdrutsche, Steinschläge und Murgänge beobachtet. Die Umgebung des Epizentrums besteht aus hohen Bergregionen die von felsiger Böden mit Kalkstein, Sandstein und Schiefer in der Lithologie geprägt sind. Die räumliche Verteilung der beobachteten Rutschungen war sehr gross und 42 Landkreise der Provinz Sisichuan waren betroffen. Neuere Beobachtungen in den betroffenen Gebieten zeigen, dass durch das Erdbeben die Mechanik vieler Hänge soweit gestört wurde, dass es nunmehr zu zahlreichen Hang und Böschungsversagen nach starken Regenereignissen kommt (Zhang et al. 2011).

Das Guam Erdbeben ($M=8.0$) (Comartin, 1995) von 1993 verursachte Erdrutsche in Form von kleinen, lokalen Stürzen und Steinschlägen im Wesentlichen in umgelagerten Kalkböden in einer Region der Insel. Das Epizentrum war ungefähr 30km südlich der Insel, die selber nur 30km lang ist. Der grösste beobachtete Erdrutsch tritt im Norden, weit vom Epizentrum entfernt auf.

Das Bam Erdbeben ($M=6.5$) (Hosseini et al. 2004) in 2003 verursachte Erdrutsche in den Bergen nördlich und südwestlich der Stadt und Hangrutschungen in den östlichen und südöstlichen Kanälen. Die Erdrutsche ums Epizentrum wurden durch die Topographie begrenzt, wobei die Erdrutsche nicht auf bestimmte Bodenklassen beschränkt sind. Die Erdrutsche wurden in 3 Kategorien verteilt: Schläge: 6000 Fälle; Blockrutsche: 55 Fälle; Hangrutsche: 15 Fälle. Der Abstand der Rutschungen zur

Verwerfung beträgt, auch bei diesem Erdbeben mit einer für die Zone 3 vergleichbaren Magnitude beträgt, wie auch beim Northridge Beben mehr als 50 km.

Das Spitak Erdbeben ($M=6.5-7.0$) (Wyllie & Filson, 1989) aus Armenien, 1988 war ein sehr interessanter Fall im Bezug auf topographische Effekte, wie sie in der Schweiz z.B. im Rhonetal auftreten können. Die lokale Geologie führte zu einem Aufschaukeln der seismischen Wellen. Von den drei Grosstädten, die in der Nähe des Epizentrum lagen wurde Leninakan ($d=32\text{km}$ weit vom Epizentrum) stärker beschädigt als Kirovakan ($d=25\text{km}$). In dieser Region wurden mehrere 100 Erdbeben beobachtet. Aufgrund des scharfen Reliefs und der Topografie verursachte ergaben sich die meisten Fälle aus Steinschlägen und relativ oberflächigen Rutschungen der Ablagerungen.

Das Killari Erdbeben ($M=6.3$) (Narula et al. 1996) von Indien, 1993 und die anschliessenden Nachbeben verursachten ebenfalls verschiedene Bergstürze.

4.3.2 Erkenntnisse aus der Literatur

Von den unterschiedlichen Beobachtungen der Hang- und Böschungsversagen bei Erdbeben lassen sich drei wesentliche Mechanismen (vgl. auch Kapitel 4.1.2) unterscheiden. Diese sind in der Abb. 14 dargestellt, wobei ein 4. Fall, das Dammversagen durch erdbebeninduzierte Verformungen im Dammkörper bzw. im Untergrund als zusätzliche Versagensform bei künstlichen Böschungen und Dämmen hinzukommt.

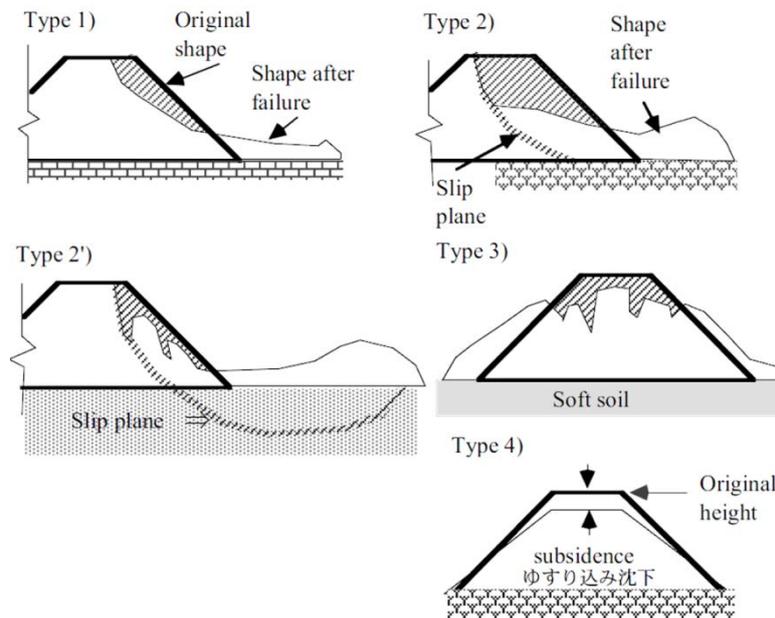


Abb. 14. Versagensarten für Böschungen und Dämme nach Towhata (2008). Die Definitionen decken sich nicht ganz mit den Definitionen nach Wintertaler. Typ 1 entspricht einer oberflächennahen Rutschung (Schuttrutschung), die Typen 2 dem klassischen Böschungs- bzw. Grundbruch (Sackungen).

Bei der Betrachtung der beobachteten Schadensfälle aus den Erkundungsmissionen lässt sich feststellen, dass oberflächennahe Rutschungen den Grossteil der direkt nach einem Beben festgestellten Schäden darstellen. Tiefer liegende Rutschungen in natürlichen Hängen traten hingegen dann häufig auf, wenn vor dem Erdbeben länger dauernde Regenereignisse auftraten. Hinzu kommt,

dass ein Teil der Hänge erst durch Nachbeben versagten. Dies bedeutet, dass massgebende haltende Mechanismen wie zum Beispiel Dilatanz, Kohäsion oder auch Zugelemente wie Wurzeln z.B. durch die beim Hauptbeben aufgetretenen Verformungen abgebaut wurden, so dass sich der Zustand eines Hanges zum labilen Verhalten hin verändert. Ebenfalls können sich Porenwasserüberdrücke aufbauen, die für eine gewisse Zeit die vorhandenen Sicherheiten in einem Hang verringern.

Im Unterschied zu den natürlichen Hängen ergibt sich aus einer Statistik der JSCE (Japanese Society for Civil Engineering) für Dämme eine andere Schadensverteilung. Es zeigten sich bei insgesamt 47 Schadensfällen nur 5 des Typs 1 – oberflächennahes Versagen, hingegen insgesamt 23 der Typen 2 und 12 des Typs 3. Die Versagensform Typ 3 konnte in allen Fällen mit einem Anstieg des Porenwasserdrucks im Damm korreliert werden. Der Typ 4 (7 Fälle) wird hier nicht weiter betrachtet, da es sich um die Verflüssigung des Untergrundes als wesentliche Schadensursache handelte. Die Verteilung der Böden bezogen auf die eintretenden Verformungen zeigt die Abb. 15. Es zeigt sich deutlich, dass in sandigen Böden die grössten Verformungen auftraten.

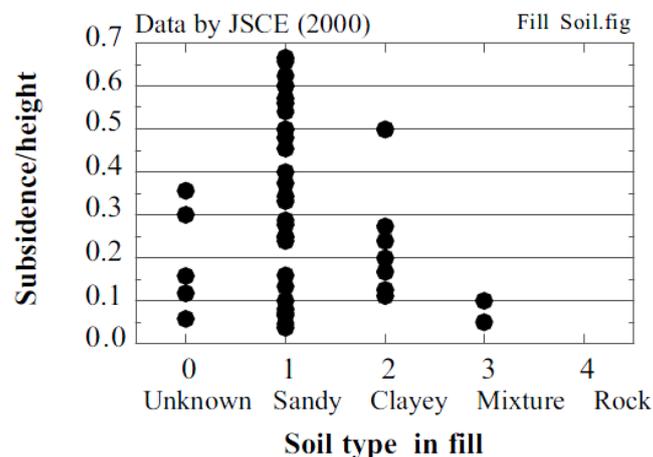


Abb. 15. Verteilung der Böden in den Dämmen/ Anschüttungen die bei einem Erdbeben versagten JSCE, (2000), nach Towhata, (2008).

Weitere wesentliche Beobachtungen, die sich aus der Auswertung von Erdbeben ergeben haben und die für die Übertragung auf Schweizer Verhältnisse von Bedeutung sein können, sind Grenzwerte der Magnituden und Abstände zur Verwerfung. Kiefer (1984) gibt als unteren Grenzwert für das Eintreten eines Hangversagens eine Magnitude von 4 an, wobei er nicht ausdrücklich auf geologische und geotechnische Eigenschaften eingeht. Yasuda (1993) stellt beobachtete Böschungs- und Hangversagen in Abhängigkeit des Abstandes zum Epizentrum bzw. zur aktiven Verwerfung dar (Abb. 16). Die Beobachtungen aus neueren Erdbeben (vgl. 4.3.1) passen gut in dieses Diagramm hinein. Da in der Schweiz die potentiellen aktiven Verwerfungen nicht oder sehr ungenau bekannt sind, sind solche Ansätze begrenzt anwendbar. Sie können vor allem ein Indikator liefern bis zu welcher Distanz vom Epizentrum ein Böschungsversagen je nach Magnitude eines Ereignisses zu erwarten ist.

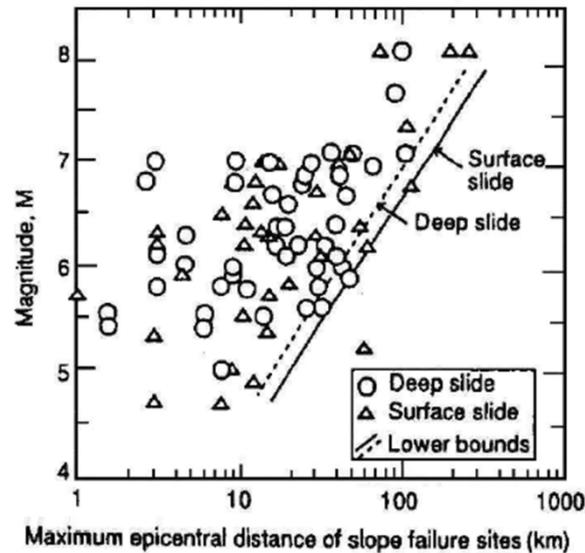


Abb. 16. Maximaler Abstand von Böschungsversagen zum Epizentrum (Yasuda, 1993).

4.3.3 Zusammenfassung

Zusammenfassend ergibt sich, dass in den Berichten der Erkundungsmissionen vor allem das Versagen von natürlichen Böschungen beschrieben wird. Dies mag daran liegen, dass diese Versagensformen spektakulärer sind und ein grösseres Ausmass haben als ein Versagen von Dämmen oder Anschnitten. Auffällig ist, dass bei den natürlichen Böschungen vor allem ein eher oberflächennahes Versagen beobachtet wird. Vertiefte Analysen (e.g. Towhata, 2008) zeigen jedoch für Dämme und Anschnitte, also ingenieurmässig behandelte Strukturen in häufig kleinerem Massstab als natürliche Böschungen, eine Situation der tiefliegenden Gleitfuge (Böschungsbruch).

In Bezug auf die Relevanz der Fragestellung für Schweizer Verhältnisse lässt sich klar feststellen, dass Böschungsversagen bei Erdbeben einer vergleichbaren Magnitude wie sie in der Zone 3 zu erwarten sind auch in einer grösseren Entfernung zum Epizentrum auftreten (und wie beim Erdbeben von 1946 auch aufgetreten sind). Oberflächennahe Rutschungen scheinen bereits bei kleineren Beben aufzutreten als tieferliegende Versagensformen.

Einen interessanten Einblick erlaubt die Tatsache, dass in vielen Beben darüber berichtet wird, dass Hänge und Böschungen während der Nachbeben versagen. Dies lässt darauf schliessen, dass das Hauptbeben ein funktionierendes statisches Kraftgleichgewicht verändert hat und sich durch das erste Beben die mechanischen Eigenschaften der Böden verändern. Aufgrund der stark unterschiedlichen Versagensformen wie auch der Veränderungen der Mechanik der Hänge durch Erdbeben werden im nächsten Kapitel kurz einige bodenmechanische Zusammenhänge aufgezeigt.

4.4 Bodenmechanische Zusammenhänge

Die Verteilung der beobachteten Schäden und der Unterschied zwischen künstlichen und natürlichen Hängen auch im Hinblick auf die Versagensform sind auffällig. Während bei natürlichen Hängen ein oberflächennahes Versagen überwiegt ist dies bei Ingenieurbauwerken wenig der Fall. Ein oberflächennahes Versagen deutet auf ein Versagen der Reibungskraft dominiert vom

Reibungswinkel ohne oder nur mit geringen weiteren haltenden Mechanismen hin. Ein tieferliegendes Versagen stellt sich in Böschungsbruchberechnungen bei Ansatz einer Haftkraft (Kohäsion) ein. Diese Kohäsion lässt sich in einem Scherversuch als Maximalwert der Festigkeit abbilden, die im Unterschied zur Restscherfestigkeit steht, welche mit einer Materialkonstante, dem Reibungswinkel bei konstantem Volumen (φ_{cv}) beschrieben werden kann (Abb. 17). Umso grösser der Unterschied zwischen Maximalwert und Restscherfestigkeit ist, umso grösser ist das Risiko eines plötzlichen Versagens.

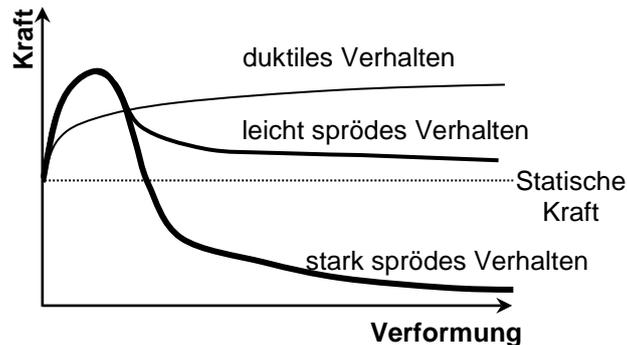


Abb. 17. Allgemeine Spannungs-Dehnungsbeziehungen in Böden nach Towhata (2008).

Die Festigkeit, das heisst der Maximalwert, wird in granularen Böden häufig mit Dilatanz, in feinkörnigen Böden mit Kohäsion beschrieben. Allerdings findet sich in der Literatur auch der Begriff „Verzahnungskohäsion“ anstelle Dilatanz, so dass der Begriff Kohäsion hier als zusammenfassender Begriff aller Haftkräfte zu verstehen ist. Daher ist es für die vertiefte Untersuchung von Dämmen, Böschungen/Einschnitten und Hängen erforderlich, die Dauerhaftigkeit der Annahme dieser Kohäsion bei zyklischen Belastungen zu untersuchen, da insbesondere der Einfluss der Aufsättigung (z.B. Zunahme der beobachteten Schadensfälle nach heftigen Regenereignissen) und damit dass Absinken der scheinbaren Kohäsion durch Saugspannungen spielen bei der Berechnung der Standsicherheit eine besondere Rolle. Die Berichte über Böschungen die bei Nachbeben versagten zeigen, dass die Festigkeit der einzelnen Böschungen, wahrscheinlich durch Deformationen, auf eine Restscherfestigkeit abgesunken ist. Die Dilatanz wurde somit abgebaut. Damit sind dann bei einem weiteren Beben wesentlich kleinere Beschleunigungen aufzunehmen bevor ein Versagenszustand eintritt.

5. Entscheidungskriterien und Berechnungsverfahren

5.1 Bestehenden Methoden zur groben Abschätzung des Risikos

Neben den bereits vorgestellten Abläufen aus den NCHRP Reports und den einschlägigen Normen und Richtlinien (ASTRA, SIA267, Eurocode8) werden in der Literatur viele Verfahren vorgeschlagen um eine Abschätzung des Risikos gegenüber Hangversagen durchzuführen. Die meisten dieser Verfahren beruhen auf einer statistischen Auswertung von beobachtetem Hangversagen bezogen auf Epizentraldistanz und Magnitude eines Erdbebens. Viele dieser Verfahren sind z.B. in Ansal et al.

(2002) zusammengefasst. In den meisten dieser Verfahren werden in der Regel nur topographische Eigenschaften berücksichtigt ohne die geotechnischen Eigenschaften der Böden, wirkende Mechanismen und lokale Effekte zu betrachten. Eines dieser Verfahren welches in Ansal et al. 2002 beschrieben wird, erlaubt mit einem einfachen Ansatz eine erste Entscheidungshilfe zur Abschätzung des Risikos bzw. zu einer Priorisierung einer Massnahme. Dazu wird ein Sicherheitsfaktor bestimmt, der aus einer Verknüpfung vom Reibungswinkel und einer Stabilitätszahl, die unter Berücksichtigung der Hangneigung und der zu erwartenden Beschleunigung ermittelt wird (Abb. 18).

$$FS = \tan\phi * N1$$

Mit ϕ Reibungswinkel

N1 aus der Abb. 18.

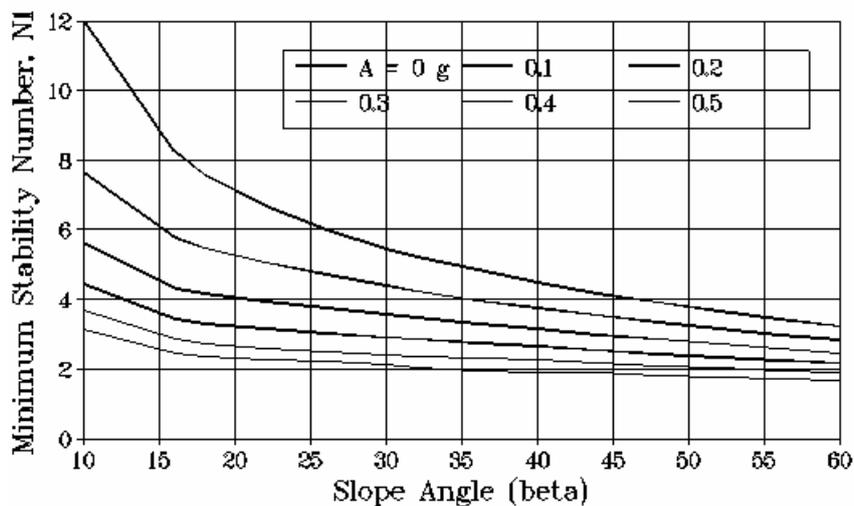


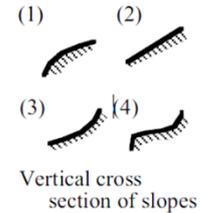
Abb. 18. Bestimmung der Stabilitätszahl N1 in Abhängigkeit der Hangneigung und der Beschleunigung (Siyahi & Ansal, 1999).

Unter Berücksichtigung der in der Schweiz zu erwartenden Beschleunigungen könnten damit ebenfalls einfache Grenzwerte definiert werden. Die Beurteilung der Gefährdung erfolgt nach Ansal dann in drei Stufen: $FS < 1$, hohe Gefährdung; $1 < FS < 1.5$ mittlere Gefährdung; $1.5 < FS$ geringe Gefährdung.

Eine andere Vorgehensweise, die ebenfalls zur Einschätzung des Risikos und zur Priorisierung von Massnahmen dient, wird von der Präfektur Kanagawa verwendet. Diese beurteilt die Stabilität von Böschungen aus einer Addition von verschiedenen Gewichtungsfaktoren. Dabei werden zwar keine geotechnischen Kenngrössen, aber die lokale Geologie berücksichtigt. Die Gewichtungsfaktoren sind in der Tabelle 7 nach Towhata, (2008) zusammengestellt.

Tabelle 7. Gewichtungsfaktoren für Böschungsstabilität (Präfektur Kanagawa, 1986).

Factor	Category	Weight	Factor	Category	Weight
Maximum surface acceleration (Gal), W_1	0–200	0.0	Hardness of rock, W_4	Soil	0.0
	200–300	1.004		Soft rock	0.169
	300–400	2.306		Hard rock	0.191
	>400	2.754	Length of faults (m), W_5	No fault	0.0
Length of a contour line at mean elevation (m), W_2	0–1000	0.0		0–200	0.238
	1000–1500	0.071		>200	0.710
	1500–2000	0.320	Length of artificial slopes (m), W_6	0–100	0.0
>2000	0.696	100–200		0.539	
Difference between highest site and lowest site (m), W_3	0–50	0.0		>200	0.845
	50–100	0.550	Shape of slope, W_7 (see Fig. 15.42)	(1)	0.0
	100–200	0.591		(2)	0.151
	200–300	0.814		(3)	0.184
	>300	1.431		(4)	0.207



$W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7$	2.93		3.53		3.68	
Rank	A	B	C	D		
Number of slope failures within 500 m × 500 m grid	0	1–3	4–8	>9		

Eine Übertragung dieser Prozedur auf Schweizer Verhältnisse bei geringen Beschleunigungen würde nur bei extremen Hängen zu einem Risiko eines Versagens führen. Allerdings sollten die Gewichtungsfaktoren um Faktoren wie die mögliche Masse eines versagenden Körpers und den Wassergehalt einer Böschung (Towhata, 2011) erweitert werden. Da die Gewichtungsfaktoren aus beobachteten Versagen in der Kanagawa Präfektur bestimmt worden sind, sollte eine Übertragung auf andere Gebiete mit besonderer Vorsicht erfolgen.

5.2 Vorschlag zur Ermittlungen von Grenzneigungen an natürlichen Hängen mit zu erwartender oberflächennaher Rutschung – Anwendung des Ersatzkraftverfahrens

Mit der Erkenntnis, dass für natürliche Hänge im wesentlichen oberflächennahe Rutschungen beobachtet wurden lassen sich Grenzneigungen für Böschungen in Abhängigkeit vom Reibungswinkel bestimmen, die eine Abschätzung des dynamischen Risikos erlauben. Dabei müssen 3 Bereiche unterschieden werden: entweder hat eine Böschung eine genügend grosse globale statische Sicherheit, so dass auch die dynamische Sicherheit gegeben ist, oder die rechnerische Sicherheit ist mit dem Ansatz einer dynamischen Ersatzkraft kleiner als 1, so dass bei gegebener statischer Sicherheit ein Verformungsnachweis erfolgen kann. Die dritte Möglichkeit besteht vor allem bei natürlichen Hängen darin, dass eine rechnerische statische Sicherheit nicht mehr gegeben ist. Diese Hänge müssen im Detail genauer analysiert werden.

Für ein kohäsionsloses Material ohne Grundwasser respektive ohne Strömungskräfte an einem unendlich langen Hang kann eine einfache analytische Stabilitätsberechnung durchgeführt werden. Daraus ergibt sich ein minimal erforderliche Reibungswinkel $\phi'_{cv,k}$ in Funktion des Böschungswinkels

und der horizontalen Beschleunigung als Anteil der Erdbeschleunigung (k) der folgendermassen dargestellt werden:

$$FS = \frac{\frac{\tan(\phi'_{cv,k}) \cdot (\cos(\alpha) - k \cdot \sin(\alpha))}{\gamma_{M\phi}}}{\sin(\alpha) - k \cdot \sin(\alpha)} \Rightarrow \tan(\phi'_{cv,k}) = \frac{FS \cdot (\sin(\alpha) - k \cdot \sin(\alpha))}{\frac{1}{\gamma_{M\phi}} \cdot (\cos(\alpha) - k \cdot \sin(\alpha))}$$

$$\phi'_{cv,k} = a \tan \left(\frac{FS \cdot (\sin(\alpha) - k \cdot \sin(\alpha))}{\frac{1}{\gamma_{M\phi}} \cdot (\cos(\alpha) - k \cdot \sin(\alpha))} \right)$$

- $\phi'_{cv,k}$ charakteristischer Winkel der inneren Reibung [°]
- α Böschungsneigung [°]
- k Beiwert der horizontalen Bodenbeschleunigung [-]
- $\gamma_{M\phi}$ Partialfaktor Tangens des Winkels der inneren Reibung
- FS Sicherheitsfaktor [-]

Die Bodenbeschleunigungen für die Bestimmung der Diagramme in den Abb. 19 und Abb. 20 wurden hier mit der SIA (2013) für grössere Gleitkörper mit einer Mächtigkeit von über 10 m und/oder einer Ausdehnung von über 30 m und einer zulässigen Verschiebung von $s_{zul} > 300 \cdot a_{gd}/g \cdot S$ [mm] ermittelt.
Horizontale Kräfte:

$$A_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{g,d} \cdot S}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot G_k, \text{ wobei } k = \gamma_f \cdot \frac{a_{g,d} \cdot S}{g \cdot q_a \cdot q_h}$$

- γ_f = Bedeutungsfaktor nach SIA 261 (2003)
- $a_{g,d}$ = Bemessungswert der Bodenbeschleunigung auf Fels
- S = Amplifikationsfaktor Baugrundklasse, nach SIA 261 (2003)
- g = Erdbeschleunigung
- q_a = Seismischer Verhaltensbeiwert
- q_h = Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers
- G_k = Gewicht des Gleitkörpers

Mit Hilfe der mit diesen Zusammenhängen ermittelten Diagramme (Abb. 19 und Abb. 20) kann nun eine grobe Beurteilung gemacht werden, ob eine Böschung unter Erdbeben gefährdet ist oder nicht. Für Böschungen, deren Schnittpunkt auf der linken, oberen Seite der berechneten Kurven liegen ist die dynamische Sicherheit nach dem Ersatzkraftverfahren für den zu Grunde liegenden Mechanismus gegeben. Für die Bereiche rechts der dicker dargestellten Linien in den Abbildungen muss eine Überprüfung der Verformungen vorgenommen werden. Situationen rechts der dünn dargestellten Linien entsprechen labilen Situationen und erfordern zunächst eine statische Analyse der Hänge, wobei effektiv wirkende Bodenparameter aus der Hangsituation zurückgerechnet werden müssen, da

für diese Fälle bei Ansatz herkömmlicher Bodenkennziffern die statische Sicherheit nicht gegeben sind. Für Böschungen mit kohäsiven Anteilen (Saugspannung, Zementierung) kann hier eine mobilisierte Scherfestigkeit ϕ_{mob} verwendet werden. Es muss allerdings im Anschluss an die Berechnung der Verformungen geprüft werden ob die Ursache der Kohäsion oder die Dilatanz bei den errechneten Werten der Verformung erhalten bleibt.

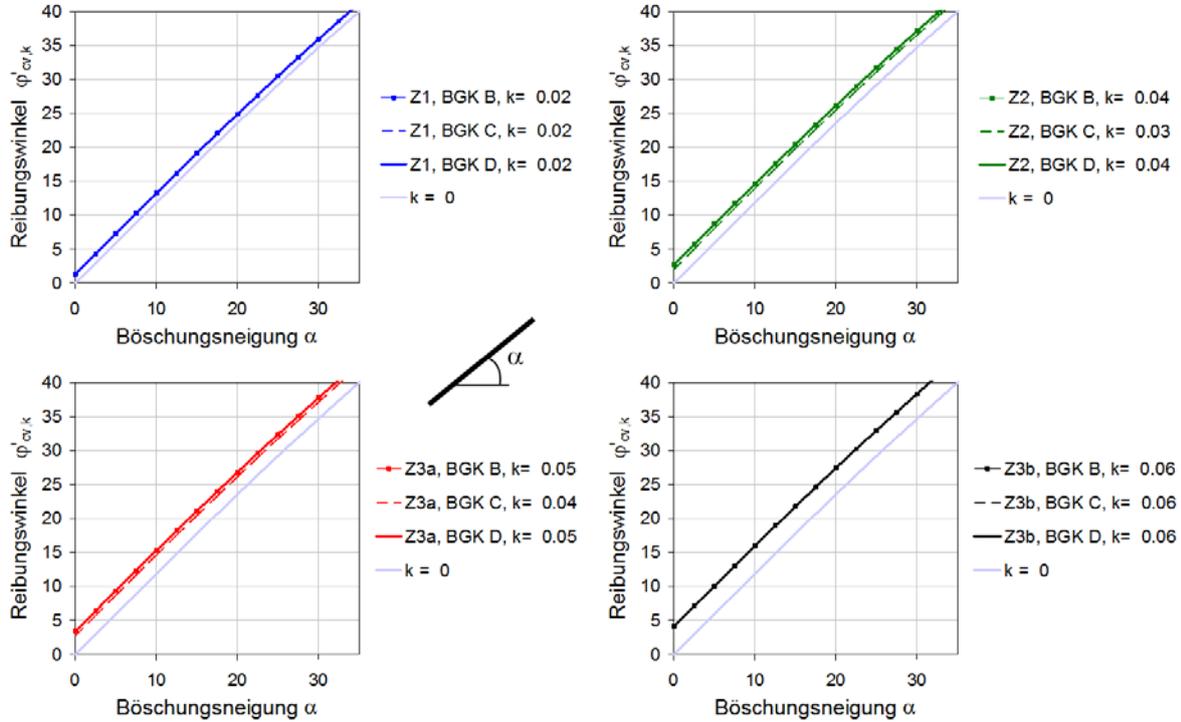


Abb. 19. Grenzneigung von Böschungen für BWK II, $q_a=q_h=2$, $\gamma_{m\phi} = 1.2$ und einen Sicherheitsfaktor $FS = 1$.

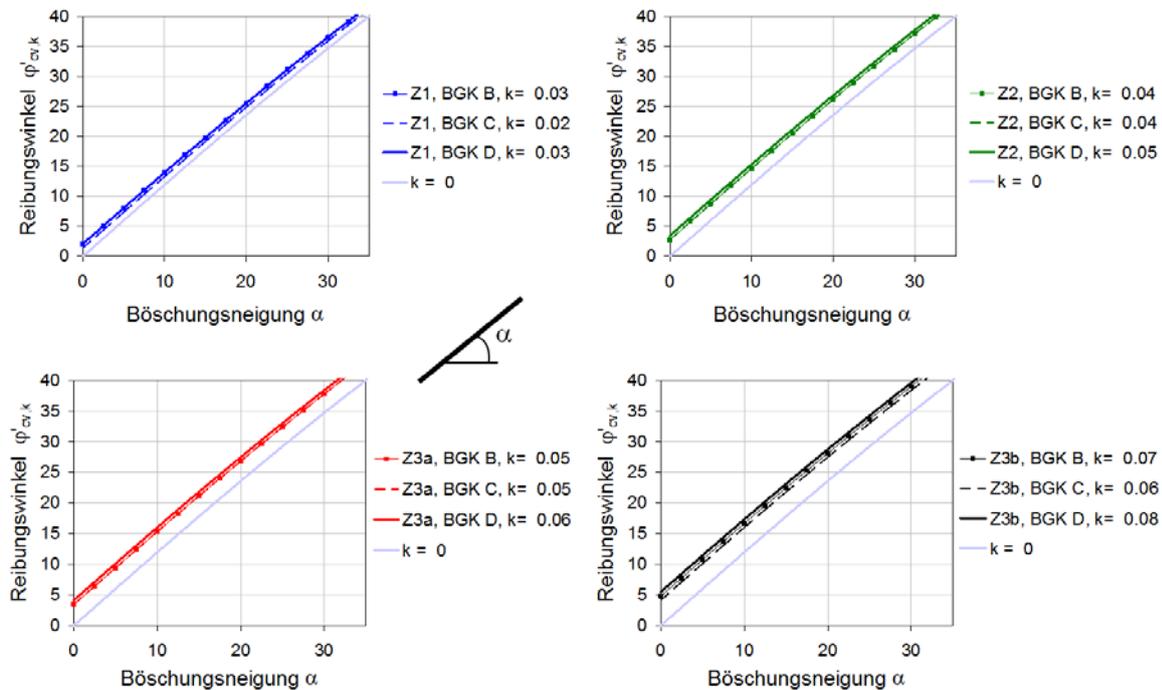


Abb. 20. Grenzneigung von Böschungen für BWK III, $q_a=q_h=2$, $\gamma_{m\phi} = 1.2$ und einen Sicherheitsfaktor $FS = 1$.

Die dargestellte Betrachtungsweise kann mit Verwendung der vorgeschlagenen Gleichungen nach NCHRP zur Abschätzung der Verformungen weitergeführt werden. Hierzu lassen sich in Abhängigkeit der von Böschungsneigungen und Reibungswinkeln Kurven für eine zulässige Verformung aufstellen, so dass auch dann eine schnelle Anwendung ermöglicht wird.

6. Berücksichtigung von Böden unter Ansatz von Reibungskomponenten aus Reibungswinkel und Kohäsion (Studer Engineering)

6.1 Vorbemerkungen

Im Fokus dieses Kapitels steht die Untersuchung des Einfluss der Kohäsion auf die Standsicherheit. Studer Engineering wurde beauftragt, die Standsicherheit einer standardisierten Böschungssituation unter Erdbebeneinfluss eingehender zu untersuchen.

Folgende Schwerpunkte sind zu bearbeiten:

- kurze Betrachtung zum Phänomen der Kohäsion, physikalische Ursachen und Modellierung
- Untersuchung des Einflusses der Kohäsion auf die Veränderung des Bruchmechanismus in einer Böschungssituation statisch und bei Erdbebenanregung
- Analyse der Sensitivität der Kohäsion für in der Schweiz vorherrschende Situationen
- Einfluss unterschiedlicher Berechnungsverfahren

Die wesentliche angewandte Methodik ist die Durchführung einer Parameterstudie. Damit lassen sich die Einflüsse und die Bedeutung einzelner Systemparameter analysieren und deren Sensitivität auf das Systemverhalten bestimmen.

Mittels einer Parameterstudie werden die wichtigsten Systemkennwerte systematisch variiert.

- Böschungsneigung β
- Reibungswinkel ϕ'
- Kohäsion c'
- Böschungshöhe h

Als Berechnungsverfahren werden klassische statische Methoden zur Berechnung der Standsicherheit sowie nichtlinear dynamische Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Böschungsdeformation angewendet. Folgende Verfahren kommen dabei zum Einsatz:

- Statische Berechnung der Standsicherheit von Böschungen mit dem Programm Geo-Studio SLOPE-W (Krahn, 2012)
- Dynamische Berechnung der Gleitverschiebungen mit dem Verfahren nach Newmark (1965)

- Dynamische Berechnung der Böschungen mit dem FE-Programm PLAXIS (Brinkgreve, et al., 2011)

6.2 Phänomen Kohäsion

6.2.1 Definition der Parameter der Scherfestigkeit und Modellierung

Zur Analyse der Scherfestigkeit von Böden gibt es verschiedene Modelle. In der vorliegenden Studie wird auf die gängige Definition nach Mohr-Coulomb eingegangen. Danach ist für den ebenen Fall die Scherfestigkeit im Bruchzustand wie folgt definiert:

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c'$$

Dabei ist τ die aufnehmbare Scherspannung, σ' ist die in der Scherfläche wirkende effektive Normalspannung, φ' ist der effektive Reibungswinkel und c' ist die effektive Kohäsion. Dieser Zusammenhang gilt primär für granulare Medien, bei denen die Scherfestigkeit von der Normalspannung abhängig ist. Die Kohäsion beschreibt in diesem Zusammenhang die aufnehmbare Scherspannung, ohne dass eine effektive Normalspannung auf die Bruchfläche wirkt.

Eine rechnerische Kohäsion kann sich ergeben, wenn bei der Auswertung von bodenmechanischen Laborversuchen eine Gerade tangential an die Mohrschen Spannungskreise im Bruchzustand gelegt wird, siehe Abb. 21. Dieses mathematische Modell geht davon aus, dass der Reibungswinkel φ' und der Achsabschnitt auf der τ Achse, die Kohäsion c' konstant sind, und somit die Bruchlinie eine Gerade darstellt. Ferner ergibt sich aus dieser Art der mathematischen Modellierung eine Zugfestigkeit des Bodens.

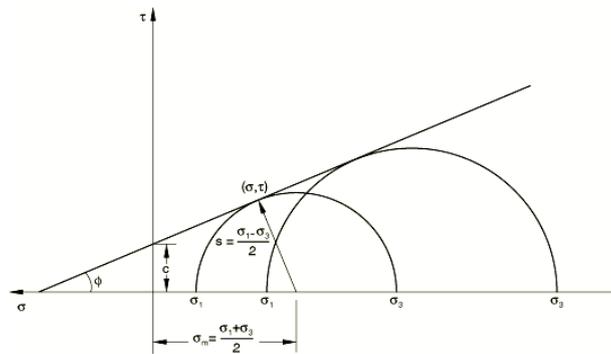


Abb. 21. Bruchgerade nach Mohr-Coulomb mit zwei Mohrschen Spannungskreisen für verschiedene Bruchzustände zweier bodenmechanischer Laborversuche. (nach Lang et al., 2007)

6.2.2 Physikalische Ursachen der Kohäsion

Die physikalischen Ursachen der Kohäsion können vielfältig sein. Prinzipiell ist Kohäsion eine Art Zusammenhalt der Bodenkörner im Korngerüst, im weitesten Sinne eine Art Zementierung. Dieser Zusammenhalt kann durch chemische, physikalische (z.B. van der Waals Kräfte) oder biologische Prozesse erzeugt werden. Ursache dafür sind Verkittung der Bodenkörner durch ein Bindemittel, Bewehrung des Bodens durch beispielsweise Pflanzenwurzeln, Überkonsolidierungsgrad und

Saugspannungen durch Kapillarität oder auch durch Dilatanz die ebenfalls insbesondere von Geologen auch mit Verzahnungskohäsion beschrieben werden.

Beim Kornzusammenhalt durch Saugspannungen spricht man primär von scheinbarer Kohäsion. Dies ist damit zu begründen, dass die effektiven Spannungen zwischen den Bodenkörner häufig nicht bekannt sind, und diese zusätzlichen effektiven Spannungen als Kohäsion betrachtet werden. Im Falle einer Aufsättigung des Bodenmaterials oder auch beim kompletten Austrocknen gehen diese Saugspannungen aber verloren und wirken nur scheinbar unter bestimmten Zuständen des Bodens.

6.2.3 Kohäsion bei Erdbebeneinwirkung

Eine wesentliche Frage ist der Fortbestand der Kohäsion bzw. des Kornzusammenhalts unter Erdbebanregung. Saugspannungen bzw. Wurzelwuchs erzeugen einen Kornzusammenhalt. Bei Erdbebanregung kann aber eine Verkittung abreißen bzw. das Wurzelgeflecht durchbrechen, und der Kornzusammenhalt ist plötzlich an diskreten Stellen der Bodenmatrix aufgebrochen. Die Annahme der Kohäsion in der Erdbebenberechnung ist eine wesentliche Fragestellung und kann in der vorliegenden Studie nicht abschliessend behandelt werden.

In der Literatur finden sich einige Annahmen, wie man die Kohäsionswirkung durch Wurzelwuchs von Pflanzen in der Analyse berücksichtigen kann. Bei kleinen erdbebeninduzierten Deformationen bleibt dieser Zusammenhalt sicherlich erhalten. Sonnenberg et al. (2010, 2012) gibt Werte von Weidenbewuchs in der geotechnischen Zentrifuge an, und ermittelt Werte von $c' = 2$ bis 5 kPa. Mit einem modifizierten Ansatz nach Wu et al (1979) ist es möglich eine zusätzliche rechnerische Kohäsion durch Pflanzenwurzeln zu berücksichtigen. Allerdings spielen pflanzeninduzierte Haftkräfte nur bei oberflächennahen Rutschungen oder bei tiefreichendem Wurzelwerk eine Rolle.

Folgende Berechnung kann zugrunde gelegt werden:

$$\Delta c_r = 1.2 \sigma_t RAR$$

$$\sigma_t = T_0 / A_r$$

$$RAR = A_R / A_G$$

Δc_r	-	zusätzliche Kohäsion aufgrund Wurzelwuchses
σ_t	-	Wurzelauszugswiderstand
T_0	-	mittlere Ausziehungskraft einer Wurzel
A_r	-	mittlere Querschnittsfläche einer Wurzel
RAR	-	Wurzel-Flächen-Verhältnis
A_R	-	Querschnittsfläche aller Wurzeln in der betrachteten Gleitfläche
A_G	-	Grösse der betrachteten Gleitfläche

Über die Wirkung von Saugspannungen gibt es in der Literatur umfangreiche Arbeiten, das sie bei der Mechanik teilgesättigter Böden eine wesentliche Rolle spielen. Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von teilgesättigten Böden sind nur sehr begrenzt vorhanden und nur mit anderen Schwerpunkten dokumentiert (Ng et al., 2013).

6.3 Parameterstudie

6.3.1 Ausgangssituation einer Standardböschung

Beim Verkehrswegebau werden üblicherweise Böschungen mit der Neigung 2:3 ausgeführt. Dies entspricht einem Böschungswinkel von rund 34° . Als Ausgangspunkt für die Parameterstudie wird ein Geländesprung von 10 m Höhe angenommen, der auf einem festen Untergrund lagert. Abb. 22 zeigt die Geometrie der Ausgangssituation.

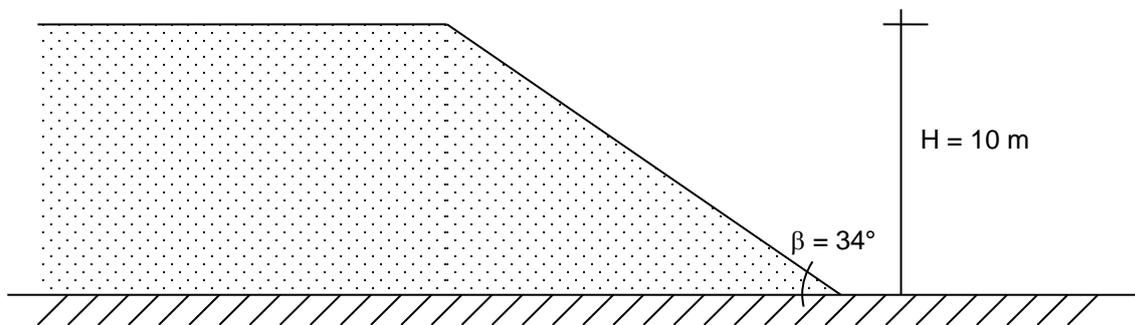


Abb. 22. Geometrie der Ausgangssituation.

Als Ausgangssituation wird ein Reibungswinkel φ' festgelegt, der der Böschungsneigung entspricht und dementsprechend auch 34° beträgt. Ferner wird die Kohäsion anfänglich zu null gesetzt. Von dieser Grundkonfiguration ausgehend werden die relevanten Systemparameter variiert. Das System wird trocken ohne Grundwasserspiegel angenommen und das Raumgewicht γ wird mit 20 kN/m^2 angesetzt. Alle Bodenkennwerte wurden auf charakteristischem Niveau bestimmt und so in die Berechnung eingeführt.

6.3.2 Parametervariation

In einer Parametervariation wurden verschiedene Systemparameter variiert und deren Einfluss auf das Systemverhalten untersucht. Tabelle 8 gibt eine Übersicht über die einzelnen Varianten, die untersucht wurden.

- Böschungsneigung β - konstant in allen Berechnungen 34°
- Reibungswinkel φ' - wird variiert
- Kohäsion c' - wird variiert
- Böschungshöhe h - wird variiert

Tabelle 8. Übersicht der Parametervariation.

Pos.	Reibungswinkel φ' [°]	Quotient $\tan \beta / \tan \varphi' [-]$	Quotient $\tan \varphi' / \tan \beta [-]$	Kohäsion c' [kPa]	Höhe h [m]
1	34	1	1	0	10
2	34	1	1	10	10
3	34	1	1	20	10
4	34	1	1	10	20
5	34	1	1	20	20
6	34	1	1	10	40
7	34	1	1	20	40
8	31.5	1.1	0.91	10	20
9	31.5	1.1	0.91	20	20
10	31.5	1.1	0.91	10	40
11	31.5	1.1	0.91	20	40
12	29.3	1.2	0.83	10	20
13	29.3	1.2	0.83	20	20
14	29.3	1.2	0.83	10	40
15	29.3	1.2	0.83	20	40

6.4 Erdbebenanregung

Als Erdbebenanregung für die Deformationsberechnungen wird exemplarisch ein Zeitverlauf des Erdbebens von L'Aquila, Italien, vom 6. April 2009 mit der Magnitude $M_w = 6.3$ verwendet und aufbereitet. Ähnliche Erdbebenzeitverläufe können bei stärkeren Erdbebenereignissen auch in der Schweiz erwartet werden. In Anbetracht der Starkbebendauer und des Energiegehaltes des Zeitverlaufes wird dieser Zeitverlauf des L'Aquila Erdbebens als repräsentativ für die Schweiz angenommen.

Der gemessene Zeitverlauf wird auf die Spitzenbodenbeschleunigung nach SIA 261 (2003) Erdbebenzone 3a, Bauwerksklasse II Baugrund A (Fels) skaliert. Der angenommene Baugrundfaktor beträgt für Fels $S = 1.0$. Der Bedeutungsbeiwert für die entsprechende Bauwerksklasse II beträgt $\gamma_f = 1.2$.

$$a_{gh} = \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S = 1.2 \cdot 1.3 \text{ m/s}^2 \cdot 1.0 = 1.59 \text{ m/s}^2$$

Ferner wird der Zeitverlauf mittels Wavelet-Analyse (Hancock et al. 2006) so moduliert, dass das elastische Antwortspektrum mit dem Antwortspektrum nach SIA 261 annähernd übereinstimmt.

Tabelle 9 zeigt die wichtigsten Kennwerte des modulierten Zeitverlaufes in Abb. 23. Der Vergleich zwischen Antwortspektrum und Normspektrum nach SIA 261 in Abb. 25 dargestellt.

Tabelle 9. Kennwerte des modulierten Zeitverlaufes des l'Aquila Erdbebens.

Grösse	Wert
Spitzenbodenbeschleunigung $a_{g,h}$	1.56 m/s ²
Starkbebendauer D	8.2 s
Arias-Intensität I_A	0.242 cm/s

Der Husid Plot in Abb. 24 zeigt den über den Zeitverlauf kumuliertem Energiegehalt in Form der normierten Arias-Intensität I_A (Arias 1970). Die Arias-Intensität wiederum ist das Zeitintegral für die Zeitdauer t_d über das Quadrat der Beschleunigung und wird wie folgt berechnet:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} a(t)^2 dt$$

Die Starkbebendauer kann aus dem Husid Plot abgelesen werden, und entspricht der Zeitspanne zwischen 5% und 95% der Arias-Intensität. Die Arias-Intensität und die Starkbebendauer sind 2 wichtige Parameter zur Berechnung der Gleitdeformationen von Böschungen. Diese Parameter haben massgeblichen Einfluss auf das nichtlineare Verhalten der Böschungsdeformationen. Diese beiden Parameter können nicht aus dem Antwortspektrum der Norm SIA 261 entnommen werden, sondern sind basierend auf der Seismizität der Region separat festzulegen.

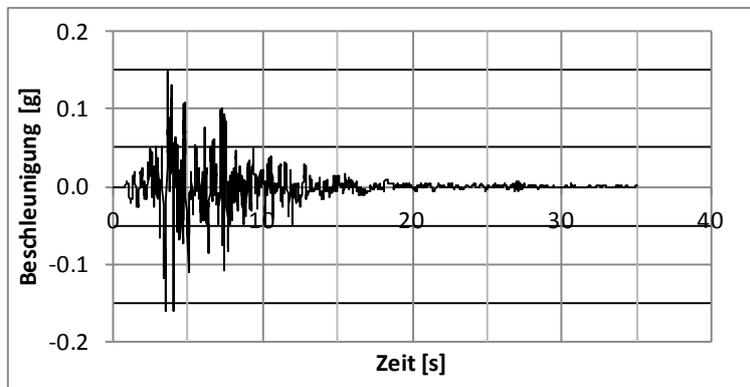


Abb. 23. Modulierter Zeitverlauf des l'Aquila Erdbebens.

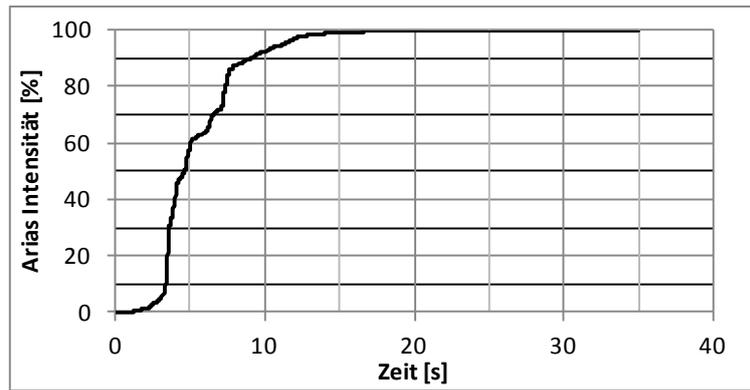


Abb. 24. Husid Plot des modulierten Zeitverlaufs.

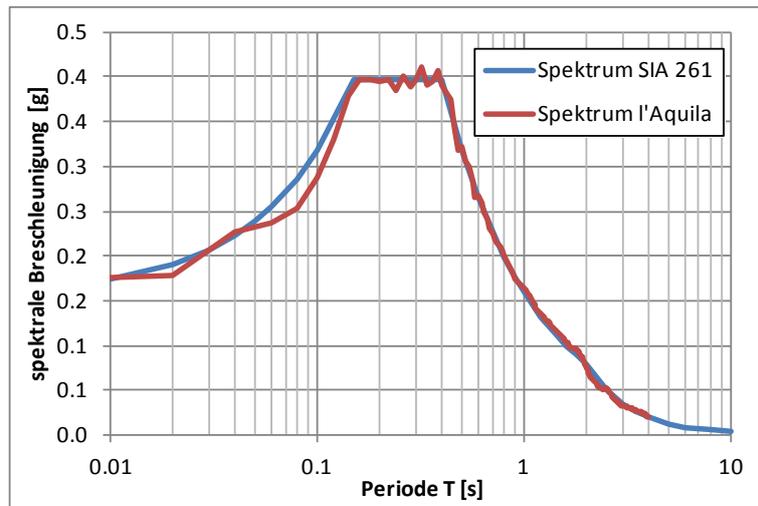


Abb. 25. Elastisches Antwortspektrum des modulierten Zeitverlaufes im Vergleich zum Normspektrum der SIA 261, Erdbebenzone 3a mit $a_g = 1.3 \text{ m/s}^2$, Bauwerkklasse II mit $\gamma_f = 1.2$, Baugrundklasse A mit $S = 1.0$.

Anzumerken sei, dass die Erdbebenanregung als Eingangsparameter in der vorliegenden Studie nicht den Hauptschwerpunkt bildet. Lokale Erdbebenverstärkung, Standorteffekte, Magnitude, Herdtiefe, Herdmechanismus, Distanz und andere Faktoren besitzen aber einen grossen Einfluss auf den Erdbebenzeitverlauf und somit auch auf die zu erwartenden Böschungsdeformationen. Der Schwerpunkt der Studie liegt primär auf der Analyse der Systemantwort der Böschungssituation aufgrund einer definierten Erdbebenanregung im Vergleich der variierten Systemparameter der Böschung. Die Variation der Erbebenanregung wird nur am Rande betrachtet, um Grenzwerte der Böschungsdeformationen abzuschätzen. Vereinfacht wird in der vorliegenden Studie auch nur die horizontale Komponente der Erdbebenanregung angesetzt. Der vorliegende Zeitverlauf repräsentiert die Anregung einer verhältnismässig steifen Böschung mit einer Lockergesteinsschicht von sehr geringer Mächtigkeit, so dass keine Standortverstärkung auftritt. Bei mächtigeren weichen Lockergesteinsschichten ist mit einer starken Standortverstärkung (vgl. Kap. 3.3) zu rechnen. Ferner sind in Hangsituationen auch mit topografischen Effekten der Verstärkung zu rechnen.

6.5 Ersatzstatische Berechnung

6.5.1 Einzelergebnisse

Für die ersatzstatische Berechnung wurde das Programm Geostudio Slope-W verwendet. Für die Stabilitätsuntersuchungen wurde die Methode Morgenstern-Price angewendet. FS stellt hierbei die globale Sicherheit dar. Die verwendeten Materialkennwerte entsprechen charakteristischen Werten die für die globale Berechnung als Designwerte für das angenommen Bodenmaterial verwendet werden. Die Spitzenbodenbeschleunigung der Erdbebenanregung beträgt $a_{gd} = 1.56 \text{ m/s}^2$. Die kritische Beschleunigung k_{crit} ist auf den statischen Bruchmechanismus bezogen. Der Bruchmechanismus ändert teilweise leicht unter Erdbebenanregung. Diese Änderung wird im vorliegenden Fall jedoch vernachlässigt. Die massgebenden Bruchkreise gehen immer durch den Fusspunkt der Böschung. Tabelle 10 zeigt die Übersicht aller Berechnungsergebnisse der statischen konventionellen Standsicherheitsberechnung.

Tabelle 10. Übersicht der Ergebnisse der ersatzstatischen Berechnung.

Pos.	φ' [°]	$\tan \varphi' / \tan \beta$	c' [kPa]	h [m]	Ausbiss statisch [m]	FS_{stat}	k_{crit} [m/s ²]	Ausbiss dynamisch [m]	η_{dyn}
1	34	1	0	10	0	1.00	0.0	0	0.73
2	34	1	10	10	2.6	1.72	3.4	3.3	1.31
3	34	1	20	10	4.0	2.18	5.4	4.0	1.66
4	34	1	10	20	4.6	1.44	2.1	4.6	1.09
5	34	1	20	20	5.9	1.71	3.3	5.9	1.30
6	34	1	10	40	7.9	1.26	1.2	7.2	0.94
7	34	1	20	40	9.3	1.42	2.0	9.3	1.08
8	31.5	0.91	10	20	4.6	1.34	1.6	4.6	1.01
9	31.5	0.91	20	20	6.5	1.60	2.9	6.0	1.22
10	31.5	0.91	10	40	7.9	1.16	0.8	7.9	0.87
11	31.5	0.91	20	40	9.3	1.32	1.6	10.0	1.00
12	29.3	0.83	10	20	4.6	1.25	1.2	4.6	0.95
13	29.3	0.83	20	20	6.5	1.51	2.5	6.5	1.15
14	29.3	0.83	10	40	7.9	1.08	0.4	7.9	0.81
15	29.3	0.83	20	40	10.0	1.23	1.2	10.0	0.93

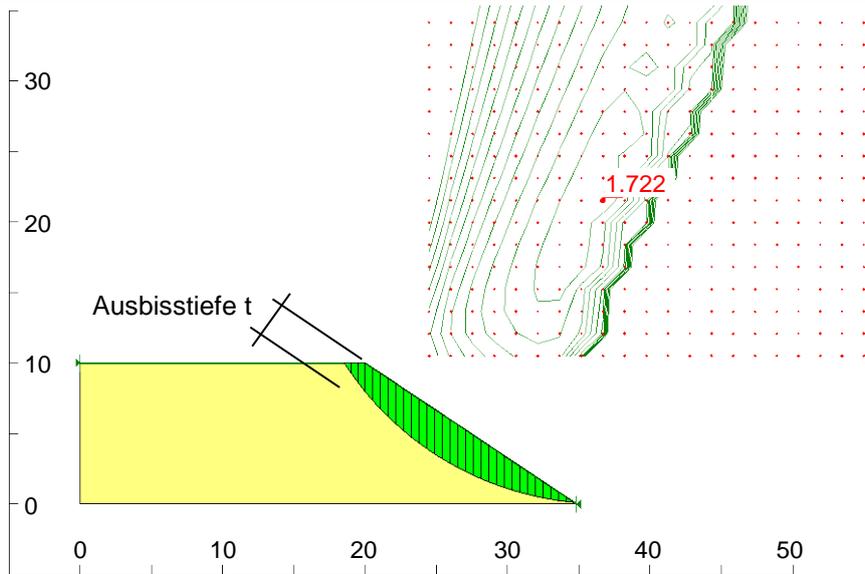


Abb. 26. Statischer Bruchmechanismus der Position 2 aus Tabelle 10 als repräsentatives Beispiel.

Anhand statischer Berechnungen mit SLOPE-W ergibt sich annähernd ein linearer Zusammenhang zwischen der statischen Sicherheit und der kritischen Beschleunigung (Abb. 27a). Ferner liegt das Verhältnis statischer zu dynamischer Sicherheit FS_{dyn} / FS_{stat} relativ konstant im Bereich zwischen 0.7 bis 0.8 für alle untersuchten Fälle (Abb. 27b), woraus sich auch ein konstantes Verhältnis zwischen statischer Sicherheit zur kritischen Beschleunigung ableiten lässt.

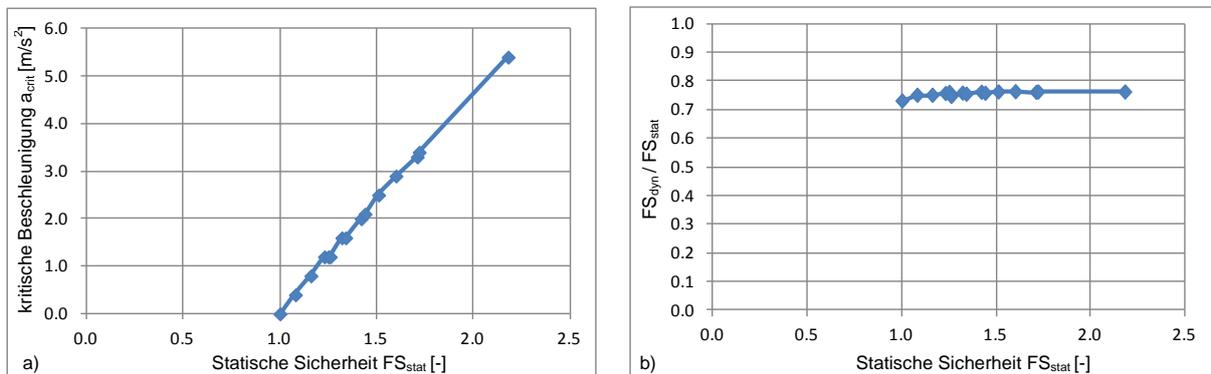


Abb. 27. Beziehungen der statischen Sicherheit für alle Berechnungsfälle: a) Beziehung zwischen kritischer Beschleunigung und statischer Sicherheit, b) Beziehung zwischen dem Verhältnis FS_{dyn} / FS_{stat} und der statischen Sicherheit.

Abb. 28 zeigt den Zusammenhang zwischen Kohäsion und Sicherheit. Es ist deutlich erkennbar, dass mit zunehmender Kohäsion die Sicherheit bei konstantem Reibungswinkel zunimmt, was klar zu erwarten ist. Ferner nimmt aber mit zunehmender Böschungshöhe der Einfluss auf die Sicherheit ab. Abb. 29 zeigt die Abhängigkeit der Ausbisstiefe vom Reibungswinkel und von der Kohäsion bei verschiedenen Böschungswinkeln, wobei mit zunehmender Höhe und zunehmender Kohäsion das beschleunigte Volumen zunimmt.

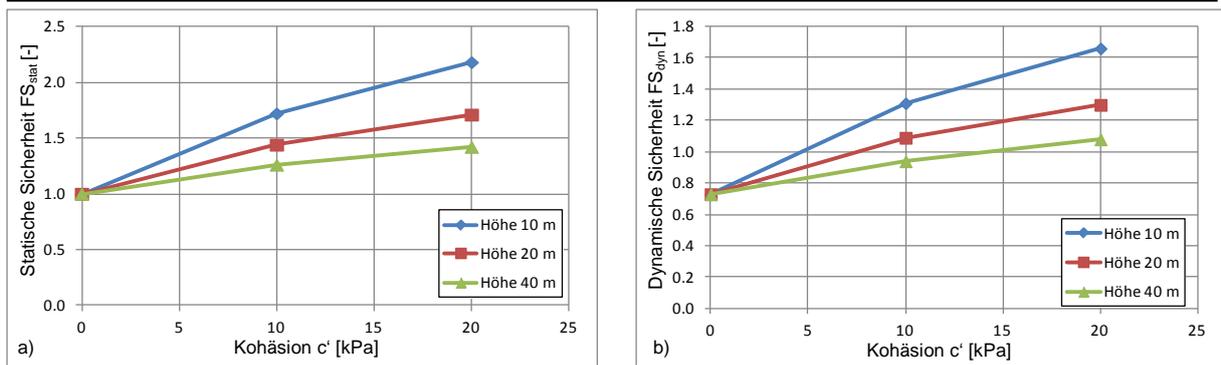


Abb. 28. a) Statische und b) dynamische Sicherheit der Böschung in Abhängigkeit von der Kohäsion und Böschungshöhe bei konstantem Reibungswinkel.

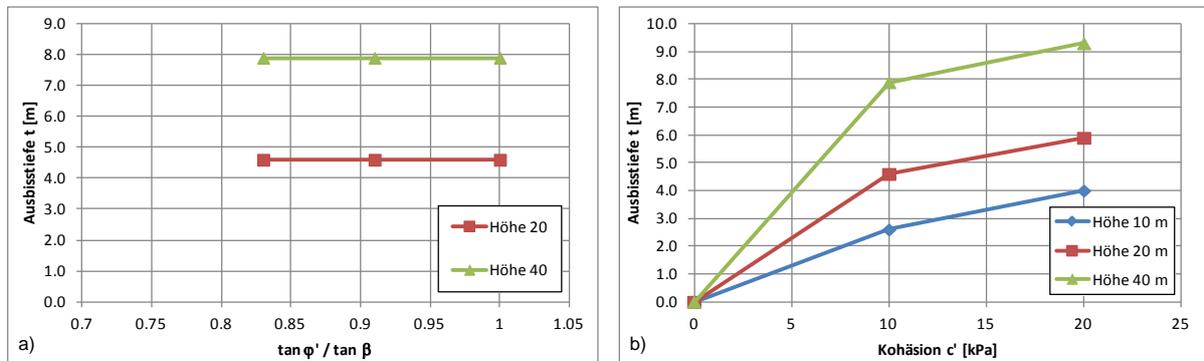


Abb. 29. Abhängigkeit der Ausbisstiefe von der Böschungshöhe sowie a) vom Reibungswinkel bei konstanter Kohäsion $c = 10$ kPa und b) von der Kohäsion bei konstantem Reibungswinkel $\varphi' = 34^\circ$ und Böschungsneigung $\alpha = 34^\circ$.

6.5.2 Zusammenfassung zur ersatzstatischen Berechnung

Anhand der Auswertung der statischen Berechnungen können für verhältnismässig homogene Böschungssituationen folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Es besteht ein linearer Zusammenhang zwischen kritischer Beschleunigung und statischer Sicherheit.
- Das Verhältnis zwischen dynamischer und statischer Sicherheit ist nahezu konstant.
- Mit zunehmender Kohäsion und Böschungshöhe nimmt die Ausbisstiefe zu.
- Die Ausbisstiefe des Bruchkörpers ist unmassgeblich vom Reibungswinkel abhängig.

Aufgrund der Auswertung der ersatzstatischen Berechnung ist der Zusammenhang naheliegend, dass mögliche erdbebeninduzierte Gleitverschiebungen direkt mit der statischen Sicherheit korrelieren. Diese Überlegung wird im folgenden Abschnitt der Berechnung der Gleitschiebungen weiterverfolgt.

6.6 Berechnung der Gleitverschiebungen nach Newmark (1965)

6.6.1 Berechnung der Gleitverschiebungen

Die Berechnung der Gleitverschiebungen der Böschung (D) erfolgte nach der Methode nach Newmark (1965), die für Blockgleiten auf einer ebenen Fläche hergeleitet wurde. Als Erdbebenanregung für die gewählten Böschungsvariationen wurde der Zeitverlauf entsprechen Kapitel 6.4 angesetzt. Die Ergebnisse der Deformationsberechnungen sind in Tabelle 11 dargestellt.

Tabelle 11. Übersicht der Verformungen nach Newmark (1965).

Pos	φ' [°]	$\frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$	c' [kPa]	h [m]	Ausbiss [m]	k_{crit} [m/s ²]	FS_{stat}	FS_{dyn}	$\frac{k_{crit}}{k_{max}}$ x	D [cm]
1	34	1	0	10	0	0.0	1.00	0.73	0.00	493
2	34	1	10	10	2.6	3.4	1.72	1.31	2.18	0
3	34	1	20	10	4.0	5.4	2.18	1.66	3.46	0
4	34	1	10	20	4.6	2.1	1.44	1.09	1.35	0
5	34	1	20	20	5.9	3.3	1.71	1.30	2.12	0
6	34	1	10	40	7.9	1.2	1.26	0.94	0.77	0
7	34	1	20	40	9.3	2.0	1.42	1.08	1.28	0
8	31.5	0.91	10	20	4.6	1.6	1.34	1.01	1.03	0
9	31.5	0.91	20	20	6.5	2.9	1.60	1.22	1.86	0
10	31.5	0.91	10	40	7.9	0.8	1.16	0.87	0.51	1
11	31.5	0.91	20	40	9.3	1.6	1.32	1.00	1.03	0
12	29.3	0.83	10	20	4.6	1.2	1.25	0.95	0.77	0
13	29.3	0.83	20	20	6.5	2.5	1.51	1.15	1.60	0
14	29.3	0.83	10	40	7.9	0.4	1.08	0.81	0.26	4
15	29.3	0.83	20	40	10.0	1.2	1.23	0.93	0.77	0

Für nur drei Fälle (Position 1, 10 und 14) konnten Gleitdeformationen von mehr als 1cm berechnet werden. Von den 15 untersuchten Böschungsvarianten besitzen nur 6 Fälle eine dynamische Standsicherheit von weniger als 1.0. Der Quotient aus kritischer Beschleunigung k_{crit} und maximaler Erdbebenanregung k_{max} nimmt Werte von 0.77 bis 0.26 an. Ausnahme bildet Variante 1 ohne Kohäsion. Die kritische Beschleunigung dort beträgt 0.0 m/s². Das Verhältnis k_{crit}/k_{max} beträgt dann ebenfalls 0.0. Die kritische Beschleunigung ist die horizontale Erdbebenbeschleunigung, bei der die Standsicherheit der Böschung den Wert 1.0 annimmt.

Für die vorliegende Variantenstudie lässt sich sagen, dass erst bei Verhältnissen $k_{\text{crit}}/k_{\text{max}}$ kleiner 0.5 überhaupt berechenbare Gleitdeformationen auftreten. Dies gilt hier speziell für den gewählten Zeitverlauf des L'Aquila-Erdbebens, der für das Antwortspektrum gemäss SIA 261 moduliert wurde und somit eine gewisse Repräsentanz für die Schweiz besitzt. Selbst bei einem Verhältnis $k_{\text{crit}}/k_{\text{max}}$ um 0.3 treten nur wenige Zentimeter Deformationen auf, die im Allgemeinen kaum schadhaft sind. Erst bei Verhältnissen von $k_{\text{crit}}/k_{\text{max}}$ unter 0.25 ist mit relevanten Deformationen zu rechnen. Abb. 30 zeigt den Zusammenhang zwischen Gleitdeformationen und dem Verhältnis $k_{\text{crit}}/k_{\text{max}}$ im logarithmischen Massstab für den modulierten Erdbebenzeitverlauf des L'Aquila-Erdbebens.

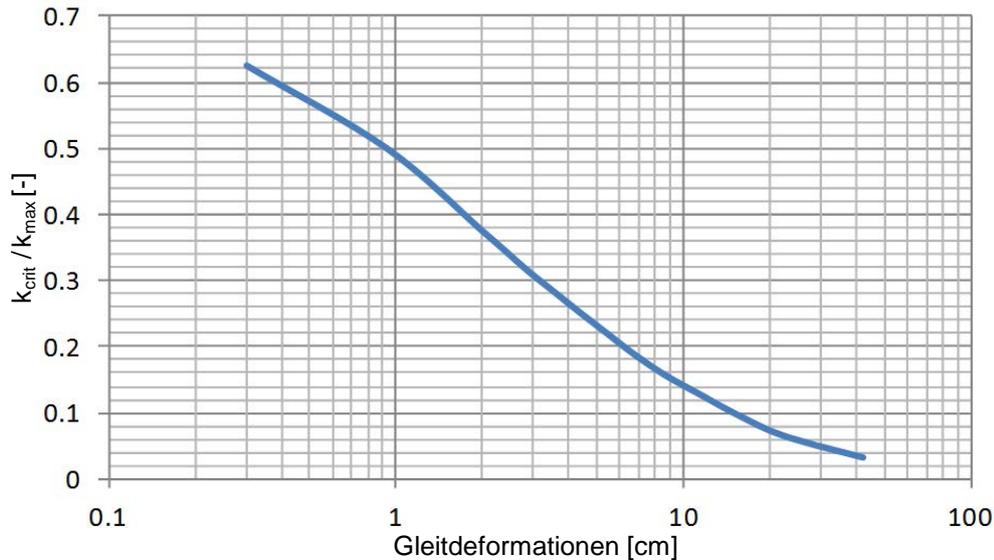


Abb. 30. Gleitdeformationen in Abhängigkeit des Verhältnisses $k_{\text{crit}} / k_{\text{max}}$ für den modulierten Zeitverlauf des L'Aquila-Erdbebens.

Nach Jibson & Jibson (2003) zeigen Untersuchungen, dass die Analyse nach Newmark (1965) relativ gute Ergebnisse liefert, wenn die Bruchkörper eine geringere Mächtigkeit besitzen und verhältnismässig steif sind, so dass der Versagensmechanismus auch dem zu Grunde liegenden Blockgleitversagen entspricht. Abweichungen werden grösser, wenn der Erdstoss mächtiger wird und die Rutschmasse eine geringe Steifigkeit besitzt und sich damit auch Verformungen in der Masse selbst einstellen. Bei ungünstigen Kombinationen von Steifigkeit und Mächtigkeit kann es vorkommen, dass die mit Newmark (1965) berechneten Gleitverschiebungen zu gering sind, und die Analyse nicht konservativ ist.

6.6.2 Vergleichsberechnung

Jibson & Jibson (2003) stellen in einer Java-Applikation eine Datenbank von Zeitverläufen zur Verfügung, mit der man sehr effizient eine breite Analyse von Gleitdeformationen mit dem Newmark-Verfahren durchführen kann. Die Datenbank besteht aus ca. 2100 Zeitverläufen unterschiedlichster weltweiter Erdbeben. Zur Vergleichsberechnung wurde eine Serie von Zeitverläufen ausgewählt. Als Kriterium wurden Erdbeben mit Magnituden M_w von 6.0 bis 6.9 und Zeitverläufe mit einer

Starkbebendauer von 10 s bis 15 s verwendet. Die Spitzenbodenbeschleunigung der Zeitverläufe wurde auf 1.56 m/s^2 skaliert. Es wurden Zeitverläufe der folgenden Erdbeben verwendet: Coalinga 1983 (M 6.4), Friuli 1976 (M 6.5), Imperial Valley 1979 (M 6.5), Kobe 1995 (M 6.9), Loma Prieta 1989 (M 6.9), Mammoth Lake 1980 (M 6.0), Morgan Hill 1984 (M 6.2), Palm Springs 1986 (M 6.0), Nahanni 1985 (M 6.8), Nisqually 2001 (M 6.8), Northridge 1994 (M 6.7), Parkfield 1966 (M 6.1), San Fernando 1971 (M 6.6), Santa Barbara 1987 (M 6.5) Superstition Hill 1987 (M 6.5) und Whittier Narrows 1987 (M 6.0). Insgesamt wurden 456 Zeitverläufe verwendet. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in den folgenden Abb. 31 und Abb. 32 dargestellt.

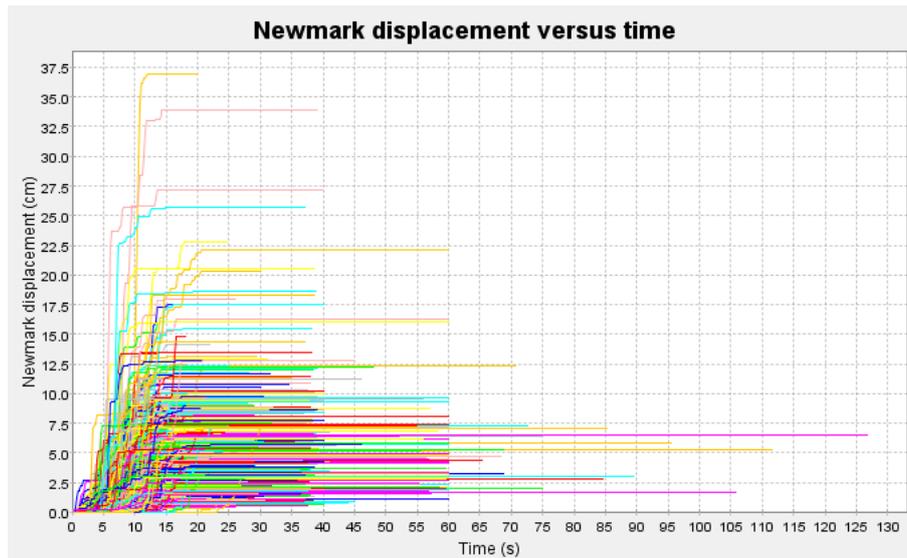


Abb. 31. Gesamte Übersicht der Verschiebungen der Vergleichsberechnung.

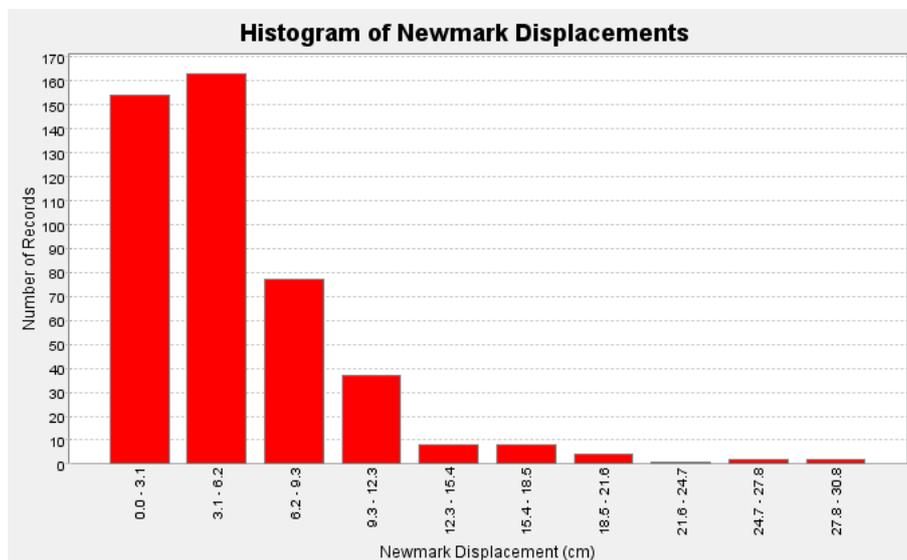


Abb. 32. Statistische Auswertung der Gleitdeformationen und Anzahl Zeitverläufe.

Die statistische Auswertung zeigt eine recht breite Streuung der Ergebnisse. Maximale Deformationen wurden bis zu 37cm ermittelt (siehe Abb. 31). Die überwiegende Mehrzahl der Zeitverläufe verursachen Deformationen bis 6cm (siehe Abb. 32). Der Medianwert der Gleitdeformationen liegt bei

4.2cm, und entspricht damit recht genau der berechneten Verschiebung von ca. 4cm mit dem modulierten Zeitverlauf des L'Aquila-Erdbebens (siehe Kapitel 6.6.1).

Eine genauere Untersuchung zum Energiegehalt bzw. der Arias-Intensität der von Jibson & Jibson (2003) zur Verfügung gestellten Zeitverläufe wurde nicht durchgeführt. Aufgrund der angesetzten Kennwerte, Starkbebendauer des Zeitverlaufes und Magnitude des Erdbebens, kann eine gewisse Repräsentativität für den Raum Schweiz geschlussfolgert werden. Die Festlegung der Kennwerte Starkbebendauer und Arias-Intensität für repräsentative Zeitverläufe für die Schweiz bedürfen weiterer Untersuchungen, und sind aufgrund des nichtlinearen Verhaltens von Böschungen kritisch für die Beurteilung der daraus resultierenden Gleitverschiebungen. Das Festlegen der Spitzenbodenbeschleunigung alleine, wie sie in der Norm SIA 261 vorgegeben wird, ist keine ausreichende Beschreibung der seismischen Gefährdung für die Berechnung von Gleitdeformationen von Böschungen.

6.7 Dynamische Finite-Elemente Analyse

6.7.1 Modellierung

In Ergänzung zur statischen und dynamischen Berechnungen mit konventionellen Analysemethoden wurde eine Vergleichsberechnung mit dem Finite-Elemente-Programm PLAXIS 2D 2011 durchgeführt. Das berechnete Modell entsprach der Situation mit der geringsten Sicherheit entsprechend Tabelle 11 Position 14. Als Ausgangspunkt wurden die Geometrie und die Materialeigenschaften entsprechend der statischen Analysen verwendet. Da PLAXIS nichtlineare Stoffmodelle verwendet, wurden die Steifigkeitseigenschaften für ein moränenartiges Bodenmaterial abgeschätzt.

Für die FE-Analyse wurden drei Stoffmodelle verwendet:

- Mohr-Coulomb (MC)
- Hardening-Soil (HS)
- Hardening-Soil-Small-Strain-Stiffness (HSsmall)

Für die ersten beiden Stoffmodelle MC und HS wurden die Materialsteifigkeiten entsprechend der dynamischen Anregung und des zu erwartenden Scherdehnungsniveaus angesetzt. Das Stoffmodell HSsmall beinhaltet neben der spannungsabhängigen Materialsteifigkeit auch eine dehnungsabhängige Steifigkeit und kann somit implizit statische und dynamische Prozesse modellieren, ohne den Parametersatz zu ändern. Dafür ist das Stoffmodell entsprechend komplexer. Aufgrund der dehnungsabhängigen Steifigkeit des Stoffmodells kann eine Hysterese bei zyklischer Belastung modelliert werden. Alle drei verwendeten Stoffmodelle sind isotrop.

In die Analyse wurde der Felsuntergrund als masselos modelliert. Diese Annahme hat zur Folge, dass keine Erdbebenwellen an den FE-Modellgrenzen reflektiert werden. Der Erdbebenzeitverlauf an der Felsoberfläche entspricht dem Zeitverlauf der Anregung. Der Zeitverlauf wurde in Beschleunigung angegeben. Die Verwendung von "Absorbent Boundary" an den FE-Modellgrenzen soll Wellenreflexionen an den Modellgrenzen verhindern, führte aber zu einer Verzerrung des Erdbebenzeitverlaufes an der Felsoberfläche. Auf die Verwendung von "Absorbent Boundary" wurde

daher verzichtet, da der Ansatz masseloser Felselemente die bessere Modellierung der Erdbebenanregung an der Felsoberfläche bewirkte.

Die Eingabe des Zeitverlaufes als Deformationen am Modellrand führte zu keinen konsistenten Ergebnissen. Der Erdbebenzeitverlauf der Beschleunigungen an der Felsoberfläche entsprach nicht dem Zeitverlauf der Anregung. Die Anregung des Erdbebenzeitverlaufes mit Beschleunigungen führte zu besseren Ergebnissen und kann als Eingabe empfohlen werden.

6.7.2 Berechnungsergebnisse der FE-Analyse

6.7.2.1 Statische Analyse

Als erster Berechnungsschritt wurde eine statische Analyse durchgeführt. Die Standsicherheit einer Böschung kann mittels der Finite-Elemente-Methode anhand der c-phi-Reduktion berechnet werden. Dabei werden die Scherfestigkeitsparameter Kohäsion c' und Reibungswinkel φ' iterativ so lange reduziert, bis numerisch kein Gleichgewicht mehr erzielt werden kann. Der Quotient aus initialer und finaler Scherfestigkeit ergibt dann den Faktor der Standsicherheit.

Abb. 33 zeigt das Ergebnis der c-phi-Reduktion. Dargestellt sind dort die deviatorischen Dehnungen im letzten Berechnungsschritt der c-phi-Reduktion. Bereiche erhöhter deviatorischer Dehnungen zeigen potentielle Bruchmechanismen und Gleitflächen auf. Die Standsicherheit wurde mit einem Sicherheitsfaktor $FS_{\text{stat}} = 1.05$ bestimmt. Die Tiefe des Ausbiss beträgt 10.6 m. Im Vergleich zu statischen Berechnung mit dem Programmsystem GEOSTUDIO ist die statischer Sicherheit annähernd gleich, $FS_{\text{FE}} = 1.05$ im Vergleich zu $FS_{\text{konventionell}} = 1.08$. Der Ausbiss ist hingegen nach der FE-Methode ca. 34 % tiefer, 10.6 m nach FE im Vergleich zu 7.9m konventionell. Es ist nicht offensichtlich, wodurch die Unterschiede der Ausbisstiefe begründet sind. Entsprechend der Ergebnisse aus Kapitel 6.5.1 zeigt sich, dass eine Reduktion der Kohäsion einen eher flacheren Bruchmechanismus ergeben sollte und der Reibungswinkels kaum Einfluss auf die Ausbisstiefe hat.

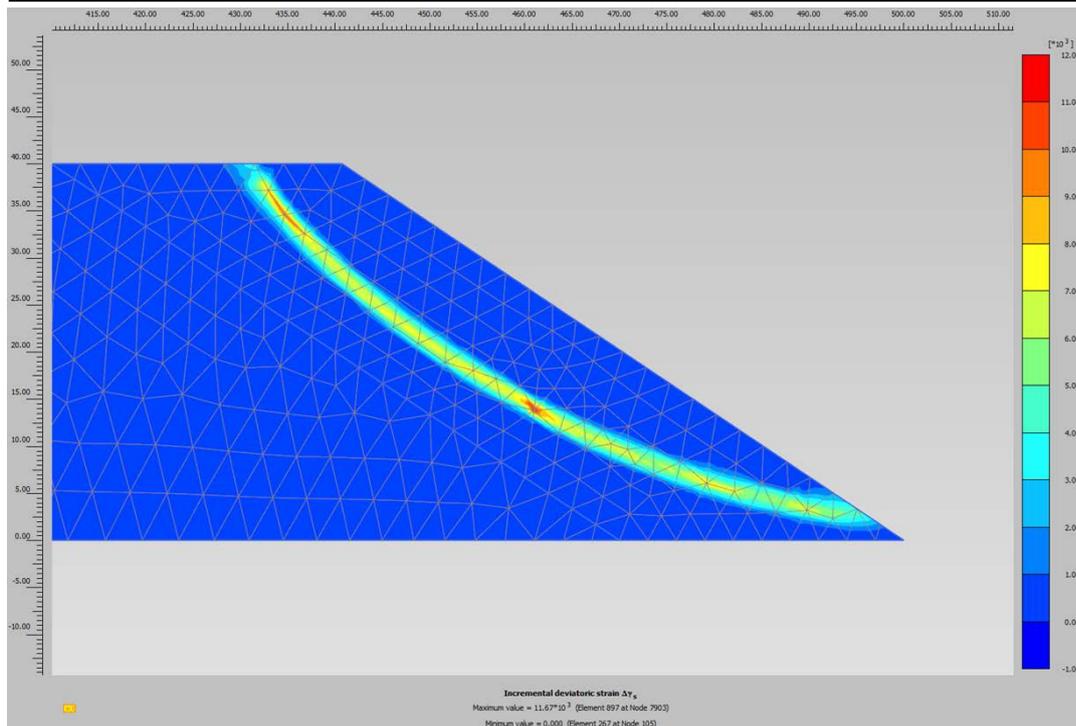


Abb. 33. Statische FE-Analyse, deviatorische Scherdehnungen nach c-phi-Reduktion, Ausbisstiefe 10.6 m, statische Sicherheit $FS_{\text{stat}} = 1.05$.

6.7.2.2 Dynamische Analyse

Wichtiger Bestandteil dieses Abschnitts ist die numerische Berechnung der erdbebeninduzierten Gleitverschiebungen der Böschungssituation mittels der Finiten-Elemente-Methode. Zur dynamischen Berechnung erdbebeninduzierter Deformationen wurde eine Serie von FE-Berechnungen durchgeführt um relevante Systemparameter zu variieren. Eine Übersicht ausgewählter Berechnungsläufe mit unterschiedlichen Modellparametern ist in Tabelle 12 dargestellt.

Tabelle 12 zeigt deutlich, dass erst der Ansatz realistischer Bodenparameter bezüglich Steifigkeit und Dämpfung auch realistische Grössenordnungen der Gleitverschiebung ergeben. Werden E-Module verwendet, wie man sie bei statischen Setzungsberechnungen für erwartete grosse Dehnungen ansetzt, erhält man viel zu grosse Deformationen. Erst beim Ansatz von Steifigkeiten, die den vorherrschenden Wellengeschwindigkeiten im Boden entsprechen, ergeben sich realistische Resultate.

Der Ansatz der Dämpfung ist ebenfalls ein sensibler Faktor. Wird keine Dämpfung angesetzt, werden unrealistisch grosse Deformationen berechnet. Bei Böschungssituationen werden im Allgemeinen immer einige Prozent Dämpfung mobilisiert. Genaue Messungen der Dämpfung in Böschungen sind jedoch kaum vorhanden.

Beim Stoffmodell HSsmall wird eine hysteretische Dämpfung implizit im Stoffmodell erzeugt. In Anbetracht der moderaten Erdbebenanregung bleibt sie jedoch verhältnismässig gering, und es empfiehlt sich, einen kleinen Grundwert der Rayleigh-Dämpfung, der den ersten zwei Grundfrequenzen der modellierten Böschung entspricht, mit anzusetzen.

Die Variation verschiedener numerischer Parameter zeigt die Abhängigkeit der Gleitdeformationen von der Netzfeinheit des FE-Netzes und vom Zeitschritt der numerischen Integration. Gemäss Kuhlemeyer & Lysmer (1973), beträgt die Genauigkeit der Resultate bei einem Verhältnis der Elementgrösse zur Wellenlänge von 1/8 95%. Vertiefte Untersuchungen wurden dazu nicht durchgeführt, aber eine Varianz der Berechnungsergebnisse wurde deutlich festgestellt. Genau Trends konnten nicht identifiziert werden. Bei sinnvollen Annahmen dieser beiden Parameter sollten die Berechnungsergebnisse aber nur geringe Streuungen aufweisen.

Beim Ansatz entsprechender Materialparameter können mit der FE-Berechnung die Ergebnisse der Newmark-Berechnungen bestätigt werden. Abweichungen in den Ergebnissen werden primär durch die Modellierung der Dämpfung und der Steifigkeit hervorgerufen, die einen Einfluss auf die Ergebnisse in der FE-Rechnung haben, bei Newmark aber keine Berücksichtigung finden. Für dünne steife Bodenschichten stimmen die Ergebnisse gut überein. Bei mächtigeren weicheren Bodenschichten ergibt sich eine Amplifikation der Erdbebenanregung durch das Lockergestein, die in der Finiten-Elemente-Analyse implizit berechnet wird, bei der Newmark-Analyse aber keine Berücksichtigung findet, wenn vorab keine Standortanalyse durchgeführt wird.

Tabelle 12. Übersicht ausgewählter dynamischer FE-Berechnungen mit Parametern und Ergebnissen.

Pos.	Modellierung	Steifigkeit [kN/m ²]	Rayleigh-Dämpfung [%]	Ausbisstiefe [m]	Gleitdeformation [cm]
1	MC	E = 20'000	0	8.3	293
2	MC	E = 20'000	5	8.4	41
3	MC mit Netzverfeinerung	E = 20'000	5	9.7	56
4	MC	E = 20'000	8	8.4	21
5	MC kleiner Zeitschritt	E = 20'000	8	9.9	13
6	MC	E = 500'000	5	10.5	6
7	HS	E ₅₀ = 20'000	5	12.7	22
8	HSsmall	E ₅₀ = 20'000 G _{max} = 320'000 γ _{0.7} = 3 · 10 ⁻¹² %	0	8.4	56
9	HSsmall	E ₅₀ = 20'000 G _{max} = 320'000 γ _{0.7} = 3 · 10 ⁻¹² %	5	8.5	6

Abb. 34 zeigt die totalen deviatorischen Dehnungen am Ende der Erdbebenanregung entsprechend der Pos. 6 in Abb. 33. In dieser Abbildung ist eine deutliche Gleitfläche zu erkennen, die den Bruchmechanismus andeutet. Die Abmessungen des Bruchkörpers sind sehr ähnlich dem

Bruchkörper der statischen Analyse. Dies ist ein starkes Indiz dafür, dass der Bruchmechanismus im Erdbebenfall kaum vom Bruchmechanismus in statischen Fall abweicht.

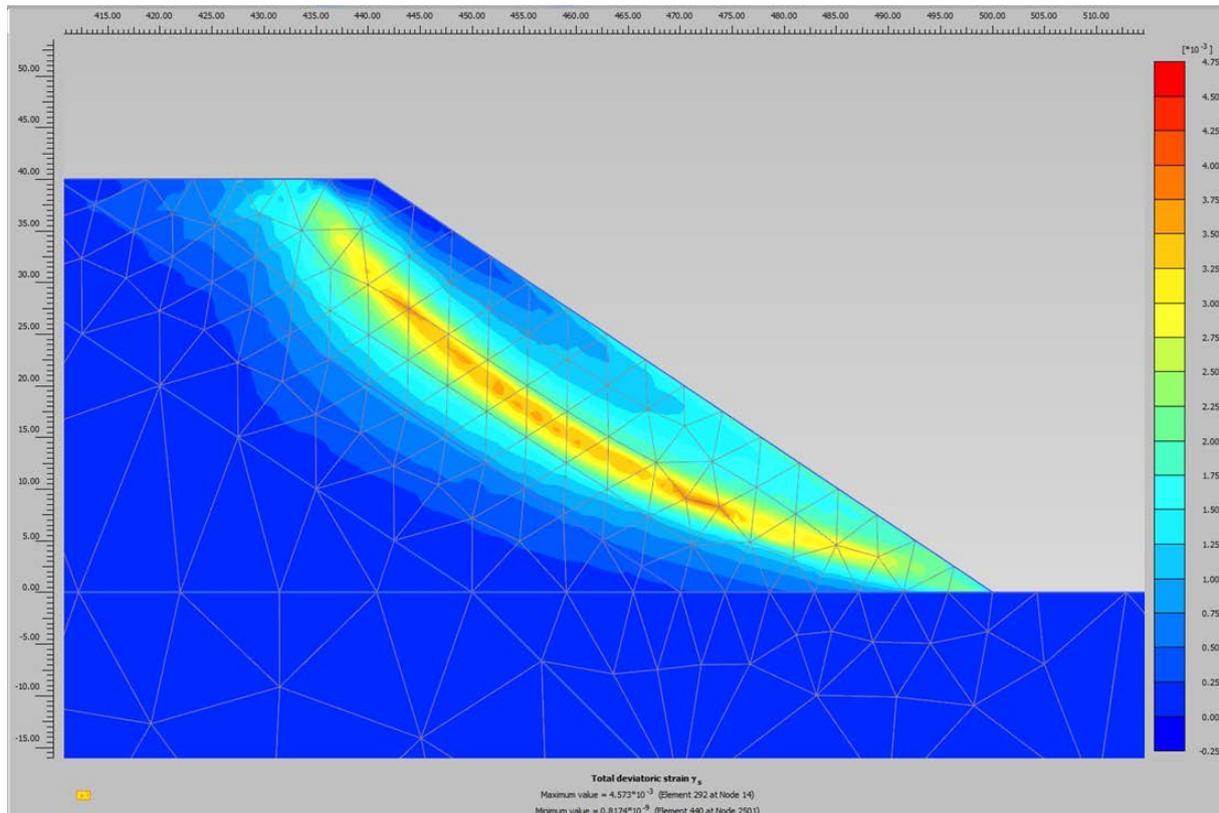


Abb. 34. Totale deviatorische Dehnungen der FE-Berechnung entsprechend Pos. 6 in Tabelle 12 Diskussion der FE-Ergebnisse.

Mit der finiten Elemente Berechnung können erdbebeninduzierte Gleitdeformationen von Böschungen berechnet werden. Die dynamische Berechnung reagiert sensitiv auf die Wahl der Materialkennwerte bezüglich Steifigkeit und Dämpfung, da die Standortverstärkung der Erdbebenanregung durch Lockergesteinsschichten implizit im Berechnungsmodell berücksichtigt bzw. berechnet wird. Bei der Verwendung des Stoffmodelles Hardening Soil Small Strain Stiffness reicht die Modellierung der hysteretischen Dämpfung durch das Stoffgesetz alleine unter Umständen nicht aus. Es empfiehlt sich je nach Situation der Ansatz einer kleinen Rayleigh-Dämpfung. Bei der Verwendung elastischer Stoffmodelle ohne Berücksichtigung dehnungsabhängiger Steifigkeiten ist die Annahme einer repräsentativen Steifigkeit erforderlich. Die gewählte Steifigkeit sollte auf Wellengeschwindigkeiten basieren und den dynamischen Steifigkeiten des Bodens entsprechen.

Bei der numerischen Analyse ist ferner auf die Randbedingungen zu achten, so dass es zu keiner Reflexion der Erdbebenwellen im Modell kommt. Die Annahme masseloser Elemente am Modellrand verhindert die Wellenreflexion und stellt eine gute Modellannahme dar. Der Verwendung von Elementen mit "Absorbent Boundaries" führten zu keinen konsistenten Ergebnissen. Laue et al. (2012) schlagen ein aufwändigeres Verfahren zur Ermittlung der Parameter vor, wobei dieses hier nicht verwendet wurde. Ein möglicher Anhaltspunkt ist die Kontrolle der Erdbebenzeitverläufe im Modell an ausgewählten Knotenpunkten, z.B. auf dem Felshorizont.

Bei der dynamischen FE-Analyse wurde eine Abhängigkeit der berechneten Gleitdeformationen von der Feinheit des FE-Netzes und von der Grösse des Zeitschrittes festgestellt. Diese beiden numerischen Parameter sind sinnvoll zu wählen, und hängen auch von der Steifigkeit des Bodens ab. Das Handbuch von PLAXIS bietet dafür eine gute Hilfestellung.

6.8 Analyse und Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Bezüglich der Analyse und Auswertung der durchgeführten Berechnungen können folgenden Aussagen für Erdbebenverhalten von Böschungen und Hängen zusammengefasst werden.

Der Einfluss der Kohäsion c' auf die dynamische Böschungstabilität wurde in der vorliegenden Studie als Festigkeitsparameter entsprechend des Stoffmodells nach Mohr-Coulomb untersucht. Böschungssysteme mit höherer Kohäsion zeigen einen tieferen Bruchmechanismus. Basierend auf den durchgeführten numerischen Berechnungen konnte kein weiterer Einfluss der Kohäsion auf das dynamische Verhalten festgestellt werden. Gleitdeformationen von Böschungen werden primär von der Scherfestigkeit insgesamt bestimmt. Ob diese sich aus Reibungswiderstand oder Kohäsion zusammensetzt, ist für das Endergebnis sekundär.

Da die Kohäsion sich aus verschiedenen physikalischen Phänomenen ergibt, ist fraglich, ob sie auch bei einem Erdbeben voll wirksam ist bzw. wirksam bleibt. Die Kohäsionswirkung aufgrund von Kapillarität oder Zementierung kann bei einem Erdbeben plötzlich abreißen oder aufbrechen, und es kommt zu einem abrupten Festigkeitsverlust und evtl. zu einem spröden Versagen der Böschung. Um Aussagen über die Entwicklung der Kohäsion bzw. den Fortbestand der Kohäsion bei Erdbebenanregung zu treffen, bedarf es weitergehender Untersuchungen, die mit vorliegender Studie nicht geleistet werden konnten. Bei den durchgeführten Berechnungen wurde sich primär auf die Betrachtung der Kohäsion als numerischer Scherfestigkeitsparameter nach Mohr-Coulomb beschränkt.

Es besteht ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen der statischen Sicherheit und kritischen Beschleunigung (siehe Abb. 27a). Mittels Newmark-Analyse lässt sich der funktionale Zusammenhang zwischen Gleitdeformation und kritischer Beschleunigung bestimmen (siehe Abb. 30). Die Gleitdeformationen hängen in diesem Zusammenhang auch von der seismischen Gefährdung und entsprechend repräsentativen Zeitverläufen ab. Allgemein lässt sich aber ein funktionaler Zusammenhang zwischen statischer Standsicherheit einer einfachen Böschungssituation und resultierende Gleitdeformationen bei einem Erdbeben ermitteln.

Um repräsentative Bemessungsdiagramme zur Bestimmung der Gleitverschiebung von Böschungen aufgrund der statischen Sicherheit zu erstellen, braucht es noch weitere Untersuchungen bezüglich Verstärkung des Erdbebens in der Böschung und damit zur Definition repräsentativer Zeitverläufe für bestimmte Gefährdungsniveaus. Für vereinfachte Böschungszustände sollten sich solche Bemessungsdiagramme mit verhältnismässig geringem Aufwand erstellen lassen. Mittels der Finiten-Elemente-Analyse können Gleitdeformationen repräsentativ berechnet werden. Für steife flache

Bodenschichten stimmen die Ergebnisse der FE-Analyse mit den Berechnungen nach Newmark (1965) gut überein. Die Newmark-Analysen können für solche Fälle bestätigt werden.

7. Vergleich zwischen der von dem NCHRP 611 empfohlenen Regressionskurve und der Methode von Newmark für Böschungen ohne Kohäsion

7.1 Grundlagen

Im Rahmen dieses Berichtes werden die Berechnungsansätze die auf einer Berechnung mit dem Verfahren nach Newmark aufbauen mit dem Ansatz des NCHRP 611 zur Abschätzung der Verformungen verglichen und diskutiert. Hierzu stand ein Datensatz mit 1114 Erdbeben besteht aus 224 Datensätzen der italienischen Datenbank ITACA (www.itaca.mi.ingv.it) und 810 Datensätzen des japanischen seismischen Netzwerks KikNet (www.kyoshin.bosai.go.jp) zur Verfügung die vom SED als repräsentativ für Schweizer Verhältnisse nach folgenden Kriterien ausgewählt wurden (mail von B. Duvernay vom 10.2.2012) sowie einer Sammlung von 80 Erdbebenverläufen europäischer Erdbeben der EPFL:

Mw 4.8-5.6 in einer Distanz bis zu 50km Entfernung zum Epizentrum oder

Mw 5.6-7.0 in einer Distanz bis zu 50km Entfernung zum Epizentrum

Die Abb. 35 und Abb. 36 zeigen die Häufigkeitsverteilung der Momentenmagnituden sowie die Verteilung der Epizentralabstände der Messstation zum Epizentrum.

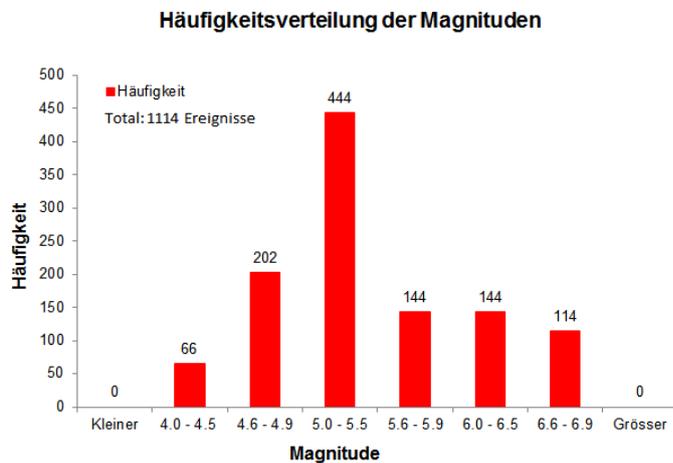


Abb. 35. Häufigkeitsverteilung der Magnituden für die verwendeten Ereignisse

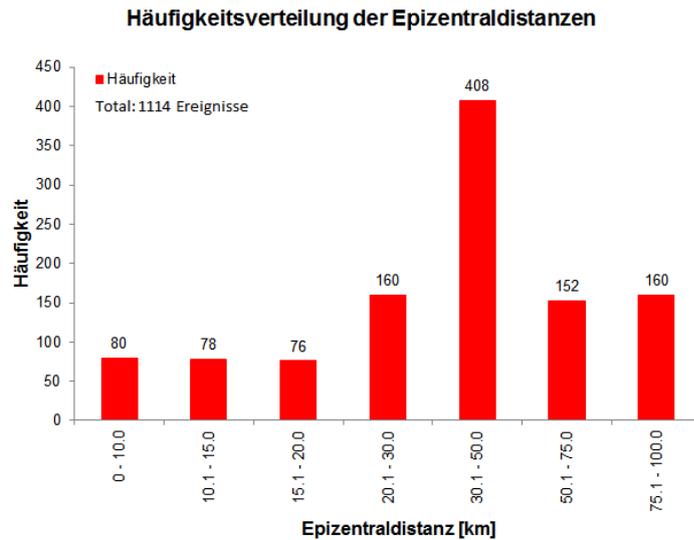


Abb. 36. Häufigkeitsverteilung der Epizentraldistanzen für die verwendeten Ereignisse.

7.2 Newmark Analyse

Mit den zur Verfügung stehenden Datensätzen wurde eine Newmark Analyse durchgeführt. Hierzu wurden alle vorhandenen Erdbebensignale ohne eine weitere Skalierung der maximalen Bodenbeschleunigung unter Verwendung der positiven und negativen Beschleunigungsdiagramme verwendet. Eine Berechnung der Verformungen mit der Methoden nach Newmark erfolgte für kritische Beschleunigungen k_{crit} zwischen 0.01g bis 0.50g in Inkrementen von 0.01g um systematisch für diese Ereignisse abschätzen zu können mit welchen Verschiebungen für realistisch in der Schweiz auftretenden Ereignissen zu rechnen wäre. Die Genauigkeit dieser Berechnung liegt bei 0.1cm, so dass die Auflösung der Ergebnisse im Bereich kleiner Verformungen nicht sehr gross ist. Eine Zusammenstellung der Ergebnisse aller dieser Berechnungen findet sich in der Abb. 37.

Verschiebungen für die positiven Beschleunigungen

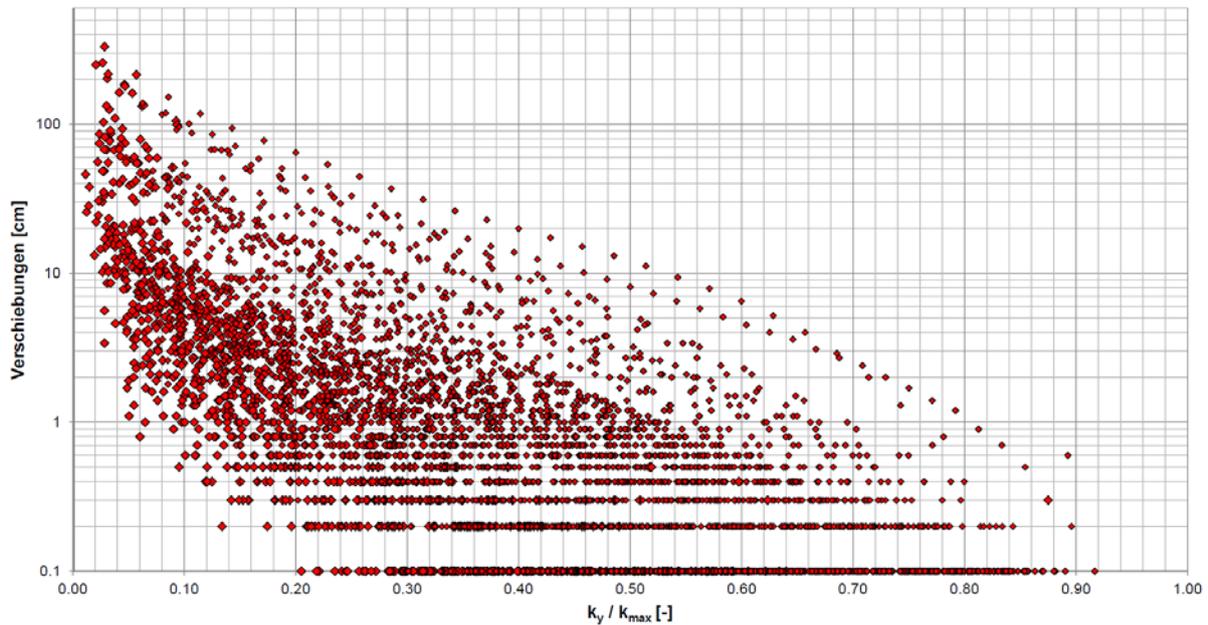


Abb. 37. Alle Ergebnisse der erweiterten Newmark Analyse für die positiven Beschleunigungen ($k_{crit} = 0.01g - 0.50g$).

Es zeigt sich, dass nur in einigen wenigen Fällen Verformungen mit mehr als 1m einstellen. Um dieses näher zu analysieren werden in den nachfolgenden Unterpunkten einzelne Bereiche der verwendeten kritischen Beschleunigungen herausgezogen um den Einfluss besser sichtbar zu machen.

7.3 Ergebnisse der Berechnungen

Eine detailliertere Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse findet sich in der Tabelle 13. Sie zeigt die Anzahl der Erdbeben aus dem Katalog, die eine definierte Verformung überschreiten sowie die maximale und die mittlere berechnete Verformung. Dabei ergibt sich aus den durchgeführten Berechnungen dass sich sehr grosse Verformungen von mehr als einem Meter nur bei kleinen kritischen Beschleunigungen ($k_{crit} = \max. 0.05g$) einstellen. Bereits ab einer kritischen Beschleunigung von $0.07g$ liegen die berechneten Deformationen von mehr als 90% aller Zeitverläufe unter einem Wert von 1 cm. Ab einer Beschleunigung von $0.22g$ werden nur noch von weniger als einem Promille aller Datensätze Verformungen von mehr als einem Zentimeter berechnet.

Tabelle 13. Statistische Darstellung der Verschiebungen von der Newmark Analyse.

t_i [g]	Beschleunigungen	Verschiebungen kleiner als 1cm	Verschiebungen zwischen 1cm und 600cm	Verschiebungen zwischen 10cm und 600cm	Verschiebungen zwischen 100cm und 600cm	Maximale Verschiebung [cm]	Mittelwert der Verschiebung [cm]
0.01	Positive	769	345	112	11	330.70	5.47
	Negative	767	347	111	12	293.40	5.35
0.02	Positive	866	248	62	6	215.10	3.11
	Negative	872	242	63	4	198.20	3.09
0.03	Positive	926	188	51	3	152.50	2.09
	Negative	931	183	50	4	149.60	2.09
0.04	Positive	961	153	47	2	119.00	1.51
	Negative	962	152	42	1	117.80	1.51
0.05	Positive	991	123	31	1	101.00	1.13
	Negative	994	120	37	0	95.80	1.12
0.06	Positive	1015	99	28	0	85.60	0.87
	Negative	1007	107	29	0	79.60	0.84
0.07	Positive	1026	88	18	0	71.40	0.68
	Negative	1029	85	23	0	66.70	0.65
0.08	Positive	1038	76	15	0	58.50	0.54
	Negative	1040	74	15	0	56.10	0.50
0.09	Positive	1046	68	11	0	50.50	0.43
	Negative	1049	65	8	0	47.00	0.40
0.10	Positive	1054	60	9	0	43.90	0.35
	Negative	1055	59	7	0	39.20	0.32
0.11	Positive	1058	56	8	0	38.20	0.28
	Negative	1064	50	5	0	32.40	0.26
0.12	Positive	1061	53	4	0	33.00	0.23
	Negative	1067	47	5	0	26.50	0.21
0.13	Positive	1069	45	4	0	28.40	0.19
	Negative	1071	43	3	0	21.30	0.17
0.14	Positive	1073	41	4	0	24.50	0.16
	Negative	1075	39	2	0	16.70	0.14
0.15	Positive	1082	32	2	0	21.50	0.13
	Negative	1080	34	2	0	14.80	0.12
0.16	Positive	1087	27	2	0	19.00	0.11
	Negative	1083	31	1	0	13.20	0.09
0.17	Positive	1091	23	2	0	17.00	0.09
	Negative	1090	24	1	0	11.80	0.08
0.18	Positive	1097	17	2	0	15.20	0.07
	Negative	1092	22	1	0	10.40	0.06
0.19	Positive	1098	16	1	0	13.80	0.06
	Negative	1097	17	0	0	9.20	0.05
0.20	Positive	1099	15	1	0	12.40	0.05
	Negative	1098	16	0	0	8.00	0.04
0.21	Positive	1101	13	1	0	11.20	0.05
	Negative	1101	13	0	0	7.00	0.04
0.22	Positive	1103	11	1	0	10.10	0.04
	Negative	1104	10	0	0	6.00	0.03
0.23	Positive	1104	10	0	0	9.10	0.03
	Negative	1104	10	0	0	5.20	0.03
0.24	Positive	1105	9	0	0	8.10	0.03
	Negative	1107	7	0	0	4.60	0.02
0.25	Positive	1106	8	0	0	7.30	0.02
	Negative	1108	6	0	0	4.00	0.02
0.26	Positive	1108	6	0	0	6.50	0.02
	Negative	1108	6	0	0	3.50	0.02
0.27	Positive	1110	4	0	0	5.80	0.02
	Negative	1108	6	0	0	3.10	0.01
0.28	Positive	1110	4	0	0	5.10	0.01
	Negative	1110	4	0	0	2.70	0.01
0.29	Positive	1110	4	0	0	4.50	0.01
	Negative	1111	3	0	0	2.30	0.01
0.30	Positive	1110	4	0	0	4.00	0.01
	Negative	1111	3	0	0	2.00	0.01
0.31	Positive	1110	4	0	0	3.60	0.01
	Negative	1111	3	0	0	1.70	0.01
0.32	Positive	1110	4	0	0	3.60	0.01
	Negative	1111	3	0	0	1.70	0.01
0.33	Positive	1112	2	0	0	2.70	0.01
	Negative	1112	2	0	0	1.20	0.00
0.34	Positive	1112	2	0	0	2.40	0.01
	Negative	1112	2	0	0	1.10	0.00
0.35	Positive	1112	2	0	0	2.00	0.01
	Negative	1113	1	0	0	1.00	0.00
0.36	Positive	1112	2	0	0	1.70	0.00
	Negative	1113	1	0	0	1.00	0.00
0.37	Positive	1112	2	0	0	1.40	0.00
	Negative	1114	0	0	0	0.90	0.00
0.38	Positive	1112	2	0	0	1.20	0.00
	Negative	1114	0	0	0	0.90	0.00

Für die maximalen Verformungen zeigt sich, dass bereits für kritische Beschleunigungen grösser als 0.2g keine Verformungen von mehr als 10cm und für kritische Beschleunigungen grösser als 0.35g keine Verformungen grösser als 2 cm ergeben. Eine Zusammenfassung der oben dargestellten Resultate und der Grenzwerte der kritischen Beschleunigungen ist in der Abb. 38 ersichtlich.

30% der Verschiebungen > 1cm	97% der Verschiebungen < 10cm	90% der Verschiebungen < 1cm	99% der Verschiebungen < 1cm
$k_{crit} = 0.01g$	$k_{crit} = 0.05g$	$k_{crit} = 0.07g$	$k_{crit} = 0.22g$

Abb. 38. Grenzwerte für die kritischen Beschleunigungen.

7.4 Anwendbarkeit der NCHRP611 Regressionskurven

Die Anwendbarkeit der schon existierenden Regressionskurven aus Bericht NCHRP611 (Anderson et al., 2008) wird nachfolgend untersucht. Die folgende Gleichung, die auf dem Datensatz – All Data Excet CEUS Rock basiert und ein Vertrauensniveau von 85% (Mittelwert plus eine Standardabweichung) darstellt, wird verwendet:

$$d := 2 \cdot 2.54 \times 10 \left(-1.51 - 0.74 \log \left(\frac{k_y}{k_{max}} \right) + 3.27 \log \left(1 - \frac{k_y}{k_{max}} \right) - 0.80 \log(k_{max}) + 1.59 \log(PGV) \right)$$

Der Faktor 2 am Beginn dieser Formel weist auf das 84% Vertrauensniveau hin. Um das Vertrauensniveau auf 50% einzustellen, muss gemäss NCHRP 611 den Faktor 2 in die Gleichung nicht einbezogen werden. Weil diese Gleichung einen Wert der Verschiebung in Inches liefert, wird der Faktor 2.54 für eine Umwandlung in metrischen Einheiten (cm) hinzugefügt.

Um die Gleichung richtig einzusetzen, müssen gewisse Annahmen bezüglich der maximalen Bodenbeschleunigung k_{max} und maximalen Bodengeschwindigkeit PGV getroffen werden. k_{max} wird als die maximale positive oder negative Beschleunigung des verwendeten Zeitverlaufs angenommen. Weil die maximale Bodenbeschleunigung von der Baugrundklasse abhängig ist, wird mit dieser Annahme auch der Einfluss der Bodenkategorie in den Berechnungen berücksichtigt. Ähnlich dem Verfahren nach NCHRP611, wird die maximale Bodengeschwindigkeit als $PGV=30 \cdot PGA$ eingesetzt. Diese Annahme vereinfacht in weiteren Betrachtungen den Einfluss der Baugrundklasse, die schon mit dem Wert der maximalen Beschleunigung berücksichtigt wird.

Für eine deutlichere Darstellung der Daten, werden die Berechnungsergebnisse für unterschiedliche Bereiche der kritischen Beschleunigung mit den dementsprechenden Regressionskurven verglichen. Im Hinblick auf die Sensitivität der nach NCHRP611 berechneten Kurven im Vergleich mit den Berechnungsergebnissen kann man feststellen dass der Unterschied zwischen den den entsprechenden Kurven mit der Erhöhung der Beschleunigung k_{crit} abnimmt. Für den Bereich sehr kleiner kritischer Beschleunigungen ist ein grosser Unterschied zwischen den Kurven für $k_{crit} = 0.01g$

und $k_{crit} = 0.05g$ zu erkennen. Der Unterschied der Kurven von $k_{crit} = 0.21$ und $k_{crit} = 0.25$ ist hingegen minim. (Abb. 39 - Abb. 40).

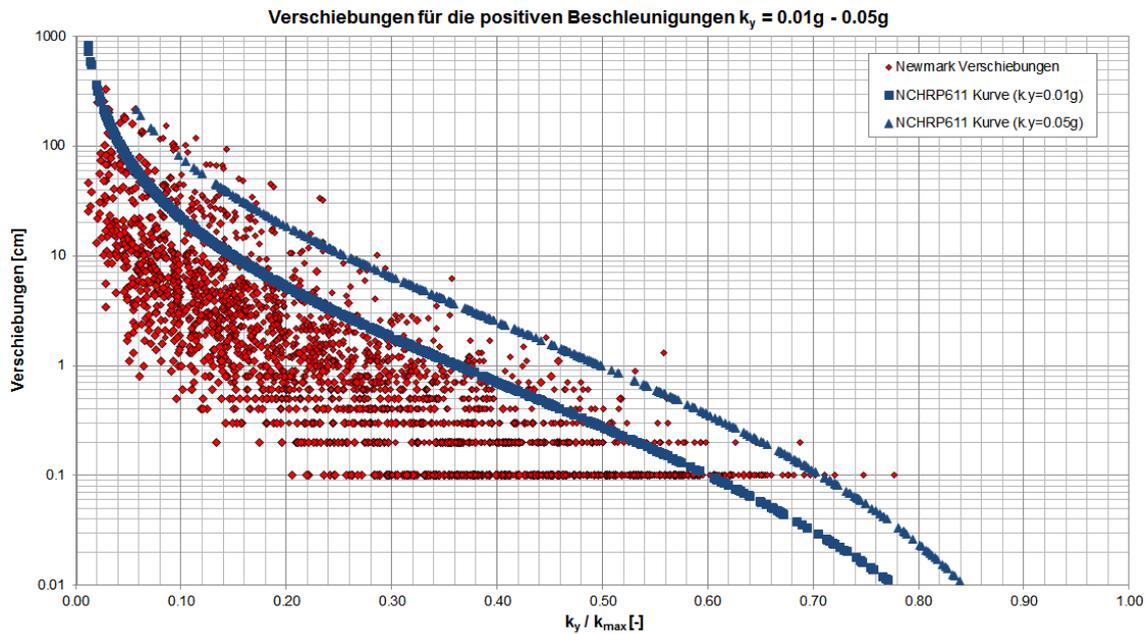


Abb. 39. Die Verschiebungen nach Newmark und die NCHRP611 Kurven für den Bereich der kritischen Beschleunigungen $k_{crit} = 0.01g - 0.05g$.

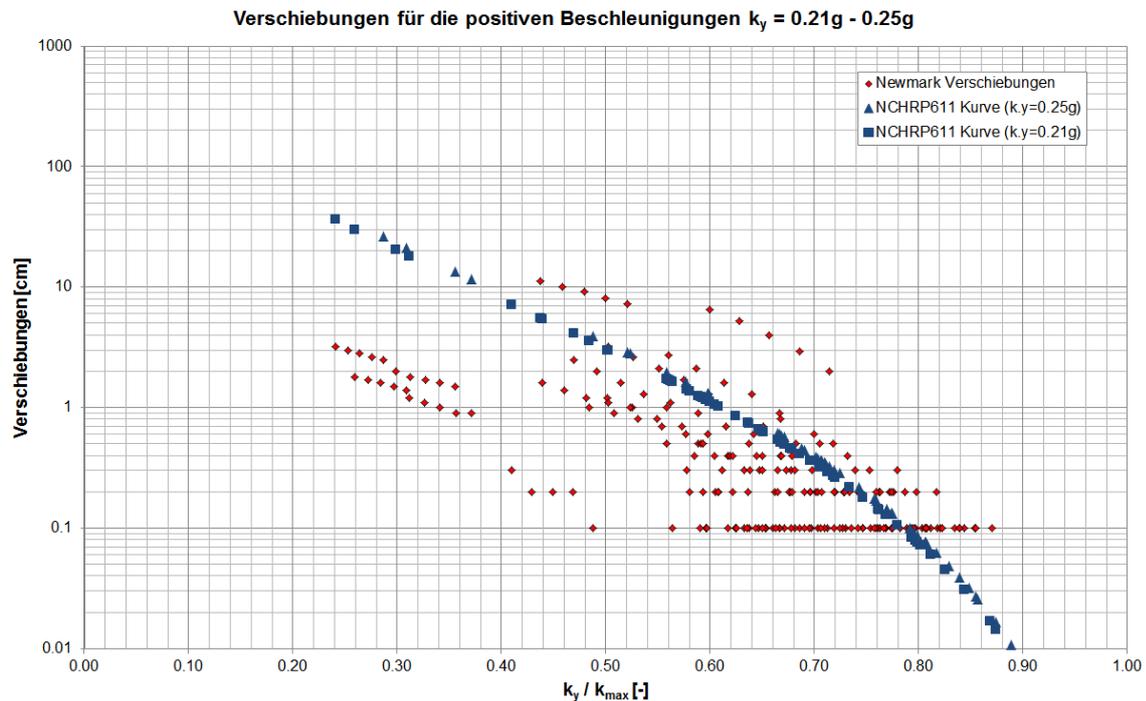


Abb. 40. Die Verschiebungen nach Newmark und die NCHRP611 Kurven für den Bereich der kritischen Beschleunigungen $k_{crit} = 0.21g - 0.25g$.

Es zeigt sich auch, dass die einfache Aufteilung in Bereiche der kritischen Beschleunigung nicht ausreichend ist, um eine deutliche Darstellung zu bekommen. Die Darstellung der Ergebnisse der

Newmark Analyse zusammen mit den dementsprechenden Regressionskurven für jeden Wert der kritischen Beschleunigung ($k_{crit} = 0.01g$ bis $k_{crit} = 0.50g$) ist daher erforderlich.

Die weitere vergleichende Betrachtung, die einzeln für jede betrachtete kritische Beschleunigung zwischen $0.01g$ und $0.35g$ durchgeführt wurde, ermöglicht die Nachprüfung der Vertrauenswürdigkeit der vom NCHRP611 vorgeschlagenen Kurve.

Zuerst wird die Bedeutung der in dem NCHRP 611 bestimmten Vertrauensniveaus – 50% (Mittelwert) und 84% Konfidenz (Mittelwert plus eine Standardabweichung) – im Zusammenhang der Ergebnisse der bis jetzt durchgeführten Verformungsberechnungen untersucht. Exemplarisch werden die Verschiebungen für zwei verschiedene kritische Beschleunigungen ($k_{crit} = 0.01g$ und $k_{crit} = 0.16g$) abgebildet (Abb. 41 - Abb. 44). Die 50% Kurven zeigen sich dabei nahezu als obere Grenzen im Bereich tiefer kritischer Beschleunigungen. Für grössere kritische Beschleunigungen stellen die 50% Kurven eine mittlere Kurve dar. Die 84% Kurven ergeben für alle betrachteten kritischen Beschleunigungen eine obere Grenze wobei dies mit zunehmendem k_{crit} häufiger überschritten wird. Die weiteren Kurven finden sich im Anhang 2..

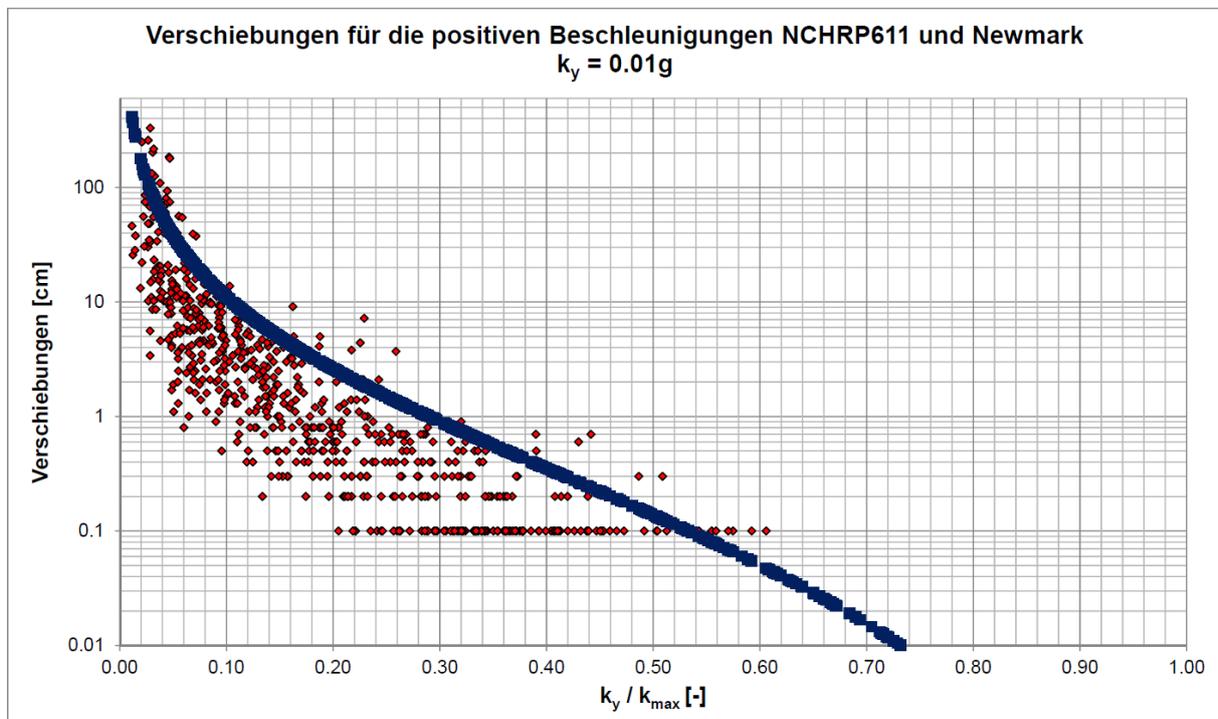


Abb. 41. Verschiebungen für die positiven Beschleunigungen nach Newmark und NCHRP611 Regressionskurve für eine 50% Konfidenz – $k_{crit} = 0.01g$.

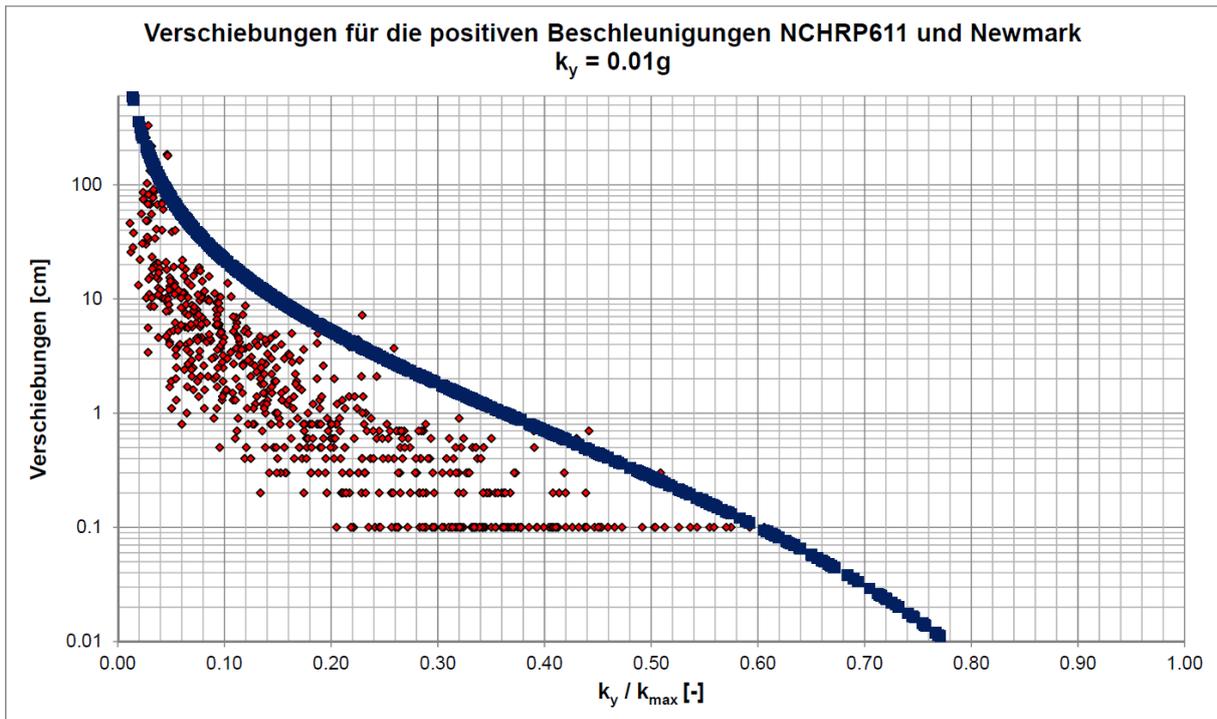


Abb. 42. Verschiebungen für die positiven Beschleunigungen nach Newmark und NCHRP611
 Regressionskurve für eine 84% Konfidenz – $k_{crit} = 0.01g$.

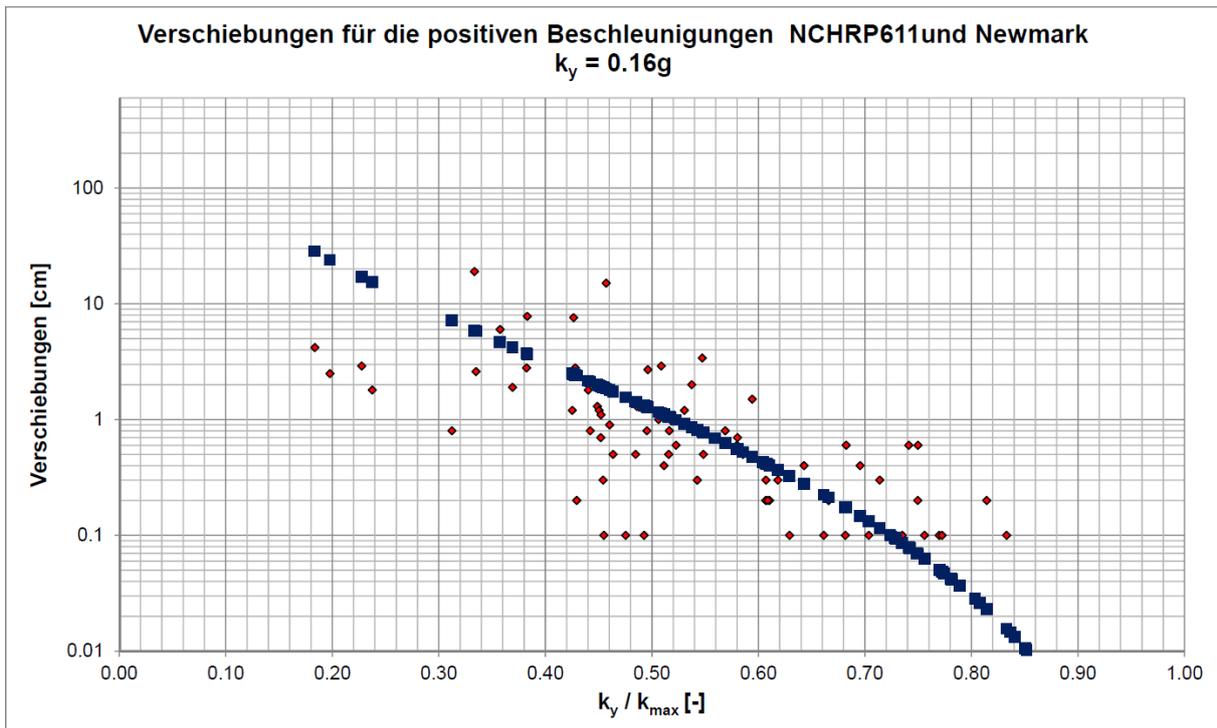


Abb. 43. Verschiebungen für die positiven Beschleunigungen nach Newmark und NCHRP611
 Regressionskurve für eine 50% Konfidenz – $k_{crit} = 0.16g$.

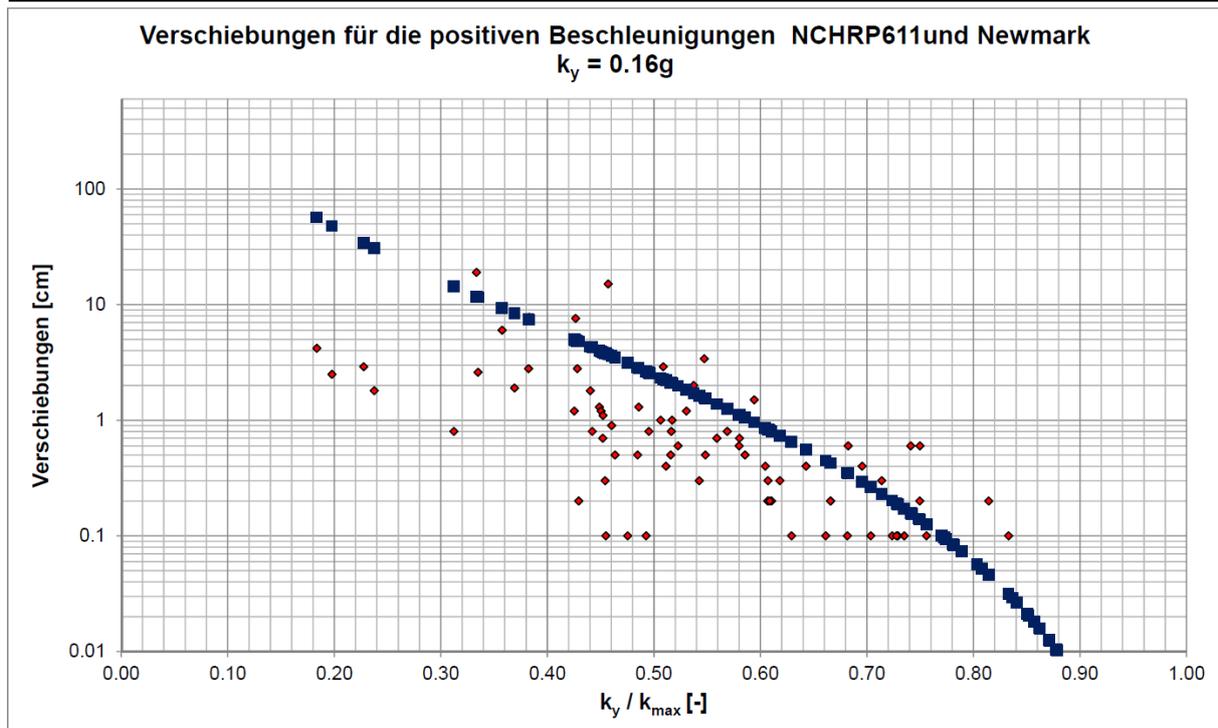


Abb. 44. Verschiebungen für die positiven Beschleunigungen nach Newmark und NCHRP611 Regressionskurve für eine 84% Konfidenz – $k_{crit} = 0.16g$.

Diese Betrachtung ermöglicht die Bestimmung der Anwendbarkeit der vorgeschlagenen Regressionskurve (84% Konfidenz im Zusammenhang des Berichtes NCHRP 611), die offensichtlich als obere Grenze der Verschiebungen nach Newmark angenommen werden kann. Die direkte praktische Anwendung bezieht sich auf einen Vergleich mit der Norm SIA 261. Für einen konkreten allgemeinen Fall, in dem die geometrische Böschungseigenschaften und Bodenkennziffern bekannt sind, aber kein standortspezifischer Zeitverlauf vorhanden ist, kann ein einfaches Verfahren entwickelt werden, das auf dem SIA261 Informationen begründet ist (Abb. 45). Hierzu werden die Randbedingungen aus dem Kapitel 3 verwendet.

BAUGRUNDKLASSE A

$$a_{gd} := 0.16$$

Bemessungswert der horizontalen Beschleunigung in der Zone 3b, gemäss SIA 261, Abs. 16.2.1.2

$$S := 1$$

Amplifikationsfaktor der BGK gemäss SIA 261, Tabelle 25.

$$PGA := S \cdot a_{gd}$$

$$PGA = 0.16$$

Input

Böschungparameter:

Böschungswinkel

$$\alpha := 31 \text{ deg}$$

Winkel der inneren Reibung

$$\phi := 34 \text{ deg}$$

Partialfaktor des Tangens des Winkels der inneren Reibung

$$\gamma_m := 1 \quad \text{gemäss SIA 267 Abs. 5.3.2.2}$$

Kritische Beschleunigung, für FS = 1:

$$k_y := \frac{\tan(\phi) \cdot \cos(\alpha) - 1 \cdot \gamma_m \cdot \sin(\alpha)}{\tan(\phi) \cdot \sin(\alpha) + 1 \cdot \gamma_m \cdot \cos(\alpha)} \quad k_y = 0.052 \text{ g}$$

Maximale Bodenbeschleunigung:

$$k_{\max} := PGA \quad k_{\max} = 0.16 \text{ g}$$

$$\frac{k_y}{k_{\max}} = 0.328$$

Maximale Bodengeschwindigkeit, gemäss NCHRP 611 [in/sec]:

$$PGV := 30 \cdot k_{\max} \quad PGV = 4.8 \text{ in/s}$$

Die mittlere Regressionskurve (All Data except CEUS-Rock) gemäss NCHRP611 ist :

$$d := 2.54 \times 10^{\left(-1.51 - 0.74 \log\left(\frac{k_y}{k_{\max}}\right) + 3.27 \log\left(1 - \frac{k_y}{k_{\max}}\right) - 0.80 \log(k_{\max}) + 1.59 \log(PGV) \right)}$$

OutputDie mittlere Verschiebung ergibt: $d = 2.57 \text{ cm}$

Abb. 45. Praktische Anwendung für die Anwendbarkeit der NCHRP611 Kurve (Beispiel für eine gegebene Böschung in Zone 3b, mit der Baugrundklasse A). Die weiteren Berechnungen für die Baugrundklassen B-D finden sich in einem weiteren Dokument (Laue et al., 2012).

8. Einfluss der möglichen Erhöhung des Porenwasserdrucks durch ein seismischen Ereignis

8.1 Allgemeine Betrachtung

Unter den Bedingungen eines seismischen Ereignisses, zeigen feinkörnige und granulare Materialien einen Anstieg des Porenwasserdruckes, der sich in Abhängigkeit der aufgetragenen zyklischen Belastung ergibt (Abb. 46). In feinkörnigen Böden führt es zu einem Anstieg der Porenwasserdrücke, die länger für den Abbau benötigen. Bei granularen Materialien ist zwischen vollständiger Verflüssigung bei lockerer Lagerung (Abb. 46 links) und zyklischer Mobilität bei dicht gelagerten Materialien (Abb. 46 rechts) zu unterscheiden. .

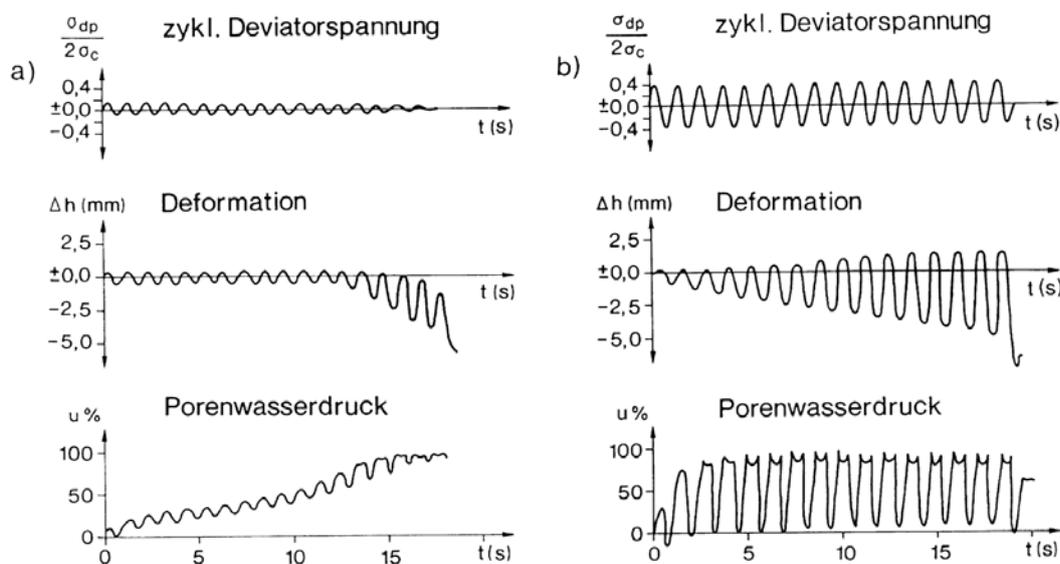


Abb. 46. Aufzeichnungen während eines zyklischen Triaxialversuchs an a) lockerem und b) dichtem Sand (nach Trommer, 1977).

Diese Entwicklung der Porenwasserüberdrücke spielt eine entscheidende Rolle in der Bemessung und Überprüfung bestehender Hänge, Böschungen und Dämme, da eine direkte Beziehung zwischen den Porenwasserdrücken und den effektiven Spannungen in der Scherfuge vorhanden ist. Damit beeinflussen die effektiven Spannungen die Sicherheit und auch die zu erwartenden Verformungen da die kritische Beschleunigung abnehmen kann. Wenn die Porenwasserdrücke gleich den effektiven Spannungen werden, verliert der Boden seine Tragfähigkeit komplett und erfährt schlagartig grosse Verformungen.

Ein Anstieg der Porenwasserdrücke in einer Gleitfuge führt zu einer Reduktion der statischen Sicherheit und damit einhergehend auch zu einer kleineren kritischen Beschleunigung welches sich auf die Grösse der zu erwartenden Verformungen auswirkt. Da die mögliche Erhöhung des Porenwasserdrucks grosse Auswirkungen auf das seismische Verhalten der Böschungen hat, ist die Identifizierung des potentiellen Anstiegs von Porenwasserdrücken von besonderer Bedeutung. Es lassen sich zwei Situationen unterscheiden (Biondi et al., 2000a): das allgemeine Versagen mit grossen Verformungen und die Instabilität durch das Auftreten begrenzter Verformungen.

Das allgemeine Versagen mit grossen Verformungen entsteht in den locker gelagerten granularen Böden durch die Erhöhung der Porenwasserdrücke bis zum Verlust der Tragfähigkeit (volle Verflüssigung), der einen null-Wert der kritischen Beschleunigung einschliesst. Entlang der Scherfuge tritt in diesem Fall ein Fließ-Versagensmechanismus. Bei dicht gelagerten Böden kann es zu einem starken Anstieg der Verformungen führen ohne dass die Festigkeit als ganzes verloren geht (zyklische Mobilität). Bei feinkörnigen Böden, können der Verlust der Festigkeit und damit das allgemeine Versagen durch Porenwasserdruckerhöhung oder zyklische Entfestigung während oder nach dem Erdbeben auftreten. Die Instabilität durch das Auftreten begrenzter Verformungen setzt ein, wenn die Tragfähigkeit des Bodens vorübergehend kleiner als die erforderliche Kapazität aber grösser als der Wert, der dem statischen Gleichgewicht entspricht, wird.

8.2 Abschätzung der Erdbebeneinwirkung

Die Variabilität der Parameter seismischer Anregungen (maximale Beschleunigung, Bebandauer, Frequenzgehalt, Zeitverlauf) stellen eine Herausforderung in der Quantifizierung des Anstiegs der Porenwasserdruckentwicklung mit der dynamischen Belastung dar. Frühere Studien (Seed et al., 1975, Seed & Idriss, 1982) haben die Möglichkeit gezeigt unregelmässige Spannungszeitverläufe mit äquivalenten regelmässigen zyklischen Verläufen zu ersetzen um die allgemeine Anwendbarkeit der Bemessungs- und Untersuchungsmethoden zu gewährleisten (Abb. 47, Tabelle 14).

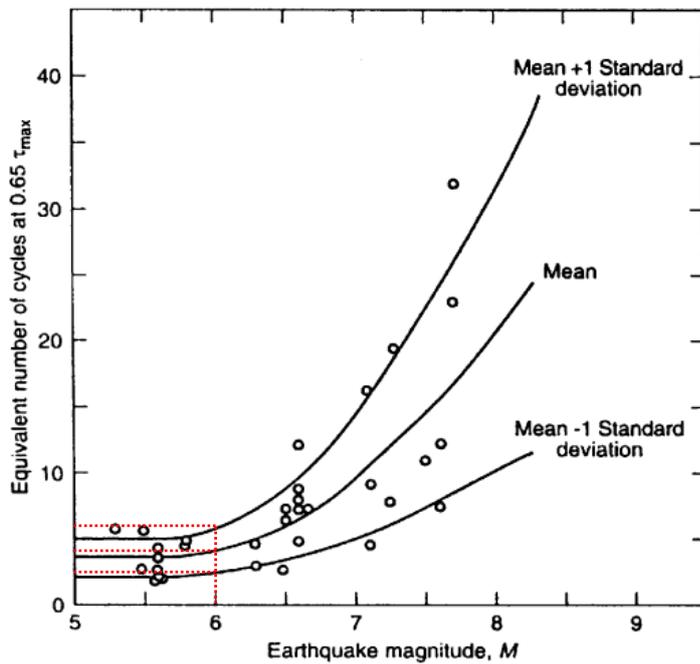


Abb. 47. Anzahl der äquivalenten uniformen Zyklen N_{eq} für seismische Ereignisse unterschiedlicher Magnituden (nach Seed et al., 1975).

Tabelle 14. Anzahl äquivalenter Zyklen für verschiedene Magnituden (nach Seed & Idriss 1982).

Magnitude M	5,25	6	6.75	7.5	8.5
Anzahl äquivalenter Belastungszyklen $\tau_m = 0.65 \tau_{max}$	2 - 3	5	10	15	26

Anhand dieser Methoden kann die Erdbebeneinwirkung durch eine äquivalente zyklische Belastung ersetzt werden und damit wird die Komplexität reduziert. Die Amplitude der äquivalenten zyklischen Belastung beträgt in der Regel 65% der maximalen Scherspannung der Initialanregung $\tau_m = 0.65 \tau_{max}$. Frühere Laboruntersuchungen zur Beurteilung des Verflüssigungspotential (Lee & Focht, 1975) haben gezeigt, dass der Frequenzgehalt der äquivalenten Anregung nur einen geringen Einfluss auf die Resultate von undrainierten Laborversuchen hat. In der Regel werden solche Untersuchungen mit einer Frequenz von 1 Hz durchgeführt jedoch kann die Frequenz der zyklischen Belastung abhängig von den Laborbedingungen gewählt werden. Schliesslich, ist die Anzahl äquivalenter Belastungszyklen der wichtigste Parameter für die Untersuchung der Beziehung zwischen der seismischen Anregung und der Entwicklung der Porenwasserüberdrücke. Sie ist abhängig von der Magnitude des seismischen Ereignisses und kann basierend auf den in diesem Kapitel dargestellten Methoden bestimmt werden.

Im schweizerischen Zusammenhang sind die Erdbebeneinwirkungen für Tragsicherheitsnachweise in den Baunormen aus den Erdbebengefährdungsparametern für eine Wiederkehrperiode von ca. 500 bis 1000 Jahren abgeleitet. Der Beitrag an der Erdbebengefährdung für solche Wiederkehrperioden kommt vorwiegend von Erdbeben bis zu einer Magnitude von $M_w = 5.5 - 6.0$, je nach Gefährdungszone. Ein charakteristischer Wert der Anzahl äquivalenter Zyklen gemäss Seed et al. (1975) für Bemessungseinwirkungen nach Normen sollte in der Schweiz daher bei ca. 5 liegen (vgl. Abb. 47).

8.3 Entwicklung der Porenwasserüberdrücke mit der zyklischen Belastung

Im Hinblick auf der im Kapitel 8.2 dargestellten Abschätzung der Erdbebeneinwirkung durch eine äquivalente uniforme zyklische Belastung, ist eine Betrachtung der Beziehung zwischen der Erhöhung der Porenwasserdrücke und der Anzahl der Belastungszyklen möglich. Seed & Booker (1977) haben eine einfache solche Beziehung dargestellt und mit Laboruntersuchungen verglichen. Egglezos und Bouckovalas (1998 und 1999) haben die Beziehung von Seed & Booker weiter bearbeitet und die Entwicklung der den Porenwasserüberdrücke wie folgt ausgedrückt:

$$u(N) = \left(\frac{2}{\pi} \right) \sigma_0 \arcsin \left(N^{1/2\alpha} \sin \left(\frac{\pi}{2} \frac{u(1)}{\sigma_0} \right) \right)$$

- wo:
- $u(N)$ - die Porenwasserüberdrücke nach N-Zyklen.
 - σ_0 - Initialspannungszustand.
 - N - Anzahl der Zyklen.
 - α - empirische Konstante, die Werte im Bereich [0.4 – 2.5] nehmen kann.
 - $u(1)$ - Porenwasserüberdrücke nach dem ersten Zyklus.

Die Bestimmung der Porenwasserüberdrücke nach dem ersten Zyklus erfolgt anhand einer statistischen Bearbeitung von Laboruntersuchungen mit ausreichender Anzahl. Um einen ersten Anhaltswert zu bekommen sind die erforderlichen Parameter zur Anwendung der nachfolgenden

Formel für einige Böden in der Tabelle 15 angegeben sind. Die empirische Beziehung gemäss Egglezos & Bouckovalas (1998) lautet:

$$u(\mathbf{1}) = B \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^{b_2} \cdot \left(\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'} \right)^{b_3} \cdot e^{b_4}$$

wo: B, b_2, b_3, b_4 - empirische Konstanten aus der Auswertung von Laborversuchen.
 P_a - atmosphärischer Druck.
 σ' - effektiver oktahedrales Spannungszustand.
 τ_{cyc} - aufgebrachte zyklische Scherspannung.
 e - Porenzahl.

Tabelle 15. Empirische Werte für die Bestimmung der Porenwasserüberdrücke nach dem ersten Belastungszyklus (TX – Triaxialversuche, DSS – Einfachscherversuch) (Egglezos & Bouckovalas, 1998).

Parameters	TX		DSS	
	Sand	Clay & PL Silt	Sand & NP Silt	Clay & PL Silt
No. of tests	31	14	30	31
B	4.73	0.55	1.50	5.19
b_2	1.04	1.03	1.17	0.93
b_3	1.61	1.87	1.46	2.19
b_4	4.22	-	-	-
R	0.90	0.93	0.81	0.86

Mit dieser Methode ist es möglich das zyklische Verhalten unterschiedlicher Böden zu modellieren und eine Abschätzung der Entwicklung der Porenwasserüberdrücke sowie des Einflusses auf die Verformungen durchzuführen.

8.4 Erhöhung der Porenwasserdrücke, seismische Sicherheit und Verformungsverhalten

Das seismische Verformungsverhalten und die Magnitude der erwarteten Verschiebungen werden durch die kritische Beschleunigung k_{crit} bestimmt. Wenn die Einwirkung der seismischen Anregung grösser ist als die kritische Beschleunigung werden Verformungen erzeugt. Je tiefer der Wert der kritischen Beschleunigung ist, desto grösser sind die erwarteten Verschiebungen. Der erste Schritt in der Betrachtung der seismischen Sicherheit und des Verformungsverhaltens geotechnischer Bauwerke ist die Bestimmung der kritischen Beschleunigung unter der Berücksichtigung der Porenwasserdrücke und deren Entwicklung während des Erdbebens. Unter diesen Bedingungen hat der seismische Sicherheitsfaktor die folgende Form:

$$FS(t) = \frac{\tan \varphi \cos \alpha \left(1 - \frac{u_0}{\sigma'_0} \right) \left(1 - \frac{\Delta u(t)}{\sigma'_0} \right)}{\sin \alpha + k(t)}$$

wo: φ - Reibungswinkel des Materials.
 α - Böschungswinkel des geotechnischen Bauwerks.
 u_0 - Porenwasserdruck vor dem seismischen Ereignis.

- σ_0 - Zustand der Totspannungen in der Scherfuge.
 $\Delta u(t)$ - Porenwasserüberdruck infolge seismischen Ereignisses.
 σ'_0 - Zustand der effektiven Spannungen in der Scherfuge.
 $k(t)$ - Wirkende Beschleunigung infolge seismischen Ereignisses.

Die kritische Beschleunigung k_{crit} ist die Beschleunigung bei der der seismische Sicherheitsfaktor $FS = 1$ ist.

$$FS(t) = 1 \Rightarrow k_{crit}(t) = \tan \varphi' \cos \alpha \left(1 - \frac{u_0}{\sigma_0} \right) \left(1 - \frac{\Delta u(t)}{\sigma'_0} \right) - \sin \alpha$$

Die Zeitanhängigkeit der kritischen Beschleunigung steht in einer direkten Beziehung zur Entwicklung der Porenwasserüberdrücke während der seismischen Belastung. In granularen Materialien (sandige und siltige Böden) tritt die Erhöhung der Porenwasserdrücke ausschliesslich während dem Erdbeben auf und nach dem Beben ist ein schneller Abbau der Überdrücke zu erwarten. Im Gegenteil dazu wird in feinkörnigen Materialien (tönige Böden), wegen der reduzierten Durchlässigkeit der Abbau der Porenwasserüberdrücke verzögert. Vereinfachend wird hier angesetzt, dass die maximale horizontale Beschleunigung hangparallel bzw. Fugenparallel wirkt.

Die Abb. 48 zeigt, dass bei einem Ausgangszustand $u_0/\sigma_0 = 0.1$ mit zunehmender Dauer des Erdbebens kritische Beschleunigungen kleiner werden und die Deformationen ansteigen.

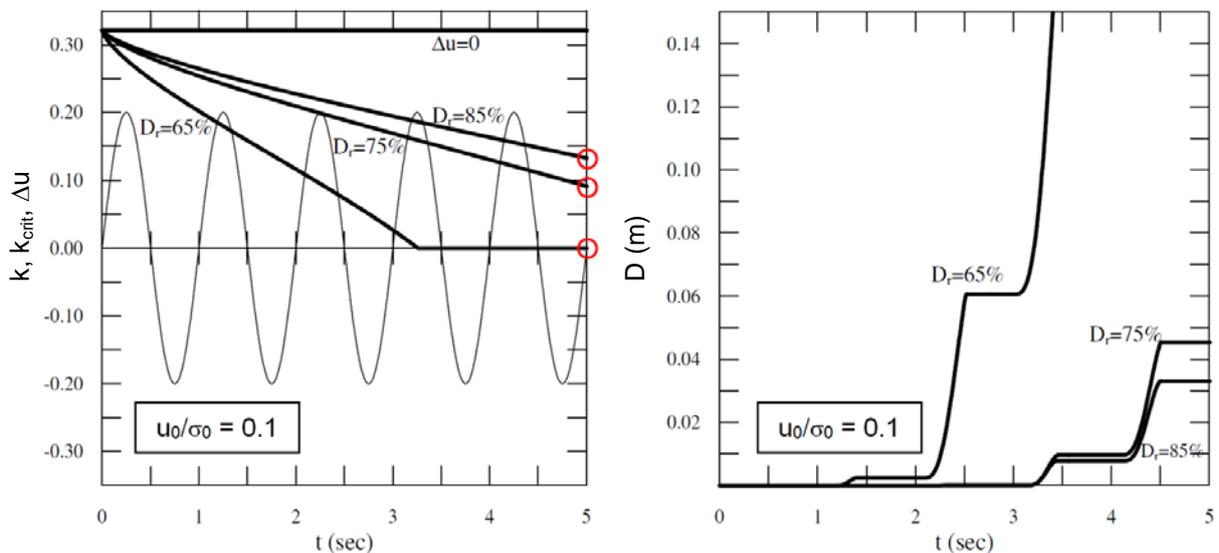


Abb. 48. Verlauf der kritischen Beschleunigung (links) und der Verformungen (rechts) mit der Zeit bei einem sinusförmigen Lastereignis für einen Boden mit unterschiedlichen Lagerungsdichten (D) unter Berücksichtigung der Entwicklung der Porenwasserüberdrücke (nach Biondi et al., 2000a).

Für eine bestehende Böschung lassen sich dann drei Szenarien definieren:

- eine kritische Beschleunigung $k_{crit} = 0$ nach dem maximalen Anzahl der äquivalenten Zyklen entspricht einem allgemeinen Versagen mit grossen Verformungen oder Versagen.
- eine kritische Beschleunigung $0 < k_{crit} < k_{max}$ nach dem maximalen Anzahl der äquivalenten Zyklen entspricht einer Situation, in der eine Instabilität durch begrenzten Verformungen sich einstellt. Die Magnitude der erwarteten Verformungen ist von dem Verhältnis k_{max}/k_{crit} abhängig (vgl. Kapitel 7.4 und 10). Für die feinkörnigen Materialien (tönige Böden), die sich in

dieser Situation befinden, sehr wichtig ist die Betrachtung der post-seismischen Stabilität. Wie in den vorherigen Absätzen schon hingewiesen wurde, ist bei solchen Materialien der Abbau der Porenwasserüberdrücke im Vergleich mit den granularen Böden viel langsamer. In dem Fall eines Nachbebens, ist für die granularen Materialien mit völlig abgebauten Porenwasserüberdrücke und einem dementsprechenden Werte der kritischen Beschleunigung zu rechnen. Im Gegenteil, der Initialwert der kritischen Beschleunigung im Fall eines Nachbebens für feinkörnige Materialien ist von dem Wert der noch nicht abgebauten Porenwasserdrücke und dem Moment des Auftretens des Nachbebens stark beeinflusst. Unter den gegebenen Randbedingungen kann sich während dem Nachbeben einen Wert von $k_{crit} = 0$ einstellen, obwohl im schweizerischen Zusammenhang hat die Anzahl äquivalenter Belastungszyklen einen Maximalwert von $N = 15$ und damit betragen die erzeugte Porenwasserdrücke nicht mehr als 15% der effektiven Spannungen (Abb. 49 - Abb. 51).

- eine kritische Beschleunigung $k_{crit} > k_{max}$ nach dem maximalen Anzahl der äquivalenten Zyklen entspricht einer stabilen Situation.

Für tonige Böden zeigt sich aus Untersuchungen von Matsui, dass die Berücksichtigung dieses Effektes auf feinkörnige Materialien für schweizerische Verhältnisse beschränkt sein wird. In den von ihm untersuchten Tonen ergaben sich auch bei grossen zyklischen Spannungszuständen maximale Erhöhungen der Porenwasserdrücke nach 15 Zyklen von ca. 20% (Abb. 49- Abb. 51).

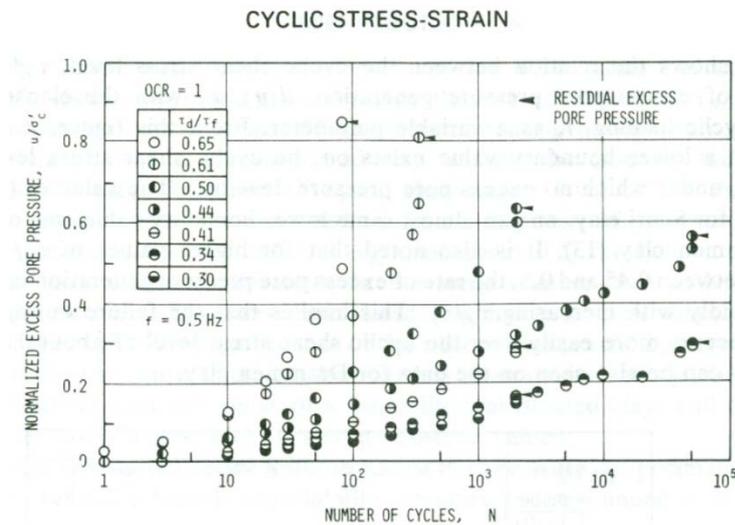


Abb. 49. Auswirkung der Magnitude der zyklischen Scherspannungen auf die Porenwasserüberdrücke für normalkonsolidierte tonigen Böden (Matsui et al., 1980).

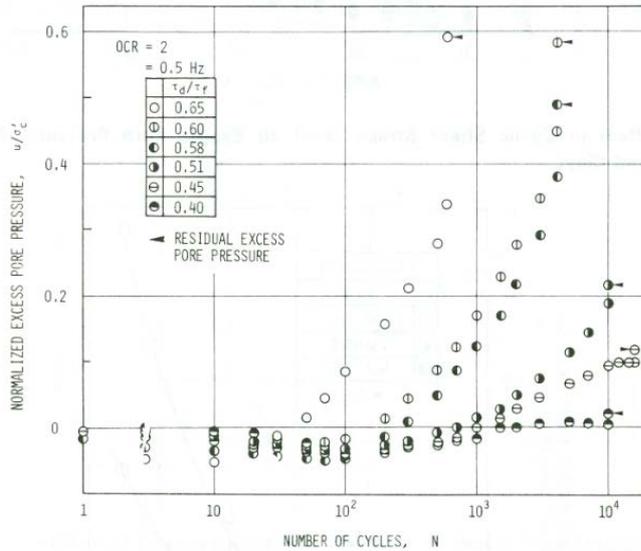


Abb. 50. Auswirkung der Magnitude der zyklischen Scherspannungen auf die Porenwasserüberdrücke für leicht überkonsolidierte tönige Böden (Matsui et al., 1980).

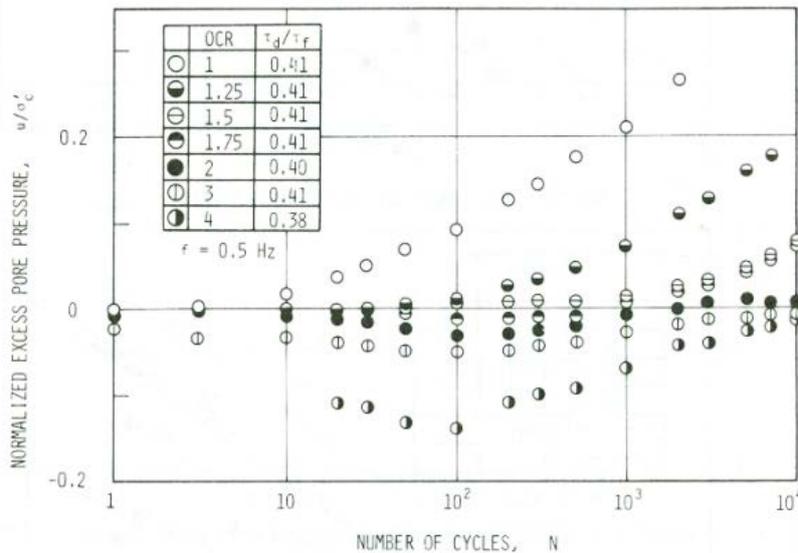


Abb. 51. Auswirkung der Überkonsolidierungsgrad auf die Porenwasserüberdrücke für überkonsolidierte tönige Böden (Matsui et al., 1980).

Der letzte Schritt in der Betrachtung der seismischen Sicherheit und des Verformungsverhaltens geotechnischer Bauwerke ist die Abschätzung der erwarteten Verformungen. Eine erste Abschätzung kann anhand des Verhältnisses zwischen der kritischen Beschleunigung am Ende der zyklischen Anregung k_{crit} und der maximalen Beschleunigung k_{max} gemacht werden. Die im Kapitel 7.4 und 10 vorgeschlagene Regressionskurven können dafür verwendet werden mit der Bemerkung, dass die daraus folgende Resultate eine Obergrenze der Verschiebungen darstellen werden. In dem Fall, in dem die ermittelten Verschiebungen nicht mit den zulässigen Grenzverformungen kompatibel sind und genauere Untersuchungen durchgeführt müssen, wird eine Newmark Analyse mit variabler kritischer Beschleunigung vorgeschlagen (Abb. 52).

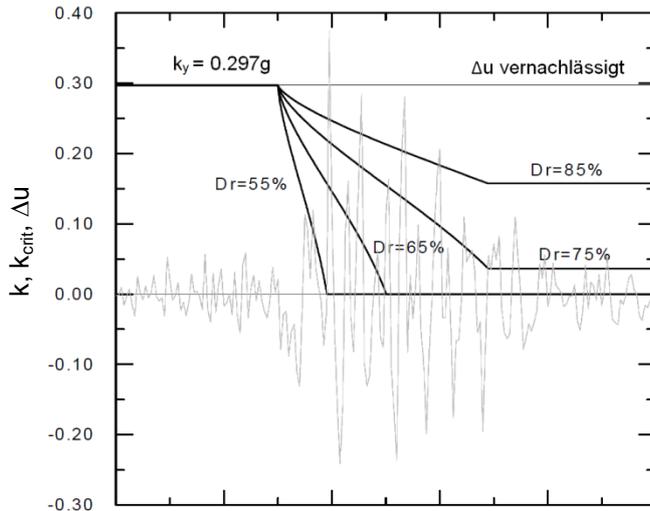


Abb. 52. Einfluss der Porenwasserdruckerhöhung auf die Entwicklung der kritischen Beschleunigung zur Durchführung einer Newmark Analyse (beispielhafte Darstellung nach Biondi et al., 2000b).

Erstens muss ein Zeitintervall, in dem die Entwicklung der Porenwasserüberdrücke auftreten wird, definiert werden. Laut Biondi et al. (2000b), werden die Porenwasserdrücke nur in dem Zeitintervall, in dem die wirkende Beschleunigungen $k(t)$ grösser als 30% der maximalen Beschleunigung k_{max} sind, erzeugt. Die Entwicklung der Porenwasserüberdrücke und der Verlauf der kritischen Beschleunigung mit der Zeit werden anhand der äquivalenten zyklischen Belastung ermittelt und für das bestimmte Zeitintervall angepasst. Schliesslich wird, wie in der klassischen Newmark Methode, die Integration des Zeitverlaufs oberhalb der kritischen Beschleunigung durchgeführt, um den Wert der erwarteten Verformungen zu bestimmen (Abb. 53).

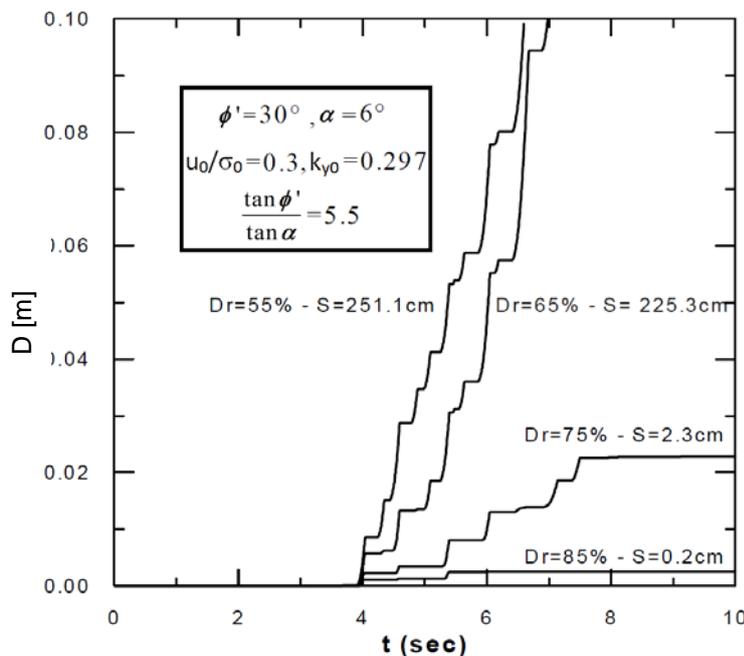


Abb. 53. Verformungsentwicklung aus einer Newmark Analyse mit variabler kritischer Beschleunigung (beispielhafte Darstellung nach Biondi et al., 2000b).

9. Methode zur Abschätzung der Setzungen eines Dammes infolge Porenwasserdruckerhöhung im Untergrundbereich (Towhata, 2008)

Die sich während einer seismischen Anregung im Untergrundbereich einstellenden Porenwasserüberdrücke können zu allgemeine Setzungen, die für die Funktion der darauf liegenden Bauwerke (z.B. Dämme) kritisch sein können, führen. Dies entspricht den Schadenstypen 3 und 4 aus der Abb. 14. Da der Steifigkeitsverlust von einer beachtlichen räumlichen und zeitlichen Variabilität geprägt ist, ist die Ermittlung der in diesem Zusammenhang erwarteten Verformungen eines darauf liegenden Dammes nur eingeschränkt möglich.

Eine der einfachsten Methoden zur Abschätzung der Setzungen eines Dammes infolge der Porenwasserdruckerhöhung im Untergrundbereich basiert auf einer empirischen Beziehung, die aus der Untersuchung von Schadensfällen aus in den letzten 100 Jahren in Japan aufgetretenen Erdbeben bestimmt wurde (Towhata, 2008).

In einem ersten Schritt, nach der Bestimmung des Verflüssigungspotentials des Materials im Untergrundbereich, ist der globale Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung F_L anhand konventioneller Methoden (z.B. Idriss & Boulanger, 2008) zu ermitteln. Eine empirische Beziehung zwischen dem bestimmten Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung F_L und dem Porenwasserdruckverhältnis $r_u = \Delta u / \sigma'_v$ wird weiter verwendet, um die erwartete Entwicklung der Porenwasserüberdrücke abzuschätzen:

$$r_u = \begin{cases} F_L^{-7}, & \text{wenn } F_L > 1 \\ 1.0, & \text{wenn } F_L \leq 1 \end{cases}$$

Die graphische Darstellung dieser Beziehung ist in der Abb. 54 ersichtlich.

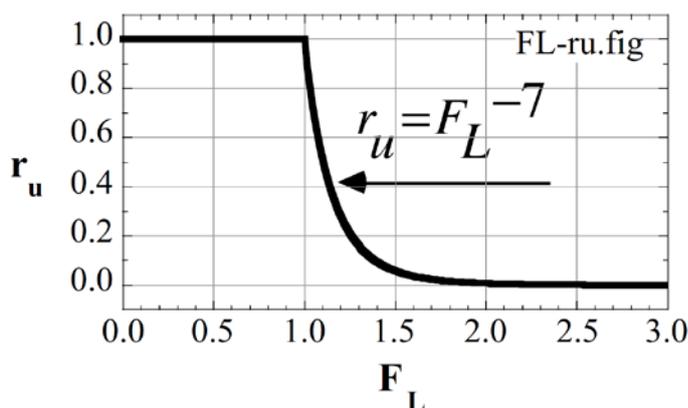


Abb. 54. Empirische Beziehung zwischen dem Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung F_L und dem Porenwasserdruckverhältnis r_u (Towhata, 2008).

Im zweiten Schritt erfolgt unter Berücksichtigung der Auswirkung der Porenwasserüberdrücke auf die Festigkeitsparameter eine kraftbasierte Ermittlung der globalen statischen Sicherheit des Dammes, ohne weitere Berücksichtigung der seismischen Einwirkung (Abb. 55).

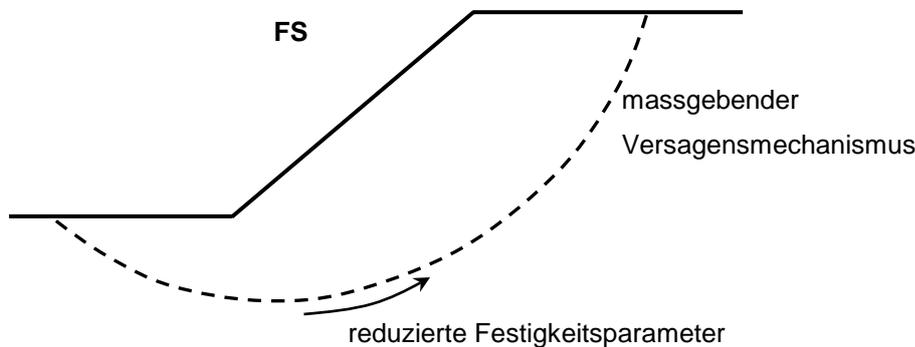


Abb. 55. Ermittlung des massgebenden Versagensmechanismus und der dementsprechenden Standsicherheit mit reduzierten Festigkeitsparametern und ohne Erdbebeneinwirkung (nach Towhata, 2008).

Alternativ kann die dynamische Sicherheit eines Dammes mit einem Ersatzkraftverfahren berechnet werden wobei dabei keine Reduktion der Festigkeitsparameter erfolgt.

Anhand des im vorherigen Schritt bestimmten statischen Sicherheitsfaktors FS, erfolgt die Abschätzung der erwarteten Setzungen des Dammes infolge Porenwasserdruckerhöhung im Untergrundbereich. Dies basiert auf eine empirische Beziehung zwischen der Standsicherheit des Dammes und der durch die Dammhöhe normierten Setzung (Abb. 56)

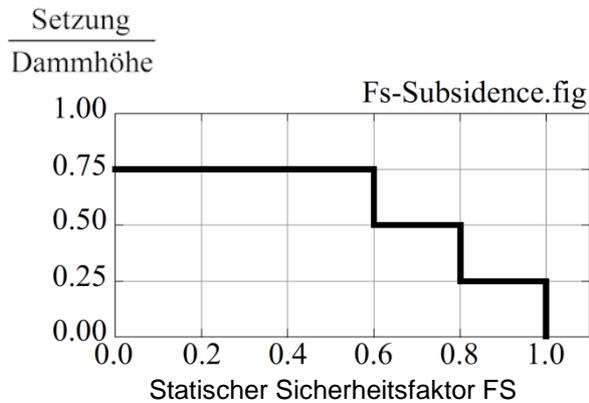


Abb. 56. Empirische Beziehung zwischen der Standsicherheit des Dammes und der durch die Dammhöhe normierte Setzung (nach Towhata, 2008)

Die graphische Darstellung der empirischen Beziehung weist auf eine obere Grenze der Setzungen von 75% der ganzen Dammhöhe hin, was gute mit den Messungen der Ereignisse in den letzten 100 Jahren in Japan übereinstimmt.

Die in diesem Kapitel vorgeschlagene Methode ist durch ihre Einfachheit nachvollziehbar und schnell anwendbar sollte aber mit Vorsicht verwendet werden. Der mit dieser Methode bestimmte Wert der erwarteten Setzungen kann lediglich eine Grössenordnung angeben.

10. Vorschlag zur Vorgehensweise einer Bemessung und einer Überprüfung bestehender Hänge, Böschungen und Dämme

Zur Berechnung der Sicherheit gegen Erdbeben bestehender Böschungen und Hänge lässt sich aus den hier dargestellten Erkenntnissen ein nachfolgendes Schema vorschlagen.

In einem ersten Schritt reichen zur Beurteilung der Böschungen die Eingangsparameter des Reibungswinkels des Böschungsmaterials und der Neigungswinkel des Geländes aus. Zusätzlich muss der charakteristische Wert der zulässigen Verformungen w_{Rk} definiert werden. Durch die Reduktion dieses Wertes anhand des Partialfaktors γ_D wird das Schutzziel auf Bemessungsniveau bestimmt und weiter in dem Bemessungs- und Überprüfungsverfahren verwendet.

Gemäss Kapitel 8.4 der in der Vernehmlassung befindlichen Norm SIA 269/8 (2014) gilt ein verformungsbasierter Nachweis als erfüllt wenn:

$$w_{bd} \leq \frac{w_{Rk}}{\gamma_D}, \text{ oder } w_{bd} \cdot \gamma_D \leq w_{Rk}$$

wo: w_{bd} - Bemessungswert verbleibender Verschiebungen von Erd- und Stützbauwerken infolge Erdbebeneinwirkung

w_{Rk} - charakteristischer Wert der Grenzverschiebung für die Tragsicherheit eines Erd- oder Stützbauwerks

γ_D - Partialfaktor für das Verformungsvermögen

Um eine Böschung zu beurteilen, können je nach Zone und Bauwerksklasse verschiedene Diagramme mit Verschiebungsgrenzen auf Bemessungsniveau (Anhang 1) verwendet werden. Für zwei Kombinationen ist dieses beispielhaft in den Abb. 57 - Abb. 58 dargestellt. Dieser 1. Schritt gilt zunächst nur für Böden bei denen ein Ansatz der Kohäsion vernachlässigt werden kann, bzw. bei denen eine zusätzliche Haftreibungskomponente in Abhängigkeit eines mobilisierbaren Reibungswinkel ausgedrückt werden kann.

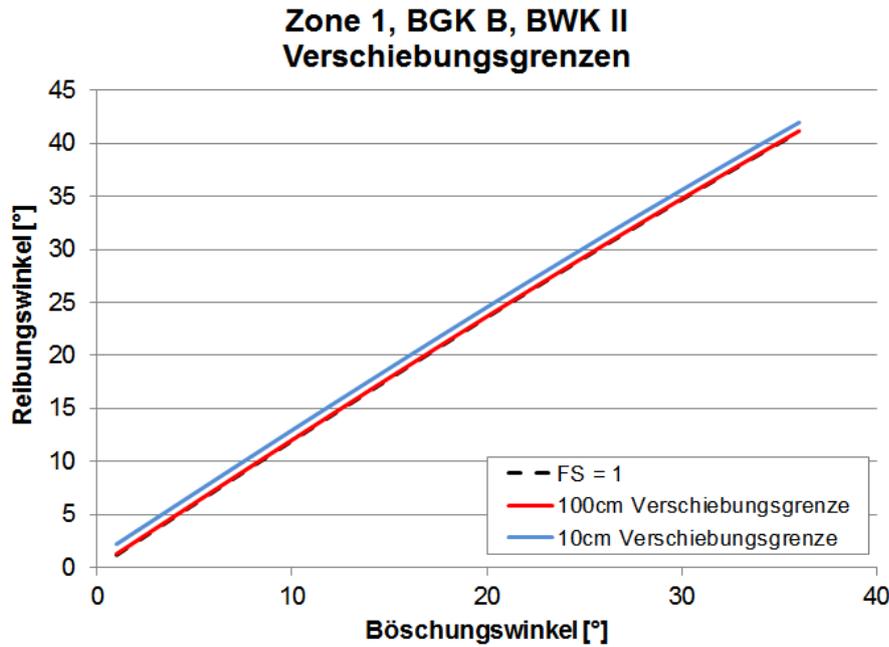


Abb. 57. Verschiebungsgrenzen für die Böschungen in der Erdbebenzone 1, für Baugrundklasse B und Bauwerksklasse II.

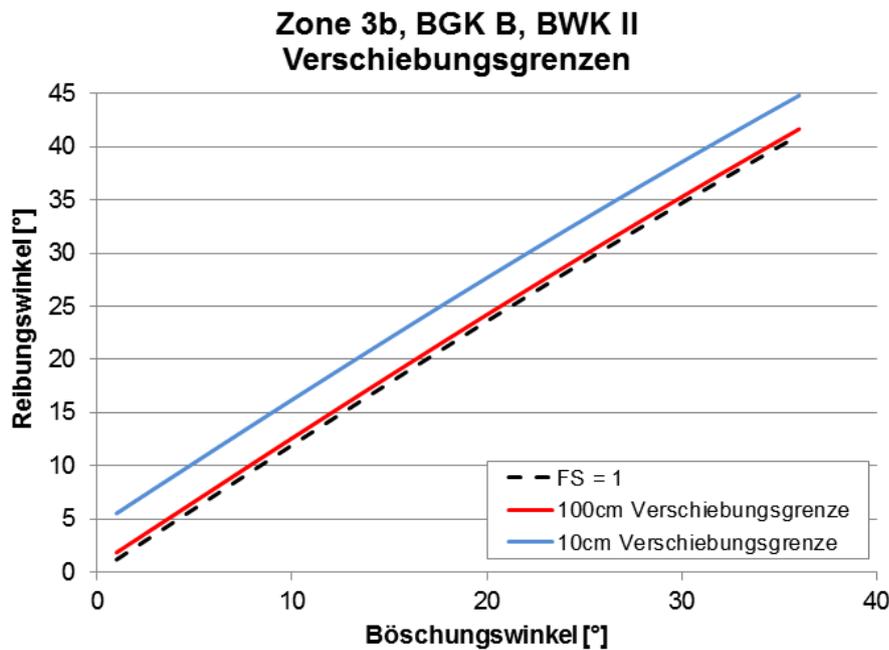


Abb. 58. Verschiebungsgrenzen für die Böschungen in der Erdbebenzone 3b, für Baugrundklasse B und Bauwerksklasse II.

Da die unterschiedlichen Verschiebungsgrenzen schon auf Bemessungsniveau bestimmt und dargestellt wurden, können diese Diagramme direkt als graphischer verformungsbasierter Nachweis angewendet werden. Für den Fall, in dem ein Wertepaar von Reibungswinkel und Neigungswinkel oberhalb der für die erlaubte Verschiebung gültigen Linie liegt, ist der Nachweis erfüllt und es sind keine weiteren detailliertere Untersuchungen zu führen. Wenn der Punkt des Wertepaares zwischen

der farbigen Grenzlinie für eine erlaubte Verformung und der Linie der statischen Sicherheit liegt, kann mit einem aus Newmark Berechnungen abgeleitetem Verfahren (NCHRP) die Verformung abgeschätzt werden. Schnittpunkte auf der Linie der statischen Sicherheit oder darunter weisen auf eine Situation hin, die mechanisch genauer betrachtet werden muss. Hier ist es wahrscheinlich, dass eine zusätzliche Reibungskomponente (Haftreibung, Saugspannung, Zementierung, Bewuchs oder Dilatanz) für die statische Standfestigkeit einer Böschung verantwortlich ist. Eine Berechnung der zu erwartenden Verformungen muss erfolgen und anschliessend muss die Verträglichkeit der Ergebnisse geprüft werden, in dem beurteilt werden muss, ob die eintretenden Verformungen ausreichen die Haftkomponente aufzuheben.

Zur Berechnung der Verformungen auf Bemessungsniveau wird die im Kapitel 7.4 vorgeschlagene Kurve als obere Grenze der erwarteten Verschiebungen vorgeschlagen. Eine solche Betrachtung ist nach den durchgeführten Newmark Berechnungen, die zum Entscheid zur Verwendung der Gleichung geführt haben, konservativ.

Um den Einfluss der unterschiedlichen Bodenklassen zu berücksichtigen, wird vorgeschlagen die maximale Beschleunigung in Abhängigkeit der Bodenklasse zu bestimmen. Die maximale Geschwindigkeit sollte zu $PGV = 30 \text{ PGA}$ gesetzt werden, so dass eine doppelte Erfassung der Baugrundklasse entfällt. Die Formel zur Bestimmung von PGA (äquivalent zu a_{\max}) ist unten nochmals angegeben

$$PGA = a_{gd} \cdot S$$

Wo: a_{gd} – Beschleunigung in der untersuchte Erdbebenzone
 S – Amplifikationsfaktor der Baugrundklasse.

Der Bemessungswert der erwarteten Verformungen ist dabei mit der folgenden Formel zu ermitteln:

$$w_{bd} = 2 \cdot 2.54 \cdot 10^{\left(-1.51 - 0.74 \log\left(\frac{k_{crit}}{k_{max}}\right) + 3.27 \log\left(1 - \frac{k_{crit}}{k_{max}}\right) - 0.80 \log(k_{max}) + 1.59 \log(PGV) \right)}$$

Die Berechnung der Verformungen mit der oben angegebenen Gleichung ist für alle Fragestellungen möglich, bei denen ein Gleitversagen angesetzt werden kann. Dieses gilt unabhängig davon, ob in einem Material eine Kohäsion angesetzt wird oder nicht. Im Rahmen dieser Untersuchung wurden Kurven erstellt, die auch eine grafische Auswertung der Gleichung für alle verformungsrelevanten Werte von k_{crit} erlauben (Anhang 2).

Unter Ausnutzung der im Kapitel 6.5.1 gefundenen Zusammenhänge (vgl. Abb. 27) lassen sich für die jeweiligen Baugrundklassen oder Verschiebungen Grenzwerte, bei deren Einhaltung keine weiteren Betrachtungen erforderlich sind, definieren. Vor allem für bestehende Bauwerke bietet sich an die globale Sicherheit auszurechnen, bei deren Einhaltung bestimmte Verformungen nicht überschritten werden. Dies ist beispielhaft in der Abb. 59 für einen Sicherheitsfaktor von $FS = 1.3$ dargestellt.

Verschiebungen für die vorschrittliche Sicherheit $FS = 1.3$, gemäss DIN 4084

Zone 3b

	FS_{stat}	a_{gd}	S	γ_f	k_{max}	k_y	FS_{dyn}	k_y/k_{max}	w_{bd} [cm]
BGK A	1.30	0.16	1.00	1.20	0.19	0.14	0.99	0.70	0.23
BGK B	1.30	0.16	1.20	1.20	0.23	0.14	0.99	0.59	0.91
BGK C	1.30	0.16	1.15	1.20	0.22	0.14	0.99	0.61	0.69
BGK D	1.30	0.16	1.35	1.20	0.26	0.14	0.99	0.52	1.76
BGK E	1.30	0.16	1.40	1.20	0.27	0.14	0.99	0.50	2.11

Zone3a

	FS_{stat}	a_{gd}	S	γ_f	k_{max}	k_y	FS_{dyn}	k_y/k_{max}	w_{bd} [cm]
BGK A	1.30	0.13	1.00	1.20	0.16	0.14	0.99	0.87	0.01
BGK B	1.30	0.13	1.20	1.20	0.19	0.14	0.99	0.72	0.18
BGK C	1.30	0.13	1.15	1.20	0.18	0.14	0.99	0.75	0.12
BGK D	1.30	0.13	1.35	1.20	0.21	0.14	0.99	0.64	0.50
BGK E	1.30	0.13	1.40	1.20	0.22	0.14	0.99	0.62	0.65

Zone2

	FS_{stat}	a_{gd}	S	γ_f	k_{max}	k_y	FS_{dyn}	k_y/k_{max}	w_{bd} [cm]
BGK A	1.30	0.10	1.00	1.20	0.12	0.14	0.99	1.13	0
BGK B	1.30	0.10	1.20	1.20	0.14	0.14	0.99	0.94	0.00
BGK C	1.30	0.10	1.15	1.20	0.14	0.14	0.99	0.98	0.00
BGK D	1.30	0.10	1.35	1.20	0.16	0.14	0.99	0.83	0.03
BGK E	1.30	0.10	1.40	1.20	0.17	0.14	0.99	0.80	0.05

Zone1

	FS_{stat}	a_{gd}	S	γ_f	k_{max}	k_y	FS_{dyn}	k_y/k_{max}	w_{bd} [cm]
BGK A	1.30	0.06	1.00	1.20	0.07	0.14	0.99	1.88	0
BGK B	1.30	0.06	1.20	1.20	0.09	0.14	0.99	1.56	0
BGK C	1.30	0.06	1.15	1.20	0.08	0.14	0.99	1.63	0
BGK D	1.30	0.06	1.35	1.20	0.10	0.14	0.99	1.39	0
BGK E	1.30	0.06	1.40	1.20	0.10	0.14	0.99	1.34	0

Abb. 59. Verschiebungen für eine statische Sicherheit von 1.3 in Abhängigkeit von der Erdbebenzone und der Baugrundklasse.

Hier zeigt sich zum Beispiel deutlich, dass nur bei kleinen zulässigen Verformungen in der Erdbebenzone 3 ein Nachweis durchzuführen wäre.

Alternativ zu dieser Vorgehensweise können auch die Verformungen konstant gehalten werden und in einer ähnlichen Form könnte ein Nachweis über die statische Sicherheit erfolgen (Abb. 60).

Erforderliche Sicherheitsniveau für eine erwartete Verschiebung $w_{bd} = 10\text{cm}$

Zone 3b

	FS_{stat}	a_{gd}	S	γ_f	k_{max}	k_y	FS_{dyn}	k_y/k_{max}	w_{bd} [cm]
BGK A	1.11	0.16	1.00	1.20	0.19	0.05	0.84	0.25	10.00
BGK B	1.14	0.16	1.20	1.20	0.23	0.06	0.87	0.27	10.00
BGK C	1.13	0.16	1.15	1.20	0.22	0.06	0.86	0.27	10.00
BGK D	1.17	0.16	1.35	1.20	0.26	0.07	0.89	0.29	10.00
BGK E	1.17	0.16	1.40	1.20	0.27	0.08	0.89	0.29	10.00

Zone3a

	FS_{stat}	a_{gd}	S	γ_f	k_{max}	k_y	FS_{dyn}	k_y/k_{max}	w_{bd} [cm]
BGK A	1.08	0.13	1.00	1.20	0.16	0.04	0.82	0.23	10.00
BGK B	1.10	0.13	1.20	1.20	0.19	0.05	0.84	0.25	10.00
BGK C	1.10	0.13	1.15	1.20	0.18	0.04	0.83	0.25	10.00
BGK D	1.12	0.13	1.35	1.20	0.21	0.06	0.85	0.26	10.00
BGK E	1.13	0.13	1.40	1.20	0.22	0.06	0.86	0.27	10.00

Zone2

	FS_{stat}	a_{gd}	S	γ_f	k_{max}	k_y	FS_{dyn}	k_y/k_{max}	w_{bd} [cm]
BGK A	1.05	0.10	1.00	1.20	0.12	0.02	0.80	0.21	10.00
BGK B	1.07	0.10	1.20	1.20	0.14	0.03	0.81	0.22	10.00
BGK C	1.07	0.10	1.15	1.20	0.14	0.03	0.81	0.22	10.00
BGK D	1.09	0.10	1.35	1.20	0.16	0.04	0.82	0.24	10.00
BGK E	1.09	0.10	1.40	1.20	0.17	0.04	0.83	0.24	10.00

Zone1

	FS_{stat}	a_{gd}	S	γ_f	k_{max}	k_y	FS_{dyn}	k_y/k_{max}	w_{bd} [cm]
BGK A	1.02	0.06	1.00	1.20	0.07	0.01	0.78	0.16	10.00
BGK B	1.03	0.06	1.20	1.20	0.09	0.01	0.79	0.17	10.00
BGK C	1.03	0.06	1.15	1.20	0.08	0.01	0.78	0.17	10.00
BGK D	1.04	0.06	1.35	1.20	0.10	0.02	0.79	0.18	10.00
BGK E	1.04	0.06	1.40	1.20	0.10	0.02	0.79	0.19	10.00

Abb. 60. Erforderliche Sicherheit für eine erwartete Verformung von 10cm, in Abhängigkeit von der Erdbebenzone und der Baugrundklasse.

11. Konzeptionelles Vorgehen für übersteile Böschungen im labilen Gleichgewicht

Natürliche Böschungen im labilen Gleichgewicht treten relativ häufig auf. Auch für diese Böschungen und Hänge müssen gegebenenfalls Verformungen berechnet werden. Die SIA 267 erlaubt die Berechnung der Bodenkennwerte einer solchen Böschung aus einer Rückrechnung mit einem Sicherheitsfaktor von 1.0. Wenn eine Rückrechnung der Bodenkennwerte auf dieser Basis durchgeführt wird, führt dies zu einer kritischen Beschleunigung von 0 und damit zu einem Versagen. Um eine Abschätzung der Verformungen durchzuführen, wird daher bei augenscheinlich stabilen Hängen vorgeschlagen eine Rückrechnung des gesamthaften Winkels der inneren Reibung auf der Basis einer globalen Sicherheit von 1,05 bis 1,1 durchzuführen. Bei bekanntem Material des Hanges (also einem bekannten Reibungswinkel) kann ebenso eine Kohäsion berechnet werden. In jedem Falle sind dann Verformungen abzuschätzen und es ist zu prüfen welche mechanischen Komponenten zur Hangstabilität beitragen. Für Hänge die in Bewegung sind, bzw. die bekanntermassen bei anderen Naturereignissen in Bewegung geraten (z.B. Regen) die für eine Rückrechnung anzusetzenden Sicherheiten zu reduzieren.

12. Zusammenfassung – offene Fragen

Die Zusammenfassung und der Vergleich bestehender Berechnungsansätze zeigen, dass mit zunehmender Berücksichtigung der Verformungen bzw. der Steifigkeit eines Systems, die Konservativität abnimmt. Allerdings bedeutet die Zulassung von Verformungen nicht zwingend dass der Nutzen eines Systems durch die sich einstellenden Verformungen eingeschränkt wird. Eine Berechnung einer Situation mit einem Ersatzkraftverfahren und einem Sicherheitsfaktor von 1 bedingt bei einer vertieften Betrachtung immer noch eine Verformung im Zentimeterbereich. Daher sollten Verfahren zur Abschätzung des Risikos die erlaubten Verformungen direkt mit einbeziehen, welches in der weiteren Bearbeitung berücksichtigt wird. Ein einfaches Verfahren, welches auf homogene und klar definierbare Mechanismen angewendet werden kann, wurde in diesem Bericht vorgestellt und unter anderem mit Verformungsberechnungen mit 1114 Datensätzen von Erdbeben, die auf die Schweiz übertragbar sind, getestet. Dieses Verfahren liesse sich noch um weitere Kriterien erweitern, wie zum Beispiel der Abstand einer geotechnischen Struktur zu einer aktiven Verwerfung ergeben. Diese Zusammenhänge werden jedoch auch in der Zonierung der Erdbeben bereits erfasst, so dass hier darauf verzichtet wird.

Die Anwendung des Verfahrens nach Newmark ist in der vorliegenden Form für Gleitversagen, unabhängig vom wirkenden Mechanismus, gültig. Der wirksame Mechanismus wird in der statischen Rechnung definiert. Bei einfachen Systemen ist es wahrscheinlich und konnte auch hier gezeigt werden, dass der statische und der dynamische Mechanismus ähnlich sind. Für komplexere Systeme (z.B. bei Geländesprüngen bis hin zu Wänden, unterschiedlicher Schichteinteilung, etc.) muss jedoch

geprüft werden inwieweit die Vereinfachung zulässig ist und ob gegebenenfalls künstliche Elemente wie Anker oder Pfähle, die zur Hang der Böschungssicherung eingesetzt werden, in eine einfache Haftreibung übersetzt werden können.

Interessant ist der Unterschied in den vorherrschenden Versagensformen künstlicher und natürlicher Hänge. In natürlichen Hängen werden eher oberflächennahe Rutschungen beobachtet, in künstlichen Hängen oder Dämmen tieferliegende Gleitfugen. In beiden Fällen wird in der Literatur berichtet, dass ein Anstieg des Porenwasserdruckes im Hang / Damm und die durch vorherige Beben oder Regenereignis induzierte Verformungen einen Einfluss auf die dynamische Stabilität haben. Häufig wird in der Literatur von Hang- und Böschungsversagen bei Nachbeben gesprochen. Dies bedingt, dass der mechanische Zusammenhang in den Böschungen zwischen Haftkräften (Kohäsion) und Reibungswinkel mit der dynamischen Stabilität dieser Grössen vertieft und erweitert betrachtet werden muss. Dies betrifft zum einen eine gezielte Untersuchung welche Verformungen benötigt werden, um diese Haftkräfte wie zum Beispiel Dilatanz oder Saugspannungen abzubauen. Zum anderen muss untersucht werden, ob wie der zeitliche Einfluss dieses Abbaus ist und ob sich statische Grössen auf die Lastereignisse bei einem Erdbeben übertragen lassen.

13. Referenzen

- Anderson, D.G., Geoffrey, R.M., Ignatius, L. & Wang, J.N. 2008. National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Report 611, Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments. Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Ansal, A., Erdik, M., Kurtulus, A., Erken, A., Seseyan, K. & Siyahi, B. 2002. Part e: State of the Art report – Review of current literature on seismic microzonation. Project MERM – Microzonation for Earthquake Risk Mitigation, DRM – DEZA, Bogazici University, Istanbul.
- Arias, A. 1970. A measure of earthquake intensity. Seismic design for nuclear power plants, Editor: Hansen, Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge, Mass. pp. 438-483.
- ASTRA 12 005. 2007. Richtlinie Boden- und Felsanker. Bundesamt für Strassen ASTRA. Bern.
- Biondi, G., Cascone, E., Maugeri, M. & Motta, E. 2000a. Seismic Response of saturated cohesionless slopes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20. pp. 209-215.
- Biondi, G., Cascone, E., Maugeri, M. & Motta, E. 2000b. Pore Pressure Effect on Seismic Response of Slopes. In: *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand.
- Blake, T.F., Hollingsworth, R.A. & Stewart, J.P. 2002. Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117 Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazards in California. Los Angeles, Southern California Earthquake Center.
- Bray, J. D., Rathje, E.M., Augello, A.J. & Merry, S.M. 1998. Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid waste landfills. *Geosynthetics International*, Vol. 5, No. 1-2. pp. 203-235.
- Bray, J. D. & Travasarou, T. 2007. Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, No. 4. American Society of Civil Engineers.
- Burjanek, J. 2011. Personal communication.
- Comartin, C. D. ed. 1995. Guam Earthquake of August 8, 1993, Reconnaissance Report. *Earthquake Spectra*, vol. 11, supplement B. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California. Publication No. 95-02.
- Egglezos, D. N. & Bouckovalas, G. D. 1998. Analytical Relationships for Earthquake Induced Pore Pressure in sand, clay and silt. In: *Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering*. Rotterdam. Balkema.
- Egglezos, D. N. & Bouckovalas, G. D. 1999. Permanent Strain and Pore Pressure Relations for Cyclic Loading of Sand. In: Sêco e Pinto, P. S. (Editors). *Earthquake Geotechnical Engineering*. Balkema, Rotterdam.
- Fritsche, S. (2008). Large historical earthquakes in Switzerland. Multidisciplinary studies on damage fields and site-effects. PhD Thesis at ETH Zurich. Diss. ETH no. 17710.

- Guam Earthquake of August 8, 1993 Reconnaissance Report. Comartin, C.D. (Eds), Earthquake Spectra, Supplement B to volume 11. Publication 95-02. April 1995.
- Hancock J., Watson-Lamprey J., Abrahamson N.A., Bommer J.J., Markatis A., McCoy E. & Mendis R. 2006. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(special issue 1). pp. 67–89.
- Hanson, R. D. 1980. Earthquake Engineering Research Institute: Northern Kentucky Earthquake July 27, 1980, Reconnaissance Report.
- Hashash, Y. 2011. Tohoku Pacific Ocean Earthquake and Tsunami Quick Observations from the PEER/EERI/GEER/Tsunami field investigation team
- Hosseini, K.A., Mahdaviifar, M.R., Bakhshayesh, M.K. & Rakhshandeh, M. 2004. Engineering Geology and Geotechnical Aspects of Bam Earthquake (Preliminary report). International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.
- Idriss, I.M. & Boulanger, R.W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA. USA.
- Jibson, R.W. & Harp, E.L. 2011 Field Reconnaissance report of landslides triggered by the January 12, 2010, Haiti Earthquake. U.S. Geological Survey Open-File Report 2011-1023, 19p.
- Jibson, R.W. & Jibson, M.W. 2003. Java programs for using Newmark's method and simplified decoupled analysis to model slope performance during earthquakes. US Department of the Interior, US Geological Survey. Open file report 03-005.
- JSCE 2000. Research report on seismic design of earth structures. Research Committee on Earthquake Engineering of the Japanese Society of Civil Engineering (in Japanese, after Towhata, 2008).
- Kanagawa Prefecture Government. 1986. Prediction of seismic damage in Kanagawa Prefecture. pp. 13-63 (in Japanese, after Towhata, 2008).
- Kiefer, D. S. 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geol. Soc. Am. Bull* 95, 406-421.
- Kottke, A.R., Rathje, E.M. 2009. Technical Manual for Strata. PEER Report 2008/10. University of California, Berkeley.
- Krahn, J. (2012). Geo-Studio user manuals. GEO-SLOPE International, Ltd. (Pub), Calgary, CA.
- Kuhlemeyer, R.L. & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*. Vol. 99 (5). pp. 421-427.
- Lang, H.-J., Huder, J., Amann, P. & Puzrni, A.M. 2007. *Bodenmechanik und Grundbau. Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte*. 8. Auflage. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Laue, J., Marin, A. & Mezger, F. 2012. Modelling of soil-structure interaction in alpine regions. In: *Proceedings of the 2nd International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, Taormina, Italy.
- Laue, J., Weber, T.M. & Marin, A. 2012. Berücksichtigung von Erdbeben bei der Berechnung von Hängen und Böschungen. Zwischenbericht von 2. Juli 2012. Im Auftrag von: Bundesamt für

- Umwelt BAFU, Bundesamt für Strassen ASTRA und Schweizerische Bundesbahnen SBB.
Zürich, Schweiz.
- Lee, G.C. & Loh, C.H. 2000. The Chi-Chi, Taiwan Earthquake of September 21, 1999: Reconnaissance Report. MCEER-00-0003. (PB2001-100980, A10, MF-A02).
- Lee, K. L. & Focht Jr., J. A. 1975. Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100(GT1). pp. 1-18.
- Matsui, T., Ohara, H., & Ito, T. 1980. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 106(GT10). pp. 1101 – 1121.
- Narula, P.L., Shome, S.K. & Murty, B.S.R. ed. 1996. Killari Earthquake, 30 September 1993. Special Publication No. 37, Geological Survey of India.
- Newmark, N. M. 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15 (2). pp. 139-160.
- Ng, C.W.W., Leung, A.K., Garg, A. & Woon, K.X. 2013. Soil suction induced by grass and tree in an atmospheric-controlled plant room. In: *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris*.
- Opennstein, V & Frydman, S. 2000. The influence of vegetation on soil strength. *Ground Improvement*, 4(2). pp. 81-89.
- Parise, M. & Jibson, R.W. 2000. A seismic landslide susceptibility rating of geologic units based on analysis of characteristics of landslides triggered by the 17 January, 1994 Northridge, California earthquake. *Engineering Geology* 58; 251-270.
- Sassa, S., Watabe, Y., Yang, S. & Kuwae, T. 2013. Ecological Geotechnics. *ISSMGE Bulletin*, 7(3). pp. 23-45.
- Schmid, M. 2011. Erdbebenstabilität von Böschungen in Grächen. Masterarbeit am Institut für Geotechnik. ETH Zürich.
- Seward, L. & Laue, J. 2011. Earthquake inventory in terms of slope failures. Unpublished Report, Zürich.
- SED - Schweizerisches Erdbebendienst. 2002. ECOS – Earthquake catalogue of Switzerland.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., Makdisi, F. I. & Banerjee, N. G. 1975. Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses. *Earthquake Engineering Research Center*. No. UCB/EERC-75/29. University of California at Berkeley. Berkeley, USA.
- Seed, H. B. & Booker, J. R. 1977. Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT7). pp. 757-768.
- Seed, H. B. & Idriss, I. M. 1982. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. *Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, USA*.
- Shoji, G. & Toshiaki, S. 2011. Analysis on failure modes of road structures due to slope failures in the 2008 Iwate-Miyagi earthquake and development of the related damage function. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 11 (5).
- SIA 261. 2003. Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein. Zürich.

- SIA 267. 2013. Geotechnik. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein. Zürich.
- SIA 269/8. 2014. Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein. Norm unter Vernehmlassung.
- Siyahi, B. & Ansal, A. 1999. Manual for zonation on seismic geotechnical hazards. TC for earthquake geotechnical engineering (TC4) of the ISSMGE, pp. 68-60.
- Sonnenberg, R., Bransby, M.F., Hallett, P.D., Bengough, A.G., Mickovski, S.B. & Davies, M.C.R. 2010. Centrifuge modelling of soil slopes reinforced with vegetation. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(12). pp. 1401-1414.
- Sonnenberg, R., Bransby, M.F., Bengough, P.D., Hallett, P.D. & Davies, M.C.R. 2012. Centrifuge modelling of soil slopes containing model plant roots. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(1). pp. 1-17.
- SP117A. 2008. Guidelines for Evaluating and Mitigating seismic hazards in California. California Geological Survey.
- Towhata, I. 2008. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Springer.
- Towhata, I. 2011. Personal communication.
- Trommer, B. 1977. Labormethoden zur Untersuchung des Verflüssigungspotentials von kohäsionslosen Boden. Mitteilung der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, 97. Zürich.
- Wenk, T. 2011. Erdbebensicherung von Bauwerken I. ETH Zürich. Institut für Baustatik und Konstruktion. DOI 10.3929/ethz-a-006600390.
- Winterhalter, R.U., Schneider, T.R., Schielly, H. 1964. Bergsturz, Rutschung, Strömung - Poster. Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik.
- Wu, T.H., McKinnell, W.P., III & Swanston, D.N. 1979. Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(1). pp. 19–33.
- Wyllie, L.A. & J.R. Filson, eds. 1989. Armenia Earthquake Reconnaissance Report. Earthquake Spectra Special Supplement.
- Yasuda, S. 1993. Zoning for slope instability. Manual for zonation on seismic geotechnical hazards. TC4, ISSMFE.
- Yin, Y., Wang, F & Sun, P. 2009. Landslide hazards triggered by the 2008 Wenchuan earthquake, Sichuan, China. *Landslides*. 6:139-151.
- Zhang, S., Zhang, L.M., Peng, M., Tang W.H. & Zhang, L.L. 2011. Assessment of risks posed by rainfall retriggered loose landslide deposits formed by the 2008 Wenchuan earthquake. Department of Civil and Environmental Engineering, The Hong Kong University of Science and Technology, Clear Water Bay, Hong Kong.