Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Bundesamt für Strassen ASTRA

DOKUMENTATION

ERDBEBENSICHERHEIT VON ERD- UND STÜTZBAUWERKEN

Fallbeispiele

Ausgabe 2019 V1.00
ASTRA 82018

Impressum

Autor(en) / Arbeitsgruppe

Blaise Duvernay	(BAFU, Ittigen, Vorsitz)
Anita Lutz	(Dr. Vollenweider AG, Zürich, Koordination, Autorin)
Dr. Yuko Yamamoto	(Dr. Vollenweider AG, Zürich)
Dr. Jan Laue	(ETHZ IGT, Zürich, Autor)
Dr. Alexandru Marin	(ETHZ IGT, Zürich, Autor)
Beda Romer	(HSR IBU, Rapperswil, Autor)
Dr. Hansruedi Schneider	(HSR IBU, Rapperswil, Autor)
Jochem Seifert	(HSR IBU, Rapperswil, Autor)
Dr. Markus von Moos	(Dr. von Moos AG, Zürich, Autor)
Dr. Matthias Preisig	(GeoMod, Lausanne)

Begleitgruppe

Blaise Duvernay	(BAFU, Ittigen, Leitung)
Dr. Manuel Alvarez	(ASTRA, Ittigen)
Heike Fischer	(SBB AG, Bern)
Olivier Fontana	(Fellmann Geotechnik GmbH, Luzern)
Dr. Frédéric Mayoraz	(De Cérenville Géotechnique SA, Lausanne)
Lorenzo Sabato	(SBB AG, Bern)
Dr. Pascal Tissières	(Bureau d'ingénieurs et géologues Tissières SA, Martigny)
Dr. Rudolf Vogt	(ACS-Partner AG, Zürich)
Dr. Thomas Weber	(Studer Engineering GmbH, Zürich)

Übersetzung (Originalversion in Deutsch)

Herausgeber
Bundesamt für Strassen ASTRA
Abteilung Strassennetze N
Standards und Sicherheit der Infrastruktur SSI
3003 Bern

Bezugsquelle
Das Dokument kann kostenlos von www.astra.admin.ch herunter geladen werden.

© ASTRA 2019
Abdruck – ausser für kommerzielle Nutzung – unter Angabe der Quelle gestattet.

Vorwort

Die Motivation für die zweiteilige Dokumentation zum Thema der Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken entstand aus der Sorge, dass die teilweise konservativen Annahmen in der Norm SIA 267 „Geotechnik“ (Ausgabe 2003) [18], die beschränkte Erfahrung der Ingenieure in der Praxis und die Unklarheiten über die anzustrebenden Anforderungen für geotechnische Bauwerke an Strassen und Schienenwegen unter Erdbebeneinwirkungen zu unnötigen oder unverhältnismässigen baulichen Massnahmen führen können. Die Vermutung, dass die Normenbestimmungen sehr konservativ sind, stammt aus der Beobachtung, dass Erdbebeneinwirkungen für die Bemessung von Erd- und Stützbauwerken oft massgebend waren, diese Bauwerke aber bei reellen Erdbeben im Ausland sowie bei Testversuchen sich tendenziell robust verhalten. Nur sehr selten und für Einwirkungen, die deutlich über den in der Schweiz für die Bemessung von Neubauten zu berücksichtigenden Einwirkungen liegen, wurde ein Versagen festgestellt.

Die Problematik wurde anhand von 3 Teilprojekten gründlich analysiert. Das erste Teilprojekt hat sich auf Anforderungen und Triagekriterien fokussiert. Das zweite Teilprojekt hat die Methoden für die Analyse der Erdbebensicherheit von Hängen, Anschnitten und Böschungen (Laue et al. 2014 [40]) und das dritte die Methoden für die Analyse der Erdbebensicherheit von Stützbauwerken (Schneider et al. 2014 [50]) behandelt. Die Ergebnisse dieser Studien dienten als Grundlage für die vorliegende ASTRA-Dokumentation und sie haben auch auf die Revision der Norm SIA 267 “Geotechnik“ (2013) [8] sowie auf die Erarbeitung der neuen Norm SIA 269/8 „Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben“ (2017) [17] Einfluss gehabt. Die vorliegende Dokumentation zeigt sechs Fallbeispiele auf. Sie ergänzt und erläutert die ASTRA Dokumentation 82017 Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken – Bemessung und Überprüfung [22].

Die Grundlagenstudien und die vorliegende Dokumentation wurden von einer Arbeitsgemeinschaft von privaten Ingenieurbüros, dem Institut für Geotechnik der ETH Zürich und der Fachstelle für Geotechnik der Hochschule Rapperswil erarbeitet. Die Arbeiten wurden gemeinsam vom Bundesamt für Strassen (ASTRA), Bundesamt für Umwelt (BAFU) und von den Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) getragen und von der Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge des Bundes beim BAFU koordiniert.

Bundesamt für Strassen

Jürg Röthlisberger
Direktor

Inhaltsverzeichnis

Impressum **2**
Vorwort **3**

1 Einleitung **9**
1.1 Zweck des Dokuments 9
1.2 Geltungsbereich 9
1.3 Mitgeltende Bestimmungen 9
1.4 Adressaten 9
1.5 Inkrafttreten und Änderungen 9
1.6 Vorbemerkungen zu den Fallbeispielen 10
1.7 Bezeichnungen 10

2 Fallbeispiel eines Dammes **15**
2.1 Ausgangslage 15
2.2 Tragsicherheit für ständige Lasten 16
2.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit 16
2.3.1 Nachweis der Tragsicherheit 16
2.3.2 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit 18
2.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - Newmark-basiertes Verfahren 18
2.4.1 Bestimmung der bleibenden Verformungen 18
2.4.2 Nachweis der Tragsicherheit des Dammes 19
2.4.3 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees 19
2.4.4 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit 19
2.5 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FEM-basiertes Verfahren 20
2.5.1 Modellierung des Untergrundbereiches 20
2.5.2 FE-Netz 20
2.5.3 Grundwasser 21
2.5.4 Stoffgesetze und Bodenkennziffern 21
2.5.5 Eingabe der Erdbebenanregung 23
2.5.6 Resultate der FE-Berechnungen 24
2.5.7 Nachweis der Tragsicherheit des Dammes 29
2.5.8 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees 29
2.5.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit 29
2.5.10 Weitere Erkenntnisse aus den FE-Simulationen 29
2.6 Variante – potentiell verflüssigbarer Untergrund 31

3 Fallbeispiel eines Einschnitts **37**
3.1 Ausgangslage 37
3.2 Tragsicherheit für ständige Lasten 38
3.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit 39
3.3.1 Nachweis der Tragsicherheit 39
3.3.2 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit 39
3.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - Newmark-basiertes Verfahren 40
3.4.1 Bestimmung der bleibenden Verformungen 40
3.4.2 Nachweis der Tragsicherheit des Einschnitts 41
3.4.3 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees 41
3.4.4 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit 41
3.5 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FE-basiertes Verfahren 42
3.5.1 Modellierung des Untergrundbereiches 42
3.5.2 Modellierung des Einschnitts und der Vernagelung 42
3.5.3 FE-Netz 43
3.5.4 Grundwasser 43
3.5.5 Stoffgesetze und Bodenkennziffern 44
3.5.6 Eingabe der Erdbebenanregung 45

3.5.7 Resultate der FE-Berechnungen ... 46
3.5.8 Nachweis der Tragsicherheit des Einschnitts ... 52
3.5.9 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees ... 52
3.5.10 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit ... 52

4 Fallbeispiel einer natürlichen Böschung ... 53
4.1 Ausgangslage ... 53
4.2 Tragsicherheit für ständige Lasten ... 54
4.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit ... 56
4.3.1 Nachweis der Tragsicherheit ... 56
4.3.2 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit ... 57
4.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit – Newmark-basiertes Verfahren ... 58
4.4.1 Überprüfung der Einhaltung der Grenzverschiebungen ... 58
4.4.2 Bestimmung der bleibenden Verformungen ... 58
4.4.3 Nachweis der Tragsicherheit der Böschung ... 59
4.4.4 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees ... 59
4.4.5 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit ... 60
4.5 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FE-basiertes Verfahren ... 60
4.5.1 Modellierung des Untergrundbereiches ... 60
4.5.2 FE-Netz ... 61
4.5.3 Grundwasser ... 61
4.5.4 Stoffgesetze und Bodenkennziffern ... 62
4.5.5 Eingabe der Erdbebenanregung ... 63
4.5.6 Resultate der FE-Berechnungen ... 64
4.5.7 Nachweis der Tragsicherheit der Böschung ... 69
4.5.8 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees ... 69
4.5.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit ... 69
4.5.10 Weitere Erkenntnisse aus der FE-Simulationen ... 70

5 Fallbeispiel Schwergewichtsmauer ... 73
5.1 Ausgangslage ... 73
5.2 Tragsicherheit unter ständigen Lasten ... 73
5.2.1 Tragwerksanalyse ... 73
5.2.2 Nachweise ... 74
5.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit ... 75
5.3.1 Ausgangswerte ... 75
5.3.2 Erforderliche Nachweise ... 76
5.3.3 Verfahren ... 76
5.3.4 Ermittlung der Erddruckbeiwerte ... 76
5.3.5 Ermittlung der Erddruckbeiwerte (passive Seite) ... 78
5.3.6 Einwirkungen pro m^1 ... 78
5.3.7 Nachweis Kippen (GZ Typ 1) ... 80
5.3.8 Nachweis Gleiten (GZ Typ 2) ... 81
5.3.9 Nachweis Grundbruch (GZ Typ 2) ... 82
5.3.10 Kritischer Erdbebenbeschleunigungskoeffizient k_{crit} ... 83
5.3.11 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit ... 85
5.3.12 Sensitivitätsstudie: Geländeneigung und kapillare Kohäsion ... 85
5.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FE-basiertes Verfahren ... 86
5.4.1 Einleitung ... 86
5.4.2 FE Modell ... 87
5.4.3 Randbedingungen und Erdbebenanregung ... 88
5.4.4 Kontrolle des Antwortspektrums im FE-Modell ... 89
5.4.5 Validierung des FE-Modells ... 91
5.4.6 Resultate der FE-Analyse und bleibende Verformungen ... 92
5.4.7 Nachweis der Tragsicherheit der Stützmauer ... 93
5.4.8 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees ... 94
5.4.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit ... 94

6 Fallbeispiel Winkelstützmauer ... 95
6.1 Ausgangslage ... 95
6.2 Tragsicherheit für ständige Lasten ... 96
6.2.1 Tragwerksanalyse ... 96
6.2.2 Nachweise ... 97
6.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit ... 97
6.3.1 Ausgangswerte ... 97
6.3.2 Erforderliche Nachweise ... 98
6.3.3 Verfahren ... 98
6.3.4 Ermittlung der Erddruckbeiwerte (aktive Seite) ... 98
6.3.5 Ermittlung der Erddruckbeiwerte (passive Seite) ... 99
6.3.6 Einwirkungen pro m[1] ... 100
6.3.7 Nachweis Kippen (GZ Typ 1) ... 101
6.3.8 Nachweis Gleiten (GZ Typ 2) ... 102
6.3.9 Nachweis Grundbruch (GZ Typ 2) ... 103
6.3.10 Kritischer Erdbebenbeschleunigungskoeffizient k_{crit} ... 104
6.3.11 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit ... 105
6.3.12 Sensitivitätsstudie: Mauerhöhe ... 105
6.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FE-basiertes Verfahren ... 106
6.4.1 Gefährdungsbilder ... 106
6.4.2 FE Modell ... 106
6.4.3 Erdbebenanregung ... 107
6.4.4 Kontrolle des Antwortspektrums im FE-Modell ... 108
6.4.5 Validierung des FE-Modells ... 108
6.4.6 Bleibende Verformungen ... 109
6.4.7 Nachweis der bleibenden Verschiebungen der Stützmauer ... 109
6.4.8 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees ... 110
6.4.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit ... 110

7 Fallbeispiel durchgehend verankerte Stützwand ... 111
7.1 Ausgangslage ... 111
7.2 Tragsichserheit für ständige Lasten ... 112
7.2.1 Tragwerksanalyse ... 112
7.2.2 Nachweise ... 113
7.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit ... 113
7.3.1 Ausgangswerte ... 113
7.3.2 Erforderliche Nachweise ... 114
7.3.3 Verfahren ... 114
7.3.4 Einwirkungen pro m[1] ... 115
7.3.5 Nachweis der Einbindetiefe t (GZ Typ 2) ... 116
7.3.6 Nachweis der Ankerkraft A (GZ Typ 2) ... 117
7.3.7 Kontrolle der Gesamtstabilität (GZ Typ 3) ... 118
7.3.8 Kritischer Erdbebenbeschleunigungskoeffizient k_{crit} ... 119
7.3.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit ... 120
7.3.10 Sensitivitätsstudie: Böschungswinkel ... 120
7.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FE-basiertes Verfahren ... 121
7.4.1 Gefährdungsbilder ... 121
7.4.2 FE Modell ... 121
7.4.3 Erdbebenanregung ... 122
7.4.4 Kontrolle der Antwortspektrums im FE-Modell ... 122
7.4.5 Validierung des FE-Modells ... 123
7.4.6 Bleibende Verformungen ... 123
7.4.7 Nachweis der bleibenden Verschiebungen der Stützmauer ... 124
7.4.8 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees ... 125
7.4.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit ... 125

Anhänge ... 127
Literaturverzeichnis ... 131
Auflistung der Änderungen ... 135

1 Einleitung

1.1 Zweck des Dokuments

In der Bemessung und in der Überprüfung von Bauwerken des Erd-, Grund- und Spezialtiefbaus unter Erdbebeneinwirkungen herrschen Unsicherheiten über das korrekte und zweckmässige Vorgehen. Die Unsicherheiten betreffen insbesondere die Festlegung der Anforderungen sowie die Bemessungs- und Nachweisverfahren.

Mit der ASTRA-Dokumentation 82017 „*Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken – Bemessung und Überprüfung*“ [22] werden Regeln für die Festlegung der Anforderungen für Erd- und Stützbauwerke entlang von Strassen und Schienenwegen gegeben sowie geeignete Nachweisverfahren eingeführt.

In der vorliegenden zugehörigen ASTRA-Dokumentation 82018 „*Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken – Fallbeispiele*“ werden zudem die verschiedenen Nachweisverfahren vorgestellt, verglichen und bewertet sowie die Umsetzung der Regeln der ASTRA-Dokumentation 82017 [22] aufgezeigt.

1.2 Geltungsbereich

Die Dokumentation gilt für Erd- und Stützbauwerke entlang von Strassen und Schienenwegen, welche nach den Regeln der ASTRA-Dokumentation 82017 bemessen und überprüft werden:

- Hänge, Böschungen, Einschnitte
- Dämme
- Stützbauwerke

Für andere vergleichbare Tragwerke kann die Dokumentation, in sorgfältiger Prüfung der Voraussetzungen, als Orientierungshilfe dienen.

1.3 Mitgeltende Bestimmungen

Die vorliegende Dokumentation basiert auf und gilt in Verbindung mit den folgenden Normen und Richtlinien:

- Normenreihe zur Projektierung der Tragwerke SIA 260 bis 267 und SIA 261/1 bis 267/1 (2012 / 2013 / 2014) ([1] bis[8])
- Normen für die Erhaltung SIA 269 mit ergänzenden Normen SIA 269/1 bis 269/8 (2011/2017) ([9] bis [17])
- ASTRA-Dokumentation 82017 „*Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken – Bemessung und Überprüfung (2017)* [22]

1.4 Adressaten

Die Dokumentation wendet sich an die Fachleute der Eigentümer, Betreiber und Bauherrschaften sowie an die Fachleute für Projektierung, Ausführung und Erhaltung.

1.5 Inkrafttreten und Änderungen

Die vorliegende Dokumentation tritt am 20.02.2019 in Kraft.

1.6 Vorbemerkungen zu den Fallbeispielen

Bei den Fallbeispielen ist es das Ziel, Erd- und Stützbauwerke, welche knapp die Nachweise der Tragsicherheit für ständige und vorübergehende Lastfälle erfüllen, für den Lastfall Erdbeben zu überprüfen.

In den Kapiteln 2 bis 4 werden Überprüfungen der Erdbebensicherheit eines Dammes, eines Einschnitts und einer natürlichen Böschung durchgeführt. In den Kapiteln 5 bis 7 werden drei häufige Typen von Stützbauwerken (Schwergewichtsmauer, Winkelstützmauer und verankerte Stützwand) überprüft.

Für alle Fallbeispiele werden Bauwerke überprüft, die ohne spezifische Berücksichtigung des Lastfalles Erdbeben bemessen worden sind und für welche die Nachweise der Tragsicherheit unter ständigen Lasten knapp erfüllt sind. Es soll die Leser dabei nicht stören, dass die Nachrechnungen und Überprüfungen teilweise ohne Einführung des Verkehrs durchgeführt worden sind, um den Fokus ganz auf die Erläuterung der Überprüfungsabläufe zu richten. Die ausgewählten Bauwerke weisen gewisse Vereinfachungen gegenüber reellen Bauwerken auf, stellen aber wichtige Kategorien von bestehenden Bauwerken genügend realistisch dar.

Für alle Fallbeispiele wird die Erdbebensicherheit zuerst mit einem kraftbasierten und dann mit einem verformungsbasierten Verfahren für die Erdbebeneinwirkung in der Erdbebenzone 3b überprüft. In den beiden Situationen wird der für die rechnerische Beurteilung der Erdbebensicherheit benötigte Erfüllungsfaktor nach Norm SIA 269/8 ermittelt. Beim verformungsbasierten Verfahren wird der Nachweis der Tragsicherheit der Bauwerke und der Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees auf Basis der bleibenden Verschiebungen nach den Ansätzen der Norm SIA 269/8 und der begleitenden Dokumentation durchgeführt. Nach diesen Überprüfungen wird der Handlungsbedarf diskutiert. In gewissen Fallbeispielen wäre die verformungsbasierte Überprüfung nicht unbedingt notwendig gewesen. Sie wurde aber zum Zweck eines Vergleiches mit und einer Plausibilisierung der kraftbasierten Überprüfung trotzdem systematisch durchgeführt. Weitere Sensitivitätsstudien zeigen den Einfluss von wichtigen Parametern auf und erlauben die Ergebnisse für Erdbebenzonen mit tieferer Erdbebeneinwirkung in der Schweiz zu übertragen.

Bei den verformungsbasierten Überprüfungen werden (wo möglich) vereinfachte Newmark-basierte Verfahren sowie dynamische FEM-Modellierungen verwendet. Bei den FEM-Modellierungen ist die Auswahl von Erdbebenzeitverläufen, die gleichzeitig die Anforderungen der Baunormen bezüglich Einwirkungsniveau abdecken und mit der Gefährdungsdeaggragation vereinbar sind, eine schwierige Angelegenheit. Dafür fehlen heute robuste und gut etablierte Verfahren. Der in dieser Dokumentation verfolgte Ansatz ist ein Versuch, alle diese Anforderungen pragmatisch und auf der sicheren Seite abzudecken. Es ist zu erwarten, dass in den kommenden Jahren Fortschritte in diesem Gebiet gemacht werden (Forschungsbedarf).

Ergänzende Kommentare und Hinweise zu den Bestimmungen dieser Dokumentation sowie zu den getroffenen Annahmen bei der Modellbildung werden nachfolgend in kursiver Schrift in separaten Textkästen dargestellt.

1.7 Bezeichnungen

Begriff	Bedeutung
a_{crit}	Kritische horizontale Bodenbeschleunigung bezüglich Bodenverflüssigung, Scherfestigkeitsverminderung des Bodens, Gleiten oder Geländebruch
a_f	Verhältnis der Adhäsion der Wand zur Kohäsion des Bodenmaterials
a_{gd}	Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung

$a_{h,max}$	Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung am Standort(= γ_f a_{gd} S)
$a_{(wRd)}$	Horizontale Bodenbeschleunigung bei welcher das verformungsbasierte Verfahren nach Anhang D von SIA 269/8 (2017) eine Verschiebung wbd ergibt, welche dem Bemessungswert der Grenzverschiebung w_{Rd} entspricht
$a_{(vRd)}$	Horizontale Bodenbeschleunigung bei welcher das verformungsbasierte Verfahren nach Anhang D von SIA 269/8 (2017) eine Verschiebung wbd ergibt, aus welcher eine Setzung des Trassees v_d abgeschätzt werden kann, welche dem Bemessungs- oder Überprüfungswert des Grenzwertes der Setzung des Trassees v_{Rd} entspricht
A_d	Ankerkraft
$A_{h,d}$	Horizontale Komponente des Überprüfungswertes der Ersatzkraft
A_p	Minimale Querschnittsfläche des Zugglieds von vorgespannten Ankern
B_o	Kronenbreite eines Stützbauwerks
B_u	Fundamentbreite
c'_k	Charakteristischer Wert der effektiven Kohäsion
c^{ref}	Kohäsion
$e_{ah,k}$	Charakteristischer Wert der horizontalen Komponente des aktiven Erddrucks
e_d	Überprüfungswert der Lastexzentrizität
e_{gr}	Zulässige Lastexzentrizität
E	Axiale Steifigkeit
E_a	Aktive Erddruckkraft
E_{ae}	Aktive Erddruckkraft unter Erdbebeneinwirkung
E_d	Überprüfungswert einer Auswirkung
$E_{N,d}$	Überprüfungswert der normal zur Fundamentsohle wirksamen Komponente von E_d (Flachfundationen)
E_p	Passive Erddruckkraft
E_{pe}	Passive Erddruckkraft unter Erdbebeneinwirkung
$E_{T,d}$	Überprüfungswert des parallel zur Fundamentsohle wirkenden Komponente von E_d (Flachfundationen)
E_{50}^{ref}	Sekantensteifigkeit im drainierten Triaxialversuch
E_{oed}^{ref}	Tangentensteifigkeit für die Erstbelastung im Oedometerversuch
E_{ur}^{ref}	Entlastungs- / Wiederbelastungssteifigkeit
f	Frequenz
f_{pk}	Zugfestigkeit des Stahlzugglieds von vorgespannten Ankern gemäss Norm SIA 262 [3]
F_d	Überprüfungswert einer Einwirkung
F_{rep}	Wert einer repräsentativen Einwirkung
g	Erdbeschleunigung
G	Schubmodul
G_k	Eigenlast eines Bauwerks oder des Bodens

G_o^{ref}	Maximaler Schubmodul bei kleiner Dehnung
h	Sichthöhe eines Stützbauwerks
h_f	Freie Standhöhe eines Stützbauwerks
H	Stützhöhe eines Stützbauwerks
k_{crit}	Kritischer horizontaler Bodenbeschleunigungskoeffizient (= a_{crit} / g)
$k_{h,d}$	Bemessungs- oder Überprüfungswert des horizontalen Bodenbeschleunigungskoeffizienten für die kraftbasierte Bemessung
$k_{h,max}$	Bemessungs- oder Überprüfungswert des horizontalen Bodenbeschleunigungskoeffizienten am Standort
$k_{v,d}$	Überprüfungswert des vertikalen Bodenbeschleunigungskoeffizientes für das kraftbasierte Verfahren
K_0	Beiwert für den Erdruhedruck
K_a	Beiwert für den aktiven Erddruck
K_B	Korrekturfaktor (2.4.2)
K_{ae}	Beiwert für den aktiven Erddruck unter Erdbebeneinwirkung
K_p	Beiwert für den passiven Erddruck
K_{pe}	Beiwert für den passiven Erddruck unter Erdbebeneinwirkung
l	Knotenabstand in die Richtung der Wellenausbreitung
l_{fr}	Rechnerische freie Ankerlänge
l_r	Verhältnis des Knotenabstandes zur Wellenlänge
l_v	Verankerungslänge
m	Beiwert der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit
N_c, N_q, N_γ	Tragfähigkeitsbeiwerte
N_{cE}, N_{qE}, $N_{\gamma E}$	Seismische Tragfähigkeitsbeiwerte
P_0	Festsetzkraft (Verankerungen)
q	Verteilte Last oder Kraft
q_a	Seismischer Verhaltensbeiwert
q_h	Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers
r_d	Einflusszahl für die Flexibilität der Bodensäule über die Tiefe
R_d	Überprüfungswert eines Tragwiderstandes
$R_{E,d}$	Überprüfungswert des seitlichen Erdwiderstands
$R_{a,k}$	Charakteristischer Wert des äusseren Tragwiderstandes eines Ankers
$R_{i,k}$	Charakteristischer Wert des inneren Tragwiderstandes eines Stahlankers
$R_{T,d}$	Überprüfungswert der parallel zur Fundamentsohle wirkenden Komponente von E_d
$R_{N,d}$	Überprüfungswert der normal zur Fundamentsohle wirkenden Komponente von E_d
$s_{u\ (kritisch)}$	Kritische undrainierte Scherfestigkeit des verflüssigten Bodens
s_{zul}	Zulässige Bauwerksverschiebung in kraftbasierten Tragsicherheitsnachweisen (Bemessungsniveau)

S	Parameter zur Bestimmung des elastischen Bodenspektrums
SF	Sicherheitsfaktor als Verhältnis von Auswirkungen und Widerstand im kraftbasierten Verfahren
SF_{Dyn}	Sicherheitsfaktor als Verhältnis von Auswirkungen und Widerstand im kraftbasierten Verfahren unter Erdbebeneinwirkung
SF_k	Sicherheitsfaktor, basiert auf dem charakteristischen Wert des Reibungswinkel
t	Einbindetiefe eines Stützbauwerks
T	Zeit
v_d	Geschätzte oder berechnete Setzung oder Hebung einer Strasse oder der Gleise als Folge der bleibenden Verschiebungen des Bauwerks w_{bd} infolge Erdbebeneinwirkungen im verformungsbasierten Nachweis der Tragsicherheit
v_s	Scherwellengeschwindigkeit
v_{Rk}	Einer Erdbebenstreckenklasse zugeordneter charakteristischer Grenzwert der Setzung der Fahrbahn
v_{Rd}	Bemessungs- oder Überprüfungswert eines Grenzwertes der Setzung der Fahrbahn, der einer Erdbebenstreckenklasse zugeordnet wird
w_{bd}	Bleibende Verschiebung eines Erd- oder Stützbauwerks infolge Erdbebeneinwirkung. Die bleibende Verschiebung resultiert aus dem verformungsbasierten Nachweis mit Erdbebeneinwirkungen auf Tragsicherheitsniveau und charakteristischen Werten der Baugrundeigenschaften.
w_{Rk}	Charakteristischer Wert der Grenzverschiebung (akzeptierbare bleibende Verschiebung) für die Tragsicherheit eines Erd- oder Stützbauwerks.
w_{Rd}	Überprüfungswert der Grenzverschiebung (akzeptierbare bleibende Verschiebung) für die Tragsicherheit eines Erd- oder Stützbauwerks.
z	Tiefe der einwirkenden Schubspannung

α	Neigung der Bauwerksoberfläche
α_{eff}	Erfüllungsfaktor
α_{min}	Mindesterfüllungsfaktor
α_R	Rayleigh-Beiwert
β	Geländeneigung
β_R	Rayleigh-Beiwert
$\delta_{a,k}$	Charakteristischer Wert des Wandreibungswinkels (aktive Seite)
$\delta_{p,k}$	Charakteristischer Wert des Wandreibungswinkels (passive Seite)
ε	Neigung des Ankers gegenüber der Horizontalen
ϕ'_k	Charakteristischer Wert des effektiven Reibungswinkels
$\varphi'_{cv,k}$	Charakteristischer Wert des effektiven Reibungswinkels
ϕ'	Reibungswinkel
γ_c	Partialfaktor für Kohäsion

γ_{ck}	Charakteristischer Wert der wirksamen Raumlast von bewehrtem Beton
γ_D	Partialfaktor für das Verformungsvermögen
γ_{ek}	Charakteristischer Wert der wirksamen Raumlast des Bodens
γ_f	Bedeutungsfaktor
γ_F	Lastbeiwert
γ_G	Lastbeiwert für ständige Einwirkungen
$\gamma_{G,Q}$	Lastbeiwert für Erddruck
γ_m	Partialfaktor für eine Baustoff- oder Baugrundeigenschaft
γ_R	Partialfaktor für Tragwiderstand
γ_M	Widerstandsbeiwert
γ_{sat}	Gesättigtes Raumgewicht
γ_{unsat}	Feuchtraumgewicht
γ_γ	Partialfaktor für Raumlast des Bodens bzw. Fels
γ_ϕ	Partialfaktor für effektiven Winkel der inneren Reibung
$\gamma_{0,7}$	Scherdehnung für eine 30% Abnahme der Schubmodul
ρ'	Dichte des Bodens unter Auftrieb
σ'_v	Effektive vertikale Spannung
τ_{max}	Maximale Schubspannung
λ	Wellenlänge
ν	Poissonzahl
ν_{ur}	Entlastungs- / Wiederbelastungspoissonzahl
ν_a	Statischer Bruchwinkel des Bodens
ν_{ae}	Bruchwinkel des Bodens unter Erdbebeneinwirkung
ψ	Dilatanzwinkel
θ	Winkel der Kräfte unter Erdbebeneinwirkung $\left(\theta = arctan\left(\frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}}\right)\right)$

2 Fallbeispiel eines Dammes

2.1 Ausgangslage

In diesem Fallbeispiel wird ein bestehender Damm symmetrischer Geometrie mit einer Böschungsneigung von 1:1.6 (α = 32°) überprüft. Der Damm befindet sich in der Erdbebenzone Z3b und wurde für die Bemessungssituation Erdbeben nicht bemessen.

Der Bodenaufbau im Dammkörper und im Untergrund wurde als uniform angenommen. Der Boden besteht aus einem siltigen Sand mit einem Wert des Reibungswinkels bei konstanten Volumen von $\varphi'_{cv,k}$ = 31° und einer Kohäsion von c'_k = 1kPa. Diese Situation, in der der im Labor ermittelte Reibungswinkel des Bodens kleiner als die Böschungsneigung des Dammes ist, ist bei bestehenden alten Dämmen nicht ungewöhnlich. Die Stabilität solcher Bauwerke ergibt sich oft aus zusätzlichen Faktoren wie z.B. Dilatanz, Zementierung, Saugspannungen, Vegetation, etc., die die Scherfestigkeit des Bodens erhöhen. Der Wasserspiegel liegt unterhalb des Dammkörpers direkt auf der Höhe der Geländeoberkante am Dammfuss. Eine allgemeine schematische Darstellung des Dammes findet sich in der Abb. 2.1.

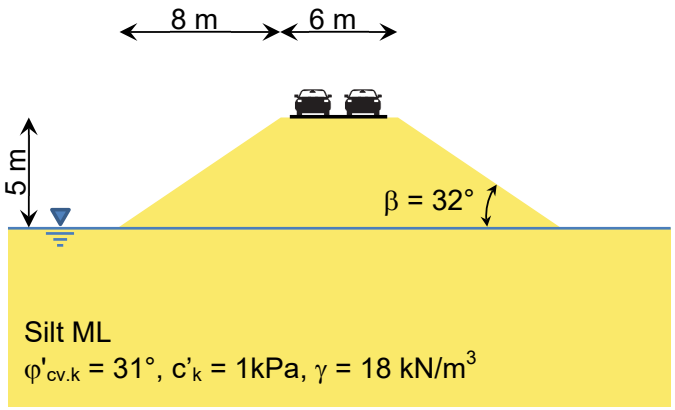


Abb. 2.1 Schematische Darstellung der Situation des Dammes.

Eine Zusammenstellung der Festigkeitskennwerte des angenommenen siltigen Sandes ist in der *Abb. 2.2* ersichtlich.

Abb. 2.2 Zusammenstellung der charakteristischen Bodenkennwerte

Bodenkennwert	charakteristischer Wert
Reibungswinkel $\varphi'_{cv,k}$	31°
Kohäsion c'_k	1 kPa
Raumlast des Bodens γ_{ek}	18 kN/m^3

Die Überprüfung der Erdbebensicherheit basiert auf Anforderungen für Neubauten, bei deren Einhaltung davon ausgegangen werden kann, dass Bauwerke bei Auftreten der Erdbebenbemessungseinwirkungen ihre Funktion behalten und mit beschränkten Massnahmen repariert werden können. Die Anforderungen für die verformungsbasierte Überprüfung des Dammes sind der ASTRA-Dokumentation 82017 [22] zu entnehmen. Die Grenzverschiebung für die Tragsicherheit von Strassen- oder Bahndämme beträgt gemäss Abb. 4.4 ASTRA-Dokumentation 82017 [22] w_{Rk} = 75 cm. Da der Verkehrsträger der Erdbebenstreckenklasse ESK II zugeordnet ist, betragen die Richtwerte für Grenzwerte der Setzung der Fahrbahn v_{Rk} = 10···25 cm (gemäss Abb. 4.2 ASTRA-Dokumentation 82017 [22]). In diesem Fall wurde v_{Rk} = 10 cm als Anforderung festgelegt. Diese Anforderung wird als massgebend betrachtet, da die Schadensbegrenzung der Fahrbahn vom Verformungsmechanismus des Dammes abhängig ist.

Die Überprüfung wird in einem ersten Schritt mit der Annahme gemacht, dass der Untergrund nicht verflüssigungsgefährdet ist (Kapiteln 2.2 bis 2.4). Im Kapitel 2.5 wird eine Variante mit einem potentiell verflüssigbaren Untergrund untersucht.

2.2 Tragsicherheit für ständige Lasten

Der erste Schritt in der allgemeinen Betrachtung der Situation besteht aus der Identifizierung des kritischen Versagensmechanismus und der Bestimmung der Tragsicherheit des betrachteten Dammes gemäss SIA 267 (2013) [8]. Für den Nachweis werden die charakteristischen Werte des Reibungswinkels und der für die die rechnerische Stabilität erforderliche Kohäsion von 1 kPa auf Überprüfungsniveau reduziert:

$$\varphi'_{cv,d} = \arctan\left(\frac{\tan(31°)}{1.2}\right) = 26.6° \qquad c'_d = \frac{1\text{kPa}}{1.5} = 0.65\text{kPa}$$

Die Bestimmung der Standfestigkeit erfolgt unter Verwendung von GeoStudio 2012 (Krahn, 2012 [27]) auf der Basis von Gleitkreisberechnungen. Obwohl die Strasse nur beschränkt geschädigt wird, beisst der identifizierte Bruchmechanismus relativ steil aus und wird damit als kritisch betrachtet. Der ermittelte Sicherheitsfaktor beträgt *SF* = 1.05 und damit weist der Damm keine wesentliche rechnerische Tragsicherheitsreserve für eventuelle zusätzliche Belastungen wie z.B. eine Erdbebeneinwirkung auf (Abb. 2.3).

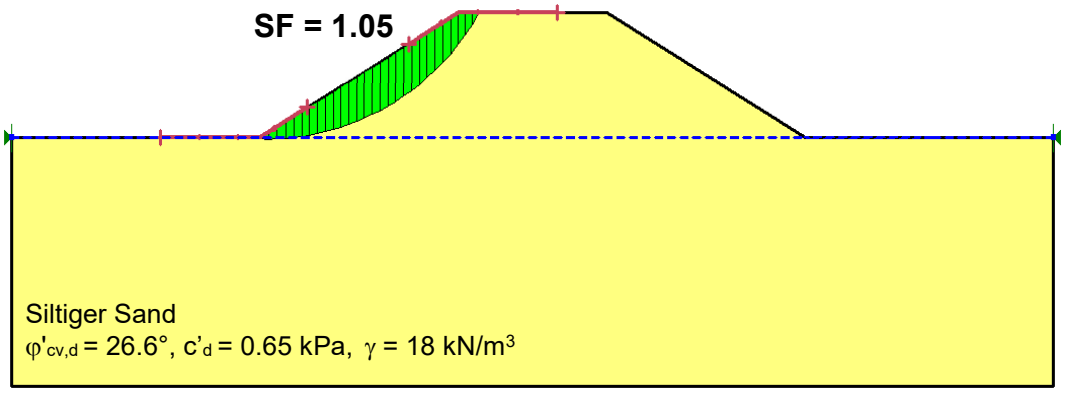


Abb. 2.3 Standsicherheit und kritischer Versagensmechanismus des betrachteten Dammes gemäss SIA 267 (2013) [8].

Der globale Sicherheitsfaktor, der auf den charakteristischen Werten $\varphi_{cv,k}$ = 31° und c'_k = *1 kPa* basiert, beträgt SF_k = 1.29.

2.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit

2.3.1 Nachweis der Tragsicherheit

Nach Zuordnung des Verkehrsträgers auf dem Damm zu der Erdbebenstreckenklasse ESK II wurde das Bauwerk der Bauwerksklasse BWK II-i (Abb. 4.5 ASTRA-Dokumentation 82017 [22]) zugeordnet. Daraus ergibt sich ein Bedeutungsbeiwert von γ_f = 1.2. Der im Dammkörper und im Untergrundbereich vorhandene siltige Sand gehört gemäss SIA 261 (2014) [2] zur Baugrundklasse D. Daraus ergibt sich der dazugehörige Parameter *S* = 1.35. Mit diesen beiden Werten kann der Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung am Standort $a_{h,max}$ bestimmt werden:

$$a_{h,max} = a_{gd} \cdot \gamma_f \cdot S = 1.6\text{m/s}^2 \cdot 1.2 \cdot 1.35 = 2.59\text{m/s}^2$$

mit

a_{gd} – Überprüfungswertwert der Bodenbeschleunigung [m/s²].

Der dementsprechende Beschleunigungskoeffizient am Standort ist:

$$k_{h,max} = a_{h,max} / g = \mathbf{0.259}.$$

mit

g – Erdbeschleunigung [m/s²].

Die Überprüfung der Erdbebensicherheit erfolgt mit dem kraftbasierten Nachweis nach SIA 267 (2013) [8]. Der Nachweis basiert auf Gleitkreisberechnungen, die die Erdbebeneinwirkung durch eine Ersatzkraft berücksichtigen. Die aus der SIA 267 (2013) [8] Ersatzkraft soll nur für kleine Dämme angewendet werden, da die Amplifikation in Dammkörper dadurch unterschätzt wird. Für grössere Dämme gibt es Näherungsverfahren für die Berechnung der Amplifikation im Dammkörper und der Bruchmechanismen wie z.B. Makdisi & Seed, (1978) [41].

Für den betrachteten Damm kann die horizontale Ersatzkraft gemäss SIA 267 (2013) [8] mit folgender Formel ermittelt werden:

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

mit

G_k – Eigenlast des Bruchkörpers [kN]
q_a – seismischer Verhaltensbeiwert
q_h – Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers.

Für einen seismischen Beiwert q_a = 2.0, welcher einer zulässigen Verformung von 300 · a_{gd} / g · S ≈ 65 mm entspricht, und einen Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers von q_h = 1.0, der den üblichen Gleitkreisberechnungen entspricht, ergibt sich einen horizontalen Bodenbeschleunigung von $a_{h,max}$ / (q_a · q_h) = 0.129 g, die bei der Bestimmung der Sicherheit des Dammes unter Erdbebeneinwirkung verwendet wird. Der ermittelte Sicherheitsfaktor beträgt in dieser Situation SF_{dyn} = 0.78 (Abb. 2.4) und der kritische Versagensmechanismus ist identisch mit dem statischen Fall.

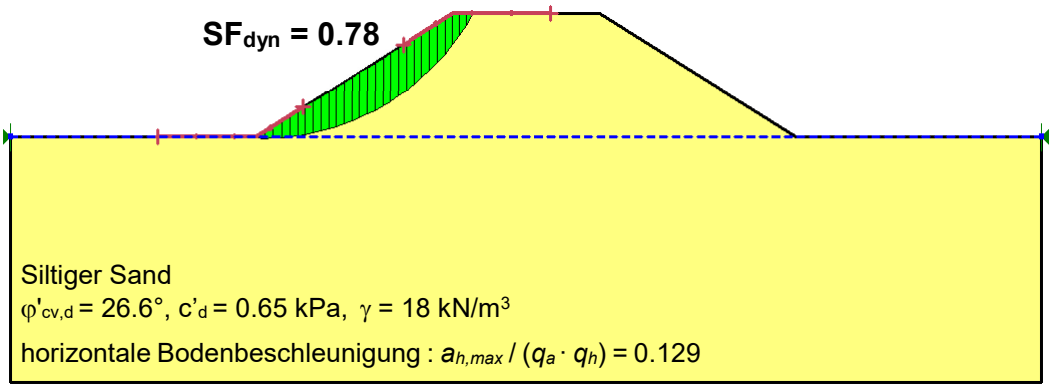


Abb. 2.4 Sicherheitsfaktor unter Erdbebeneinwirkung und kritischer Versagensmechanismus des betrachteten Dammes gemäss SIA 267 (2013) [8].

Der kraftbasierte Nachweis der Tragsicherheit ist damit nicht erfüllt. Der Wert des Sicherheitsfaktors SF_{dyn} = 0.80 < 1 weist auf die Möglichkeit der Entwicklung grösserer Verformungen des Dammes unter den Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung hin.

2.3.2 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der kraftbasierte Erfüllungsfaktor α_{eff} nach Norm SIA 269/8 (2017) [17] wird gemäss Kapitel 6.1 der ASTRA-Dokumentation 8017 [22] ermittelt. Dafür soll die kritische Beschleunigung a_{crit} bestimmt werden.

Die kritische horizontale Bodenbeschleunigung ist die horizontale Bodenbeschleunigung, bei welcher der globale Sicherheitsfaktor gleich 1 ist.

In der Regel kann die kritische Beschleunigung durch eine Rückrechnung bestimmt werden. Die Erdbebeneinwirkung wird so lange iterativ variiert bis der Sicherheitsfaktor von 1 erreicht wird. Die Erdbebeneinwirkung, die den Sicherheitsfaktor von 1 bestimmt, ist die gesuchte kritische Bodenbeschleunigung. Zur Erinnerung wird a_{crit} mit charakteristischen Bodenkennwerten und einem Wert von q_a = 1.0 bestimmt.

Damit ergibt sich die kritische Bodenbeschleunigung für den betrachteten Fall aus den Berechnungen mit GeoStudio 2012 [27] zu a_{crit} = 0.11 g = 1.1 m/s^2 (Abb. 2.5).

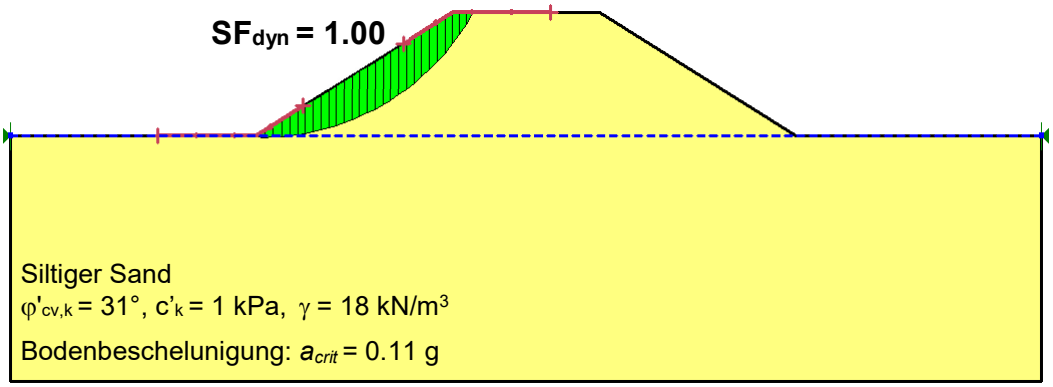


Abb. 2.5 Bestimmung der kritischen horizontalen Bodenbeschleunigung mit GeoStudio 2012 [27].

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} ist gemäss ASTRA-Dokumentation 82017 [22]:

$$\alpha_{eff} = \left(\frac{a_{crit}}{a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f} - 0.1 \right) \cdot q_a = \left(\frac{1.1}{2.59} - 0.1 \right) \cdot q_a = 0.65$$

Für die Bauwerksklasse BWK II-i gilt gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] der Mindesterfüllungsfaktor α_{min} = 0.4.

Gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] ist in der vorliegenden Situation die Verhältnismässigkeit von Massnahmen zu untersuchen.

Die kraftbasierte Beurteilung der Erdbebensicherheit kann mit einem verformungsbasierten Ansatz hinterfragt werden, bevor die Verhältnismässigkeit von allfälligen möglichen Massnahmen untersucht wird.

2.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - Newmark-basiertes Verfahren

2.4.1 Bestimmung der bleibenden Verformungen

Um die erwarteten bleibenden Verformungen abschätzen zu können, wird der Newmark-basierte Ansatz [44] nach Anhang D der SIA 269/8 (2017) [17] verwendet. Dafür ist die Bestimmung des Verhältnisses der kritischen zum Überprüfungswert der horizontalen

Bodenbeschleunigung am Standort a_{crit} / $a_{h,max}$ erforderlich. Die kritische horizontale Bodenbeschleunigung beträgt a_{crit} = 1.1 m/s² und den Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung am Standort ergibt sich gemäss SIA 261 (2014) [2] für die Zone 3b, Baugrundklasse D und Bauwerksklasse BWK II-i zu $a_{h,max} = a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f$ = 2.6 m/s².

Der Wert der bleibenden Verschiebungen w_{bd} kann mit der Berechnungsformel aus dem Anhang D der SIA 269/8 (2016) [17] für Baugrundklasse D und $a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f) \geq 0.1$ und mit dem Verhältnis $a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)$ = 1.1 m/s² / 2.6 m/s² = 0.42 bestimmt werden.

$$w_{bd} = K_B \left(35 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f + 13\right) e^{\left(-9.2 \cdot a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)\right)} \approx 3\text{cm}$$

Eine graphische Darstellung des Ansatzes ist in der Abb. 2.6 gegeben.

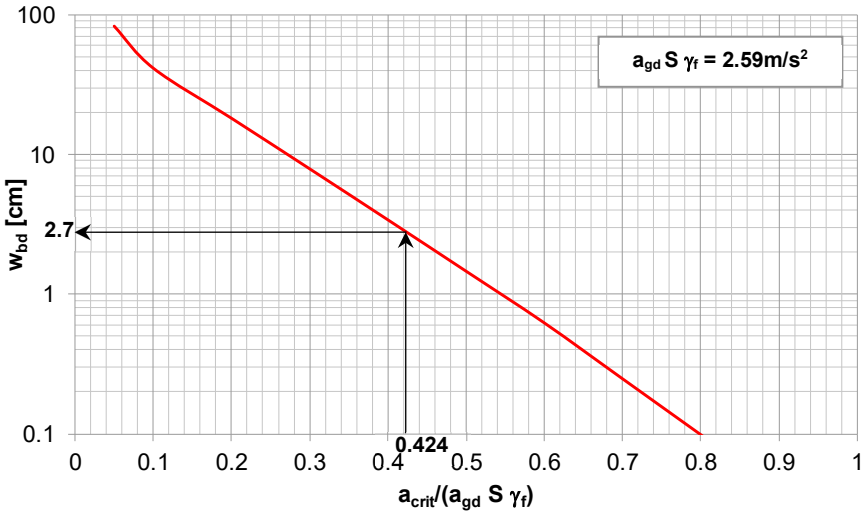


Abb. 2.6 Abschätzung der bleibenden Verschiebungen nach Anhang D der Norm SIA 269/8 (2017).

Um die Resultate zu plausibilisieren, wird die Überprüfung des Erdbebenverhaltens des Dammes mit einer numerischen Analyse durchgeführt.

2.4.2 Nachweis der Tragsicherheit des Dammes

Die bleibenden Verformungen sind im Bereich von ca. 3 cm. Die Grenzverschiebung für die Tragsicherheit von Strassen- oder Bahndämme beträgt w_{Rk} = 75 cm (siehe Kapitel 2.1)

w_{bd} = 3 cm < $w_{Rd} = w_{Rk} / 2.5$ = 30 cm → i.O.

2.4.3 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees

Unter der Annahme, dass die Verschiebungen des Trasses gleich gross wie die bleibenden Verschiebungen an der Dammkrone w_{bd} sind, können die erwarteten differentiellen Setzungen der Strasse abgeschätzt werden: $v_d = w_{bd}$ = 3 cm. Der Grenzwert der Setzung der Fahrbahn beträgt v_{Rk} = 10 cm (siehe Kapitel 2.1).

v_d = 3 cm < $v_{Rk} / 2.5$ = 4 cm → i.O.

2.4.4 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich gemäss Kapitel 6.1 der ASTRA-Dokumentation 82017 [22] aus einem Vergleich der kritischen horizontalen Bodenbeschleunigung a_{crit} mit der horizontalen Bodenbeschleunigung $a_{(wRd)}$ bzw. $a_{(vRd)}$:

- a_{crit} = 1.1 m/s² gemäss Abb. 2.5
- w_{Rd} = 30 cm → $a_{(wRd)} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)$ = 0.14 gemäss Abb. 2.6
- $a_{(wRd)}$ = 0.14 · 2.59 m/s² = 0.36 m/s²
- v_{Rd} = 4 cm → $a_{(vRd)} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)$ = 0.38 gemäss Abb. 2.6
- $a_{(vRd)}$ = 0.38 · 2.59 m/s² = 0.98 m/s²

$$\alpha_{\text{eff}} = \frac{a_{\text{crit}}}{a_{(\text{wRd})}} = \frac{1.1}{0.36} = 3.05 \text{ bzw. } \alpha_{\text{eff}} = \frac{a_{\text{crit}}}{a_{(\text{vRd})}} = \frac{1.1}{0.98} = 1.12$$

(Massgebend ist der kleinere Wert)

Gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] gibt es kein Handlungsbedarf (α_{eff} ≥ 1,0). Der Ist-Zustand kann akzeptiert werden.

2.5 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FEM-basiertes Verfahren

Eine weitergehende Untersuchung zur Plausibilisierung des einfachen Newmark-basierten Ansatzes kann mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FE) erfolgen. Die nachfolgenden Modellierungen des Erdbebenverhaltens des Bauwerks werden mit FE-Berechnungen unter Verwendung des Programmsystems PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) durchgeführt. Sie gelten sinngemäss jedoch für alle FE-Berechnungen.

2.5.1 Modellierung des Untergrundbereiches

Die Tiefe des modellierten Untergrundbereiches entspricht der Lage des Felshorizontes und wird in diesem Beispiel mit 30 m angenommen. Für den Fall, in dem die Lage des Felshorizontes unbekannt ist, wird die Tiefe des FE-Modells durch die Tiefe, bei der die Scherwellengeschwindigkeit des Bodens 800 m/s erreicht, bestimmt. Dieser Wert entspricht gemäss SIA 261 (2014) [2] der Baugrundklasse A.

Da der Schwerwellengeschwindigkeitskontrast zwischen dem Lockergestein und dem Fels gross ist, wird die Unterkante des Modells als steife Lagerung modelliert. Um die unerwünschten Reflektionen an den Seitenrändern zu vermeiden, werden die Seiten des Modells als „Free-Field-Elements“ definiert. Ein Seitenverhältnis von 1 : 3 hat sich aus einer Sensitivitätsanalyse für die Bestimmung der optimalen Breite des numerischen Modells mit den oben erwähnten Randbedingungen (Unterkante – steife Lagerung und Seiten – „Free-Field-Elements“) bewährt und somit können Randeinflüsse minimiert werden.

Andere Randelemente, wie z.B. absorbierende Dämpfungselemente, können ebenfalls verwendet werden. In einem solchen Fall muss nachgeprüft werden, dass die Wahl dieser Elemente und die Wahl der entsprechenden Eingangsparameter keinen Einfluss auf die Resultate der Berechnungen hat. Ebenso muss das Seitenverhältnis (Höhe zu Breite) des FE-Modells bestimmt werden (Marin et al., 2012 [43]).

2.5.2 FE-Netz

Um den Berechnungsaufwand zu optimieren und die Genauigkeit der Resultate zu gewährleisten, muss bei der Bestimmung des Feinheitsgrades des FE-Netzes die Beziehung zwischen Knotenabstand und Wellenlänge berücksichtigt werden (Kuhlemeyer & Lysmer, 1973 [39]):

$$l_r = l / \lambda; \; \lambda = \mathrm{v}_s / f$$

mit l_r – Verhältnis des Knotenabstandes zur Wellenlänge
l – Knotenabstand in die Richtung der Wellenausbreitung
λ – Wellenlänge

v_s – Wellenausbreitungsgeschwindigkeit
f – Frequenz.

Mit einer oberen Grenze des Frequenzgehaltes („cut-off value“) von $f_{cut\text{-}off}$ = 15 Hz und einem Minimalwert der vorhandenen Scherwellengeschwindigkeit v_s = 284 m/s, kann die Wellenlänge bestimmt werden: λ = 18.9 m. Gemäss Kuhlemeyer & Lysmer (1973) [39], beträgt die Genauigkeit der Resultate bei einem Verhältnis l_r = 1 / 10 95% und damit lässt sich der maximale Knotenabstand für den betrachteten Fall bestimmen: l = 1 / 10 · 18.9 m = 1.89 m.

Das FE-Netz wurde mit dreieckigen Elementen mit 15 Knoten automatisch generiert und die mittlere Elementgrösse des verwendeten FE-Netzes (Abb. 2.7) betrug 1.01 m. Dies führt zu einem mittleren Knotenabstand von 0.25 m < 1.89 m.

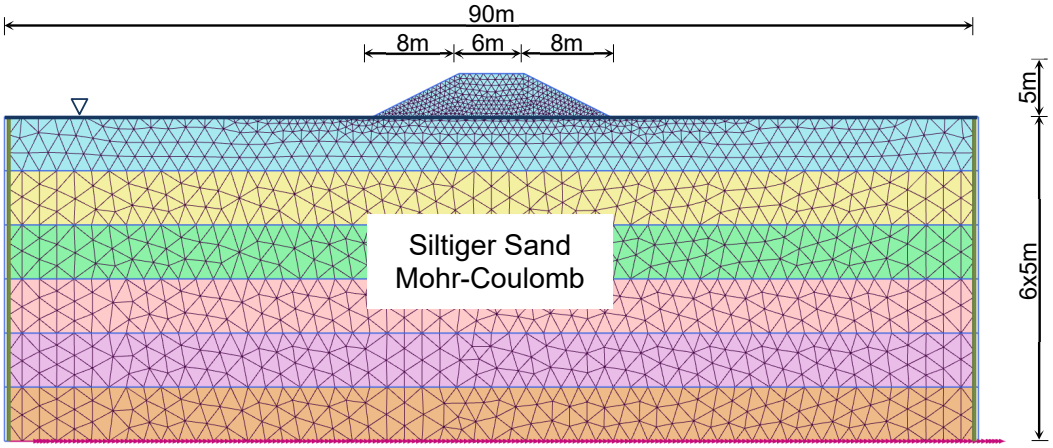


Abb. 2.7 Darstellung des modellierten FE-Netzes.

Das numerische Modell des Dammes entspricht dem bisherigen Beispiel mit einer Böschungsneigung von 1 : 1.6 auf den beiden Seiten. Der Böschungswinkel ist α = 32°. Eine Verfeinerung des Netzes im Bereich des Dammkörpers wurde durchgeführt, um die Genauigkeit der Resultate zu verbessern.

2.5.3 Grundwasser

Die Eingabe des Wasserspiegels muss anhand der hydrogeologischen Untersuchungen gemacht werden. Im Wesentlichen aus Kapazitätsgründen der kommerziell erhältlichen numerischen Programme ist zurzeit eine Berechnung mit Stoffgesetzte, die eine Erhöhung der Porenwasserdrücke durch die dynamische Belastung berücksichtigen (z.B. Iai et al., 1990 [35]), mit grossem Aufwand verbunden (e.g. Roten et al., 2011 [49]). Obwohl eine solche Analyse wünschenswert wäre, wird jetzt eine Erhöhung der Porenwasserdrücke in der numerischen Berechnung mit PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) ausgeschlossen. Eine Untersuchung für den Fall eines verflüssigungsgefährdeten Bodens wird anschliessend als Variation der Berechnungen durchgeführt.

Weiterhin spielt die Lage des Wasserspiegels eine wichtige Rolle in der Bestimmung der effektiven Spannungen. Der in diesem Beispiel berücksichtigte Wasserspiegel liegt unterhalb des Dammkörpers am Dammfuss (vgl. Abb. 2.7) und die Bodenverflüssigung am Standort ist zunächst ausgeschlossen.

2.5.4 Stoffgesetze und Bodenkennziffern

Für die Einfachheit der Berechnungen und um mehrere Berechnungsmöglichkeiten darzustellen, wird in diesem Beispiel das Stoffmodell von Mohr-Coulomb (MC) gewählt. Weitere Stoffgesetze, die das plastische Verhalten des Bodens mit einem grösseren Berechnungsaufwand genauer berücksichtigen können, dürfen jedoch verwendet werden, wenn die Eingangsparameter realistisch abgeschätzt werden können.

Die angenommenen Materialparameter wurden auf charakteristischem Niveau bestimmt und auf diesem Niveau in die numerische Simulierung eingegeben. Damit wird der verformungsbasierte Tragsicherheitsnachweis, der in dieser Berechnung durchgeführt wird, die folgende Bedingung erfüllen:

$X_d = X_k$

Die Kennwerte der Materialparameter (Abb. 2.8) werden auf charakteristischem Niveau berücksichtigt.

Abb. 2.8 *Bodenkennwerte für den siltigen Sand (SM, SM-ML)*

Feuchtraumgewicht γ_{unsat}	18 kN/m^3
Gesättigtes Raumgewicht γ_{sat}	20 kN/m^3
Poissonzahl ν	0.3
Kohäsion c'	1 kN/m^2
Reibungswinkel φ'	31°
Dilatanzwinkel ψ	0°

Der Dammkörper und der Untergrundbereich wurden mit dem in der Abb. 2.8 beschriebenen Material modelliert. Um die Inhomogenität des Untergrundes zu berücksichtigen, wurden drei unterschiedliche Modelle mit den gleichen Festigkeitskennwerte aus Abb. 2.8 aber unterschiedlichen Steifigkeiten verwendet. Die Steifigkeitszunahme mit zunehmenden mittleren Spannungen wird durch eine Schichtunterteilung über die Tiefe modelliert (Abb. 2.9).

Abb. 2.9 *Tiefenabhängigkeit der Untergrundsteifigkeiten (SM, SM-ML) der 3 Modelle*

	Modell 1	Modell 2	Modell 3
Tiefe [m]	Scherwellengeschwindigkeit [m/s]	Scherwellengeschwindigkeit [m/s]	Scherwellengeschwindigkeit [m/s]
2.5	80.2	111.2	200.8
7.5	105.3	146.4	264.4
12.5	119.7	166.3	300.3
17.5	130.2	180.9	326.7
22.5	138.7	192.7	348.0
27.5	145.8	202.6	365.9
Durchschnittliche Scherwellen-geschwindigkeit [m/s]	120	166	300

Bei der Anwendung des Stoffgesetzes Mohr-Coulomb sollte zusätzlich zu den in der Abb. 2.8 aufgelisteten Bodenkennwerten die Materialdämpfung definiert werden. Sie wird in den numerischen Berechnungen durch die Rayleigh-Beiwerte α_R und β_R, welche die Frequenzabhängigkeit der Dämpfung erfassen sollen, berücksichtigt.

Die Bestimmung der Rayleigh-Beiwerte erflogt nach einem Verfahren von Park & Hashash (2004) [45], in dem die sich in jeder Schicht eingestellten Dämpfungen mit einer Frequenzbereichsanalyse unter linear-äquivalenten Bedingungen (z.B. EERA, Bardet et al., 2000 [24]) bestimmt werden. Im ersten Schritt des Verfahrens wird die Frequenzbereichsanalyse durchgeführt. Den Resultaten dieser Analyse werden die Dämpfungswerte in jeder Schicht und die Eigenfrequenzen des Untergrundmodells entnommen. Anhand der Kombination der ersten zwei Eigenfrequenzen des Bodenprofils und dem vorhandenen Dämpfungswert, können die Rayleigh-Beiwerte in jeder Schicht

ermittelt werden. Dieses Verfahren erfolgt mit dem gewählten Modell des Untergrundes und wird ohne Dammkörper durchgeführt.

2.5.5 Eingabe der Erdbebenanregung

Die Eingabe der Erdbebenanregung erfolgt durch eine vorgegebene Verformung des Felshorizontes, der als „rigid Base“ angenommen wird.

Die in den hier dargestellten dynamischen Berechnungen verwendeten Erdbebenzeitverläufe wurden in einem ersten Schritt mit einer Wavelet-Analyse (Hancock et al., 2006 [34]) moduliert, um das elastische Antwortspektrum demjenigen der Norm SIA 261 [2] anzugleichen.

Um die Resultate der FE-Modellierung mit den vorherigen Bestimmungen der Sicherheit gemäss SIA 267 (2013) [8] vergleichen zu können, müssen die am Dammfuss wirkenden Erdbebenkräfte auf demselben Niveau der Normeinwirkung sein. Daher müssen die an der Basis des numerischen Modells angebrachten Zeitverläufe so skaliert werden, dass die modellierte Erdbebenanregung an der Oberfläche der Normeinwirkung der entsprechenden Baugrundklasse (in diesem Fall Baugrundklasse D) entspricht. Dafür wurden in einem zweiten Schritt die modulierten normkonformen Erdbebenzeitverläufe auf 50% der Amplitude skaliert und an der Unterkante des Modells eingegeben. Damit entspricht im vorliegenden Beispiel die am Dammfuss wirkende Erdbebenanregung der Normeinwirkung.

Ein Kontrollpunkt an der Modelloberkante (OKT) wurde definiert, an dem das Antwortspektrum der modellierten horizontalen Beschleunigungen mit dem elastischen Antwortspektrum aus der Norm SIA 261 verglichen wurde. Eine Kombination aus den 7 vorhandenen Zeitverläufe (siehe Anhang Abb. I.1) und den 3 unterschiedlichen Modellen wurde vorgenommen (Abb. 2.10), so dass das durchschnittliche Antwortspektrum im Kontrollpunkt an der Oberfläche mindestens 90% des SIA-Antwortspektrums für die Zone 3b, Baugrundklasse D, Bauwerksklasse BWK II-i entspricht (Abb. 2.11).

Abb. 2.10 *Kombination aus den 7 vorhandenen Zeitverläufe (siehe Anhang Abb. I.1) und die 3 unterschiedlichen Modellen*

Erdbebenzeitverlauf	Modell 1 ($v_{s.mittel}$ = 120 m/s)	Modell 2 ($v_{s.mittel}$ = 166 m/s)	Modell 3 ($v_{s.mittel}$ = 300 m/s)
BGK_D_1		X	
BGK_D_2			X
BGK_D_3			
BGK_D_4	X		X
BGK_D_5		X	
BGK_D_6	X		
BGK_D_7			X

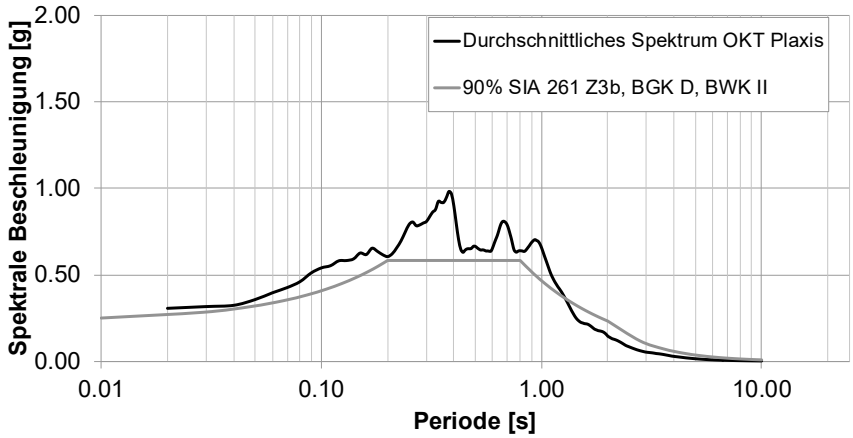


Abb. 2.11 Vergleich zwischen 90% Normeinwirkung gemäss SIA 261 (2014) [2] und dem durchschnittlichen Antwortspektrum im Kontrollpunkt an der OKT.

Bei der Betrachtung des durchschnittlichen modellierten Antwortspektrums ist eine Unterschätzung der Spektralwerte im langperiodischen Bereich nach T = 1.4 s zu beobachten, wobei der Grossteil des Spektrums die Norm abdeckt.

Die benutzten Zeitverläufe für die FE-Analysen (siehe Anhang I) sind mehrheitlich von Erdbeben mit Magnituden zwischen 6.0 und 6.9 was im Vergleich zur De-Aggregation der Erdbebengefährdung in der Schweiz hoch ist. Zeitverläufe aus Erdbeben mit solchen hohen Magnituden waren notwendig, um den langperiodischen Bereich des elastischen Antwortspektrums für die Baugrundklasse D abdecken zu können. Die resultierenden Verformungen aus der FE-Analysen sind daher tendenziell als konservativ zu betrachten.

2.5.6 Resultate der FE-Berechnungen

Die Darstellung der Resultate einer numerischen Berechnung muss die wesentlichen Fragestellungen beantworten und graphisch aufzeigen, dass die Plausibilität der numerischen Berechnungen gegeben ist. Hier stehen insbesondere die Verformungen des Dammkörpers im Vordergrund. Daher werden die Verläufe der Verformungen an drei Punkten betrachtet: am Dammfuss, an der Dammkrone und im Dammkörper (Abb. 2.12).

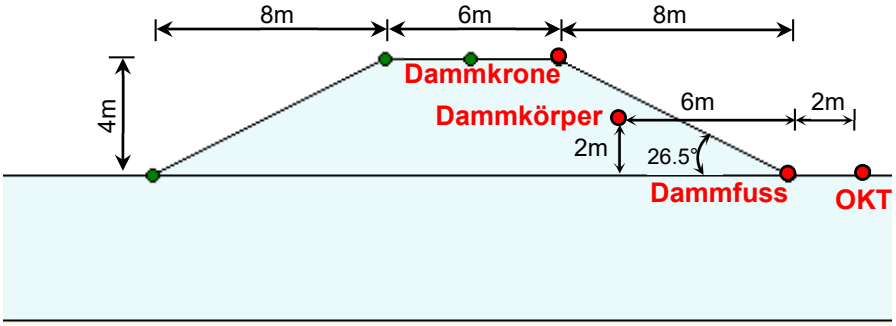


Abb. 2.12 Betrachtete Punkte bei der Darstellung der Resultate.

Diese Vorgehensweise vereinfacht den Vergleich zwischen den mit den Handberechnungen bestimmten bleibenden Verformungen und den mit den FE-Berechnungen ermittelten Enddeformationen. Zusätzlich werden die Zeitverläufe der Beschleunigungen dargestellt um den Verformungsmechanismus beschreiben zu können. Anschliessend wird die Amplifikation der Antwortspektren zwischen Felshorizont und OKT bestimmt und dargestellt.

In einem ersten Schritt kann die Standsicherheit des Dammes mit Hilfe von einer Phi-c Reduktion in PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) bestimmt und der massgebende Versagensmechanismus dargestellt werden (Abb. 2.13). Der Vergleich mit den vorherigen Bestimmungen des kritischen Versagensmechanismus und des globalen

Sicherheitsfaktors bei SF_k = 1.21, die im Kapitel 2.2 beschrieben sind, bestätigt die Plausibilität des FE-Modells.

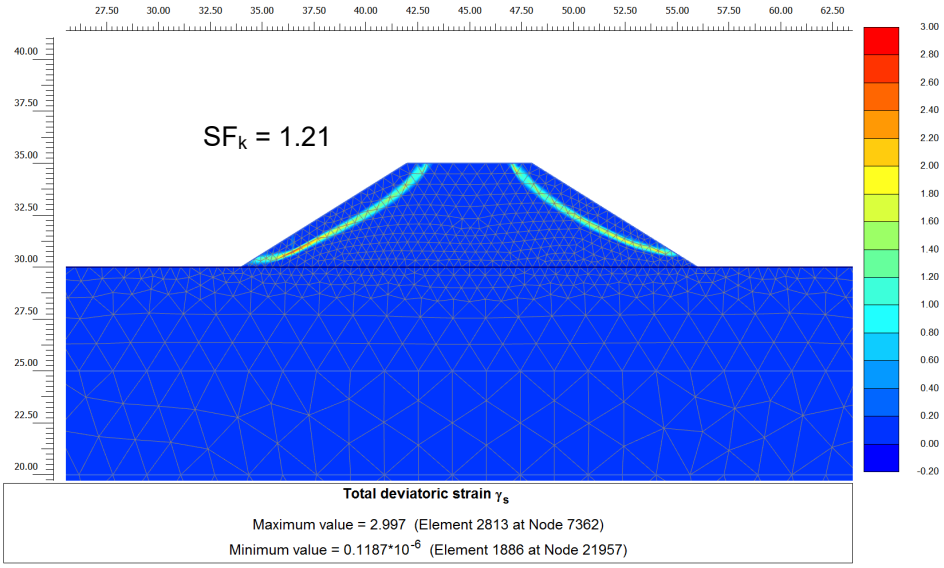


Abb. 2.13 Standsicherheit des Dammes und Darstellung des massgebenden Versagensmechanismus durch die maximal entwickelten Scherdehnungen nach der Phi-c Reduktion.

Die weiteren Resultate der hier dargestellten numerischen Berechnungen wurden mit dem Zeitverlauf BGK_D_1 für das Modell mit einer durchschnittlichen Scherwellengeschwindigkeit im Untergrundbereich von v_s = 166 m/s ermittelt (vgl. Abb. 2.9). Der verwendete skalierte Beschleunigungszeitverlauf ist in der Abb. 2.14 dargestellt.

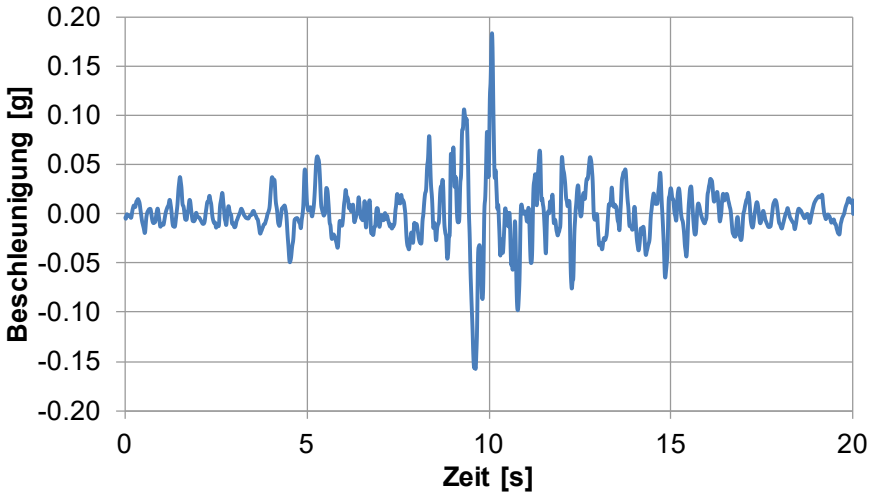


Abb. 2.14 Zeitverlauf der Beschleunigungen des Erdbebens BGK_D_1.

Um die Amplifikation im numerischen Modell zu bestimmen und mit den in der Norm empfohlenen Werte zu vergleichen, wird das Spektrum der horizontalen Beschleunigungen im Kontrollpunkt an OKT im Vergleich mit dem entsprechenden Normspektrum für die Baugrundklasse D und Erdbebenzone Z3b dargestellt (Abb. *2.15*).

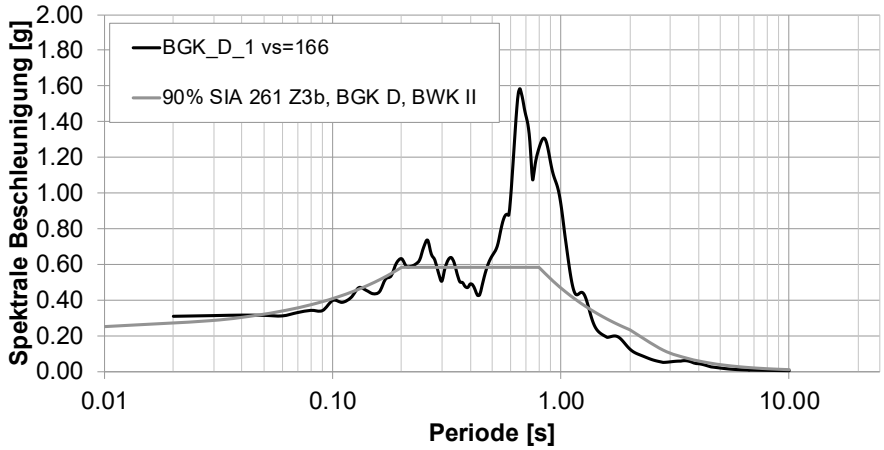


Abb. 2.15 *Vergleich zwischen dem numerisch bestimmten Antwortspektrum an OKT und dem Normspektrum an der Oberfläche für Baugrundklasse D und Erdbebenzone Z3b (beispielhafte Darstellung – Zeitverlauf BGK_D_1, v_s = 166 m/s).*

Wie in der Abb. *2.15* ersichtlich, ist im Bereich T = 0.6 – 1.0 s das Antwortspektrum bei der Anwendung des Erdbebenzeitverlaufes BGK_D_1 deutlich über das elastische Antwortspektrum der Norm. Im Bereich *T* = 0.3 – 0.5 s sowie für *T* > 1.4 s ist das elastische Antwortspektrum der Norm unterschritten.

Das Gesamtsystem kann nach Abschluss der Berechnungen analysiert werden. In einem ersten Schritt kann der Mechanismus betrachtet werden, der sich nach der Erdbebenanregung ergibt. Dies erfolgt über die Darstellung der Scherdehnungen (Abb. 2.16).

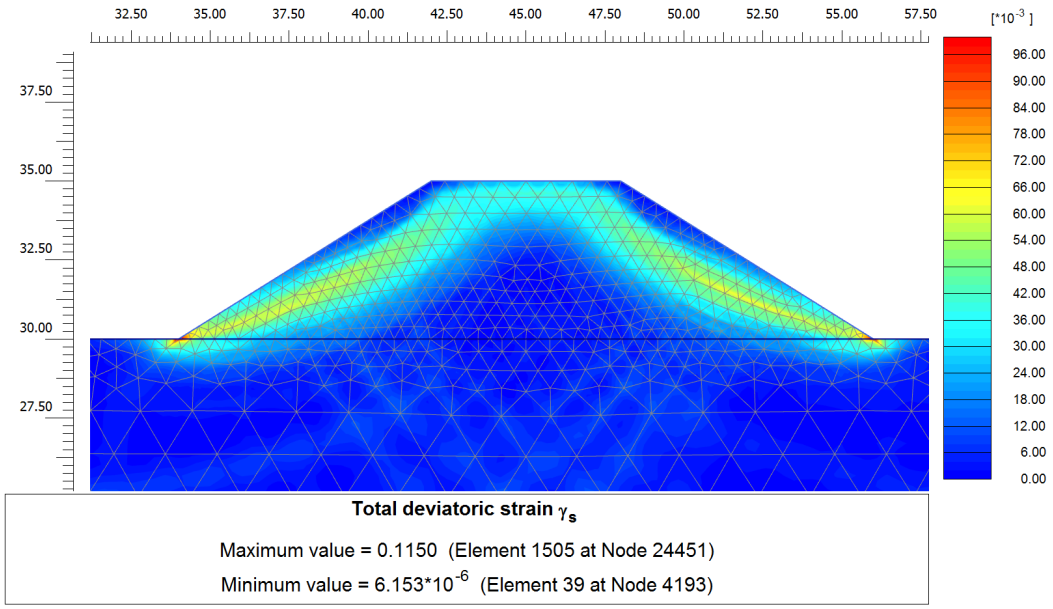


Abb. 2.16 Scherdehnungen nach der Erdbebenanregung (beispielhafte Darstellung – Zeitverlauf BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

Die für das lokale Erdbebenverhalten des Dammes relevanten Scherdehnungen für alle untersuchten Erdbeben entwickeln sich entlang des vorher identifizierten kritischen Versagensmechanismus und liegen nach der Erdbebenanregung im Bereich von 11%. Bemerkenswert ist die Entwicklung der Scherdehnungen im Untergrundbereich unterhalb des Dammkörpers, die auf die Problematik des Grundbruchs hinweisen. Dies steht in Übereinstimmung mit den Beobachtungen nach Erdbebenereignissen (Towhata, 2008 [58]), die allgemeine Setzungen der Dämme infolge Erdbeben zeigen.

Die Verläufe der Verformungen am Dammfuss, an der Dammkrone und im Dammkörper sind in der Abb. 2.17 ersichtlich. Die Endverformung des entwickelten Versagensmechanismus liegt im Bereich von 14 cm und ist grösser als die im Kapitel 2.4 abgeschätzten erwarteten Deformationen von ca. 3 cm (vgl. Abb. 2.6). Der Unterschied zu den im Kapitel 2.4 bestimmten erwarteten Verformungen ist durch die unterschiedlichen zugrunde liegenden Mechanismen zu erklären. Bei einem Untergrund wie im vorliegenden Fall werden die in der FEM-Analysen beobachteten Verformungen unterhalb des Dammes und die daraus resultierende etwaige uniforme Setzung des Dammes mit einem Newmark-basierten Ansatz nicht berücksichtigt.

Neben den bleibenden Verformungen ist es erforderlich auch die Entwicklung der Verformungen während des Erdbebenereignisses zu betrachten, um die Verträglichkeitsbedingungen der Materialeigenschaften zu überprüfen. Dies bedeutet, dass es geprüft werden muss, ob der angesetzte Peak in der Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei den aufgetretenen Verformungen nicht überschritten ist (Marin & Laue, 2016 [42]).

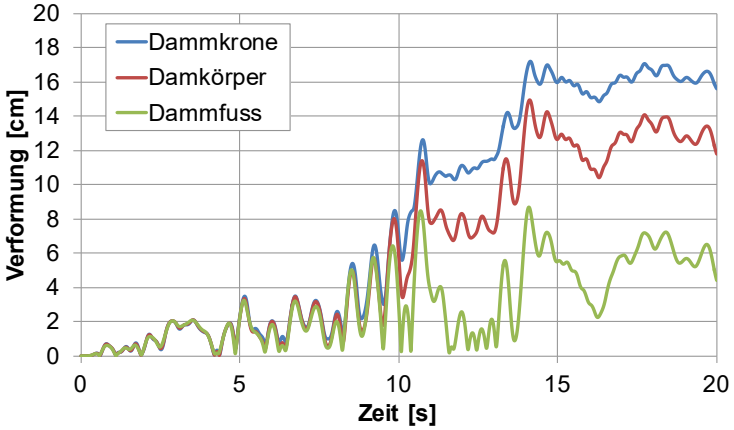


Abb. 2.17 Zeitverlauf der totalen Verformungen am Dammfuss, an der Dammkrone und im Dammkörper (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

Da der Damm ein Verkehrsträger ist, ist die Darstellung der massgebenden vertikalen Verformungen an der Dammkrone von besonderer Wichtigkeit. Der Zeitverlauf der vertikalen Verformungen ist in der Abb. 2.18 ersichtlich.

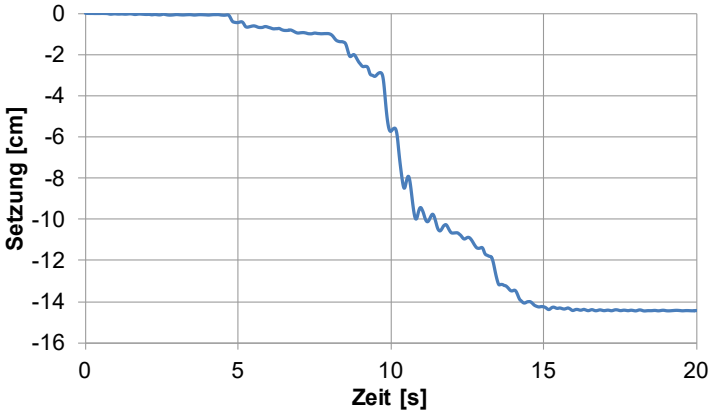


Abb. 2.18 Zeitverlauf der vertikalen Verformungen an der Dammkrone (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

Eine statistische Betrachtung der mit den sieben Erdbebensignalen ermittelten vertikalen Verformungen an der Dammkrone, zeigt einen Mittelwert der absoluten Setzungen im Bereich von 11.8 cm und einen Maximalwert von 18.1 cm. Der Mittelwert der differentiellen Setzungen der Dammkrone beträgt 4.9 cm und der Maximalwert ist bei 8.6 cm (Abb. 2.19).

Abb. 2.19 Zusammenfassung der Setzungen im Kontrollpunkt an der Dammkrone nach der Erdbebenanregung

Erdbebensignal	Absolute Setzung an der Dammkrone [cm]	Differentielle Setzung der Dammkrone [cm]
BGK_D_1 v_s = 166m/s	14.7	4.7
BGK_D_2 v_s = 300m/s	10.7	4.2
BGK_D_4 v_s = 120m/s	9.1	5.4
BGK_D_4 v_s = 300m/s	9.3	5.3
BGK_D_5 v_s = 166m/s	18.1	8.6
BGK_D_6 v_s = 120m/s	14.4	3.5
BGK_D_7 v_s = 300m/s	6.0	2.8
Mittelwert	**11.8**	**4.9**
Maximalwert	**18.1**	**8.6**

Wie in der Abb. 2.20 und Abb. 2.21 beispielhaft dargestellt, zeigt die Verteilung der bleibenden Verformungen eine allgemeine Setzung des Dammkörpers ohne einen sprunghaften Versatz welcher die Funktion des Verkehrsträgers beeinträchtigen könnte.

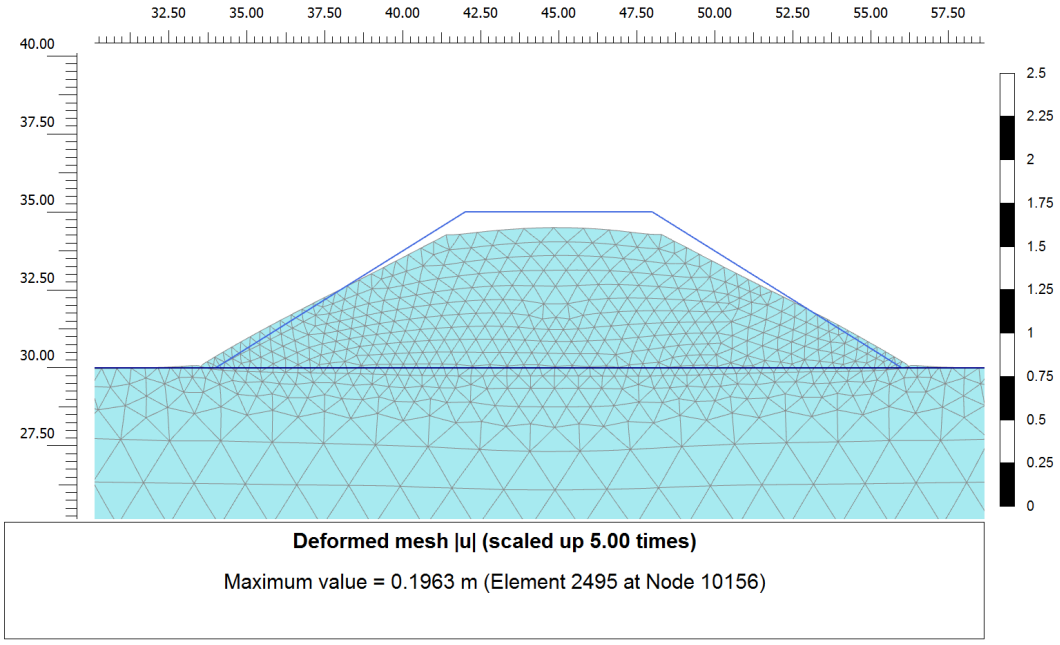


Abb. 2.20 Verformtes FE-Netz nach der seismischen Anregung (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

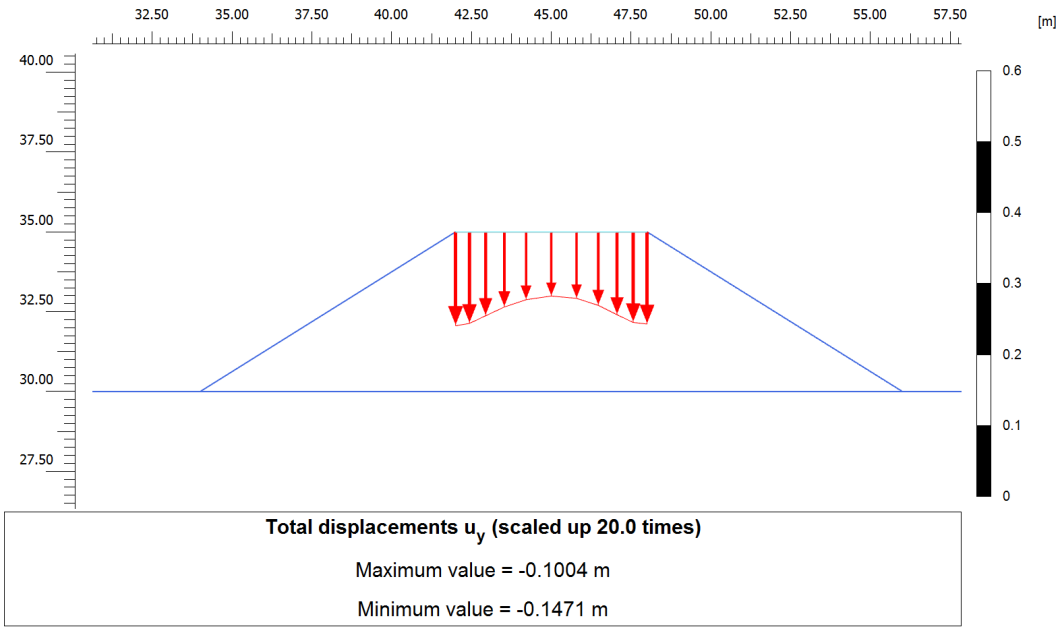


Abb. 2.21 Verteilung der vertikalen Verformungen nach der seismischen Anregung (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

2.5.7 Nachweis der Tragsicherheit des Dammes

Der deformationsbasierte Tragsicherheitsnachweis für den Damm erfolgt mit dem Mittelwert der differentiellen Setzungen der Dammkrone aus der FE-Analyse.

w_{bd} = 4.9 cm < w_{Rk} / 2.5 = 30 cm → i.O.

2.5.8 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees

Der deformationsbasierte Tragsicherheitsnachweis für den Verkehrsträger erfolgt mit dem Mittelwert der differentiellen Setzungen der Dammkrone aus der FE-Analyse.

v_d = *4.9 cm* > v_{Rk} / 2.5 = 4 *cm* → knapp nicht i.O.

2.5.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Da der Nachweis nicht erfüllt ist, ist der Erfüllungsfaktor näher zu bestimmen, um den Handlungsbedarf festlegen zu können. Dabei soll die Erdbebeneinwirkung mit einem Skalierungsfaktor reduziert werden, bis der verformungsbasierte Nachweis erfüllt ist. Der Erfüllungsfaktor ist der Skalierungsfaktor, der zur Erfüllung des deformationsbasierten Tragsicherheitsnachweises geführt hat. Im vorliegenden Fall sollte der Erfüllungsfaktor bei zumindest einem Wert von α_{eff} = 0,8 liegen (grösser als $(v_{Rk} / (2.5\ v_d))$), was auf einen akzeptierbaren Ist-Zustand ohne Handlungsbedarf gemäss Gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] hindeutet.

2.5.10 Weitere Erkenntnisse aus den FE-Simulationen

Zusätzlich zu den oben dargestellten Diagrammen sind die Verläufe der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen am Dammfuss, im Dammkörper und an der Dammkrone in den Abb. 2.22 - Abb. 2.24 dargestellt, aus denen auch die Amplifikation des Signals durch den Damm klar ersichtlich wird.

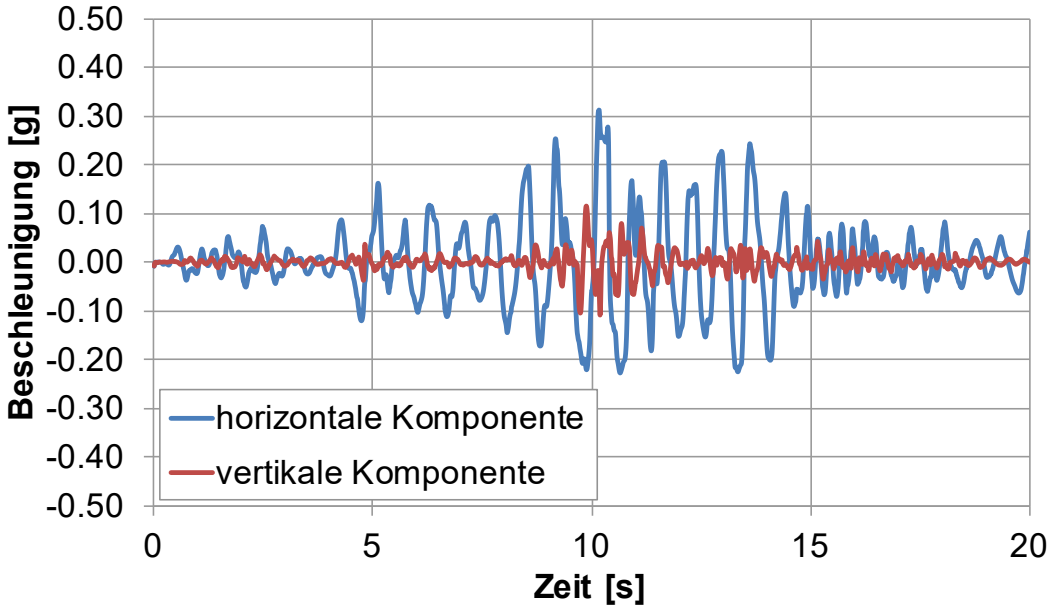


Abb. 2.22 Verlauf der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen am Dammfuss (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

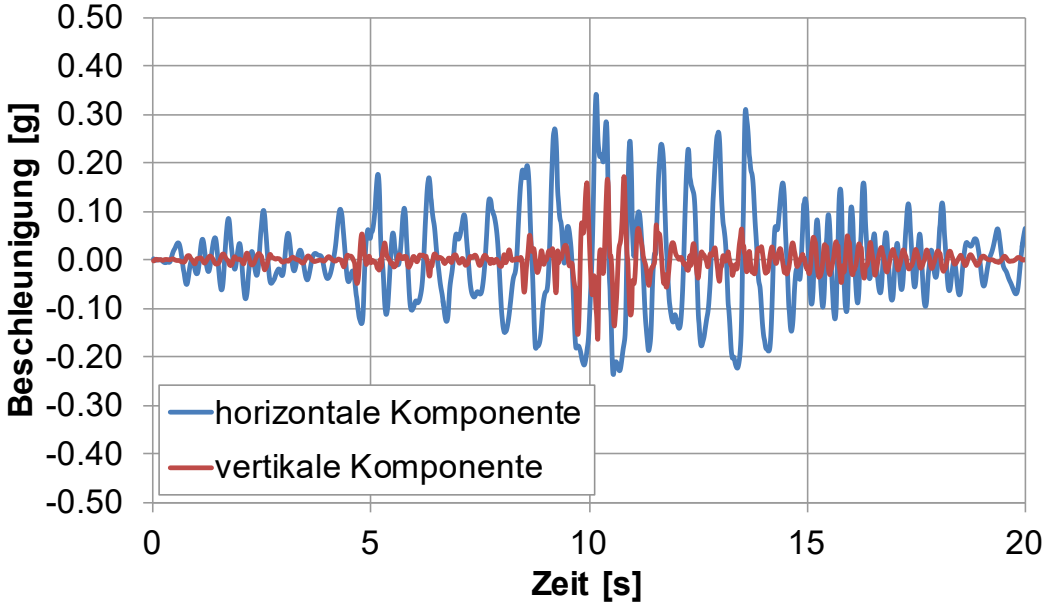


Abb. 2.23 Verlauf der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen im Dammkörper (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

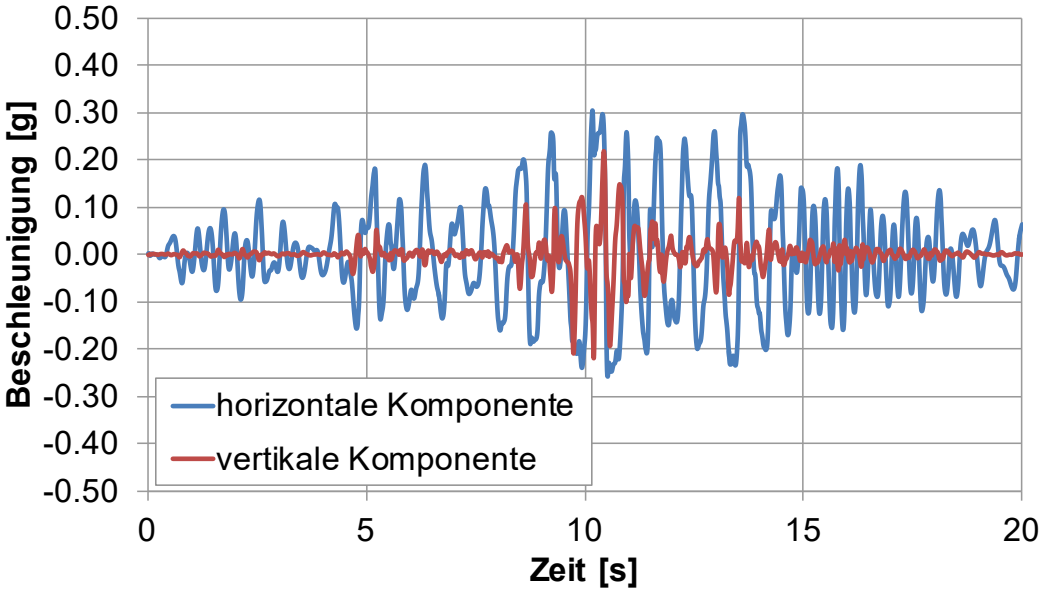


Abb. 2.24 Verlauf der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen an der Dammkrone (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

Die unterschiedlichen Verläufe der Beschleunigungen zeigen eine amplifizierte horizontale Erdbebenanregung von 0.27 g am Dammfuss zu 0.33 g an der Dammkrone. Bemerkenswert ist die Amplitude der vertikalen Beschleunigungen, die in den an der Oberfläche der Dammböschung und im Dammkörper betrachteten Punkte Werte bis zu 0.2 g erreichen können.

2.6 Variante – potentiell verflüssigbarer Untergrund

In diesem Kapitel wird eine Variante des Fallbeispiels mit einem potentiell verflüssigbaren Untergrund untersucht.

Die Beurteilung des Potentials für eine Bodenverflüssigung beruht auf den Indikatoren aus dem modifizierten chinesischen Kriterium (Modified Chinese Criteria) nach Andrews & Martin (2000) [29], das in der Abb. 2.25 zusammenfassend dargestellt ist, sowie aus der Betrachtung der Kornverteilung des anstehenden Materials.

Abb. 2.25 Modifiziertes chinesisches Kriterium nach Andrews & Martin (2000) [29]

	Fliessgrenze [1] < 32	Fliessgrenze [1] ≥ 32
Tonanteil [2] < 10%	potentiell verflüssigbar	Weitere Untersuchungen benötigt (*für plastische Böden ausserhalb des Ton-Korngrössenbereichs - wie z.B.: Glimmer*)
Tonanteil [2] ≥ 10 %	Weitere Untersuchungen benötigt (*für nicht-plastische Böden im Ton-Korngrössenbereich - wie z.B.: Steinbruch- und Bergbauabraum)*	Nicht verflüssigbar
[1] Die Fliessgrenze entspricht dem Versuchstyp Casagrande [2] Der Ton-Korngrössenbereich ist <0.002mm		

Mit einer geringen Plastizität und einem reduzierten Tonanteil wird das siltige Material unterhalb des Dammkörpers, das sich im gesättigten Zustand befindet, als potentiell verflüssigungsgefährdet betrachtet. Das Potential für eine Bodenverflüssigung wird daher mit einem empirischen Ansatz basierend auf CPT-Sondierungen näher untersucht.

Die Bestimmung der maximalen horizontalen Schubspannung im Boden τ_{max} erfolgt anhand des Überprüfungswertes der Bodenbeschleunigung des Standortes $a_{h.max}$ = 0.26 g.

$$\tau_{max} = \frac{a_{h.max}}{g} \cdot \gamma \cdot z \cdot r_d = \frac{a_{h.max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d$$

mit

g – Erdbeschleunigung 10 m/s^2
γ – Spezifisches Gewicht des Bodens [kN/m^3]
z – Tiefe der einwirkenden Schubspannung [m]
σ – Totale vertikale Spannung [kPa]
r_d – Einflusszahl für die Flexibilität der Bodensäule über die Tiefe [-]

Die Einflusszahl für die Flexibilität der Bodensäule und die Entwicklung der maximalen einwirkenden Schubspannung mit der Tiefe unterhalb des Dammkörpers sind in der Abb. 2.26 dargestellt.

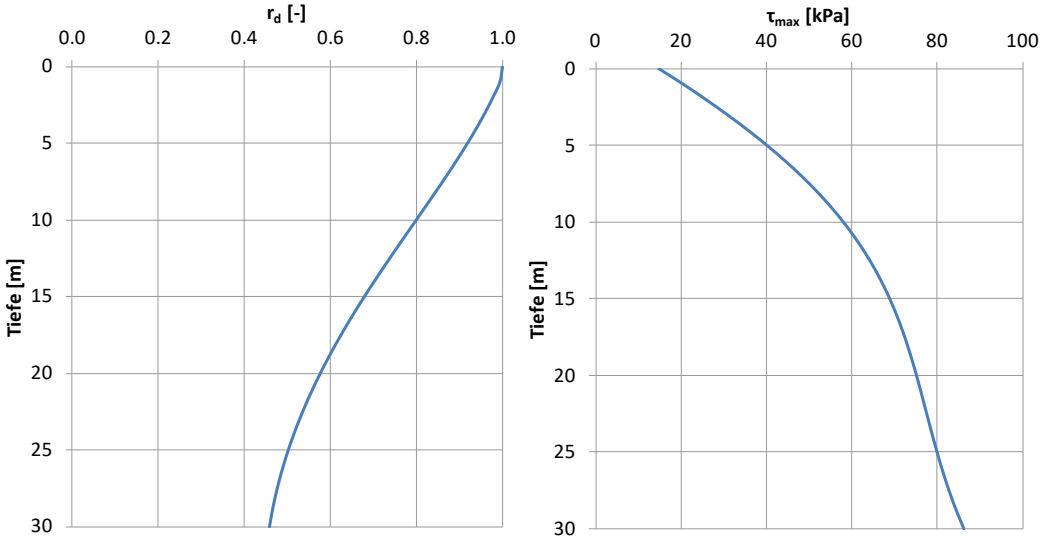


Abb. 2.26 Beiwert der Spannungsreduktion über die Tiefe, nach Idriss (1999) [36] (links); Tiefenprofil der einwirkenden zyklischen Schubspannung (rechts).

Das zyklische Spannungsverhältnis (CSR) besteht aus dem Verhältnis zwischen der mittleren wirkenden Schubspannung während des Erdbebens und der effektiven vertikalen Spannungen und ist eine alternative Möglichkeit für die Darstellung der Erdbebeneinwirkung, die in der Bestimmung der Verflüssigungsgefährdung angewendet wird. Das zyklische Spannungsverhältnis nach Seed & Idriss (1971) [52] beträgt:

$$CSR = \frac{0.65 \cdot \tau_{max}}{\sigma'_v}$$

mit *CSR* - zyklisches Spannungsverhältnis
τ_{max} – maximale horizontale Schubspannung [Pa]
σ'_v – *effektive vertikale Spannung*.

Die Tiefenabhängigkeit des zyklischen Spannungsverhältnisses ist für die Randbedingungen des Beispiels in der Abb. 2.27 dargestellt.

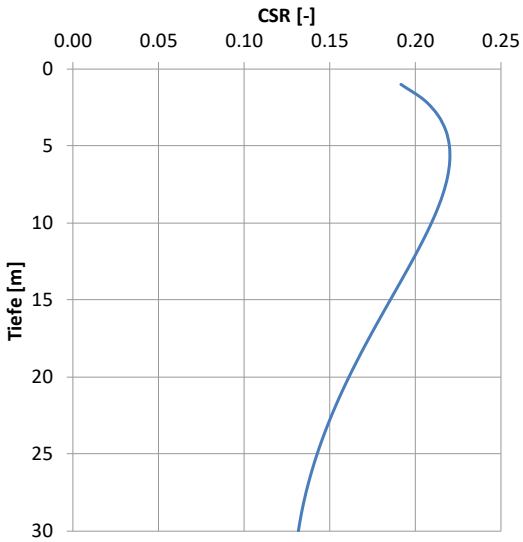


Abb. 2.27 Tiefenprofil des zyklischen Spannungsverhältnisses nach Seed & Idriss (1971) [52].

Das zyklische Widerstandsverhältnis ist der Wert des zyklischen Spannungsverhältnisses, bei dem Verflüssigung stattfindet. Um diesen Wert zu bestimmen, werden die Kurven für rollige Materialien mit Feinanteil (FC) > 35% nach Idriss & Boulanger (2008) [37] angewendet (Abb. 2.28).

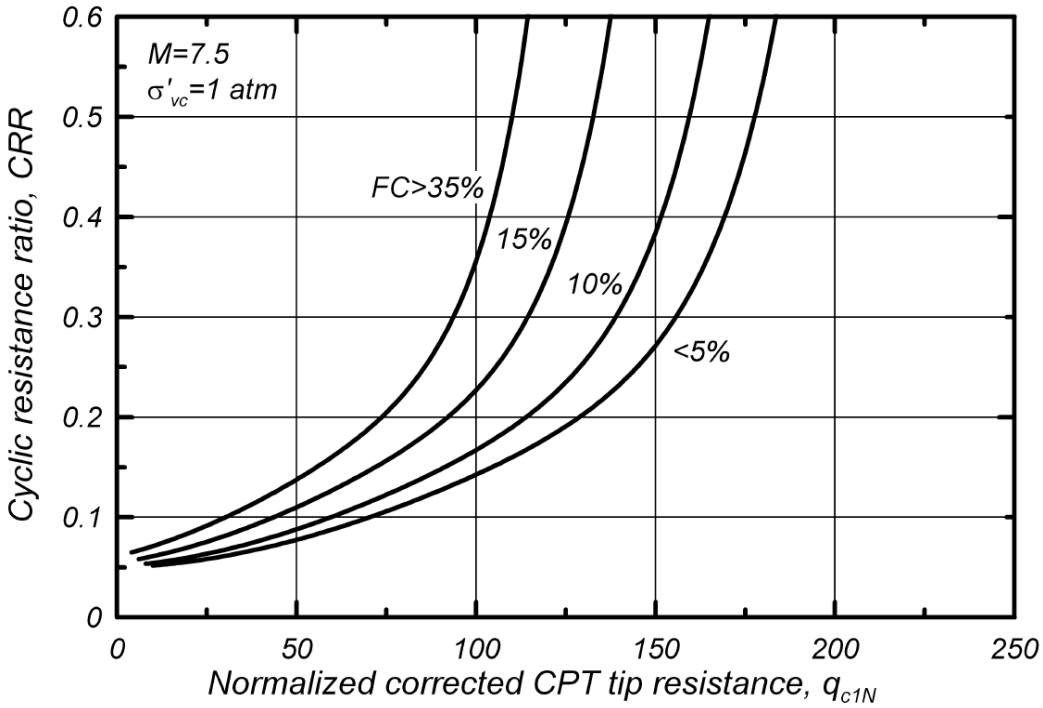


Abb. 2.28 CPT – CRR für rollige Materialien für ein Erdbeben der Magnitude 7.5 aus Daten von Verflüssigungsereignissen (Idriss & Boulanger, 2008 [37]).

Um die Tiefenabhängigkeit des zyklischen Widerstandsverhältnisses unterhalb des Dammkörpers zu ermitteln, ist eine CPT-Sondierung erforderlich. Ein vereinfachtes Profil des korrigierten dimensionslosen Spitzendrucks q_{c1N} (Robertson & Wride, 1998 [48]) der CPT-Sondierung ist in der Abb. 2.29 ersichtlich.

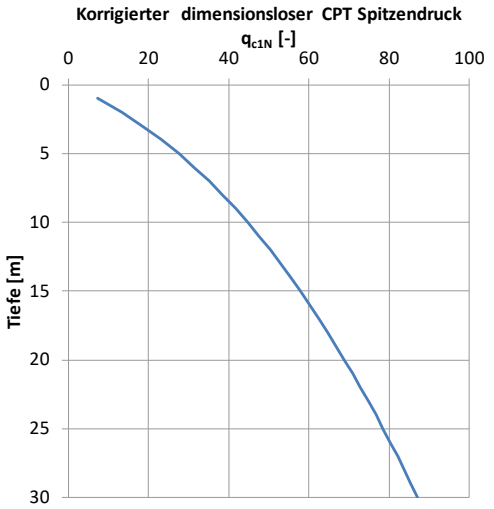


Abb. 2.29 Tiefenprofil des dimensionslosen korrigierten Spitzendrucks q_{c1N}.

Schliesslich kann das Tiefenprofil des zyklischen Widerstandsverhältnisses *CRR* mit der *CRR*-Kurve für Feinanteil >35% (Abb. 2.28) und dem dimensionslosen korrigierten Spitzendrucks q_{c1N} (Abb. 2.29) bestimmt werden. Die Werte des Verhältnisses *CRR* müssen mit dem von Idriss (1999) [36] vorgeschlagenen *MSF*-Beiwert (Magnitude Scaling Factor) für eine Magnitude M_w = 6.0 angepasst werden (Abb. 2.30).

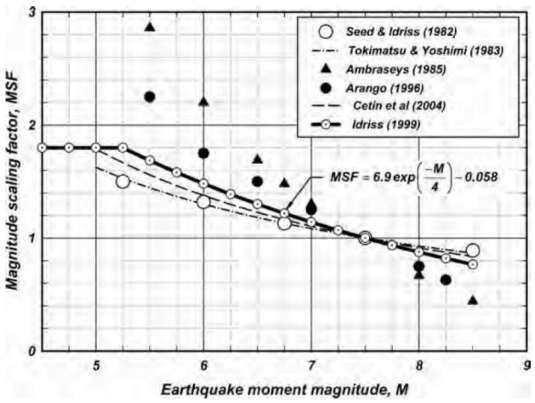


Abb. 2.30 Vergleich unterschiedlicher MSF-Beiwerte (Idriss & Boulanger, 2008 [37]).

Das Tiefenprofil des für die Magnitude M_w = 6.0 angepassten Verhältnisses *CRR* unterhalb des Dammkörpers ist in der Abb. 2.31 dargestellt.

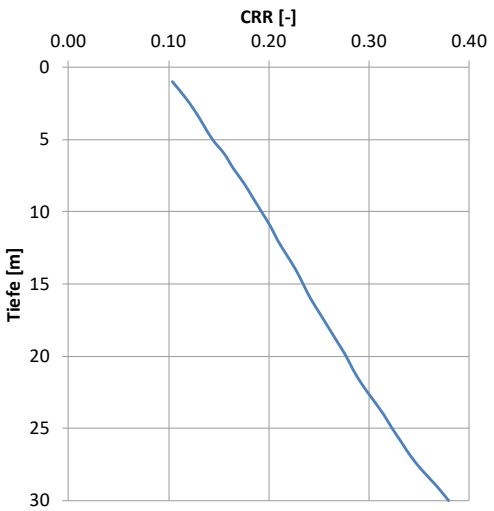


Abb. 2.31 Tiefenprofil des zyklischen Widerstandsverhältnisses CRR.

Die Bestimmung der Verflüssigungsgefährdung erfolgt durch den Vergleich zwischen dem während des Erdbebens wirkenden zyklischen Spannungsverhältnis *CSR* und dem für den vorhandenen siltigen Sand zyklischen Widerstandsverhältnis *CRR*. Der Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung ist:

$$SF_L = \frac{CRR}{CSR}$$

Wenn das zyklische Spannungsverhältnis *CSR* den Wert des Widerstands *CRR* überschreitet, wird $SF_L < 1$ und damit ist eine Verflüssigung des Bodens zu erwarten. Eine graphische Darstellung des Vergleiches ist in der Abb. 2.32 zu finden.

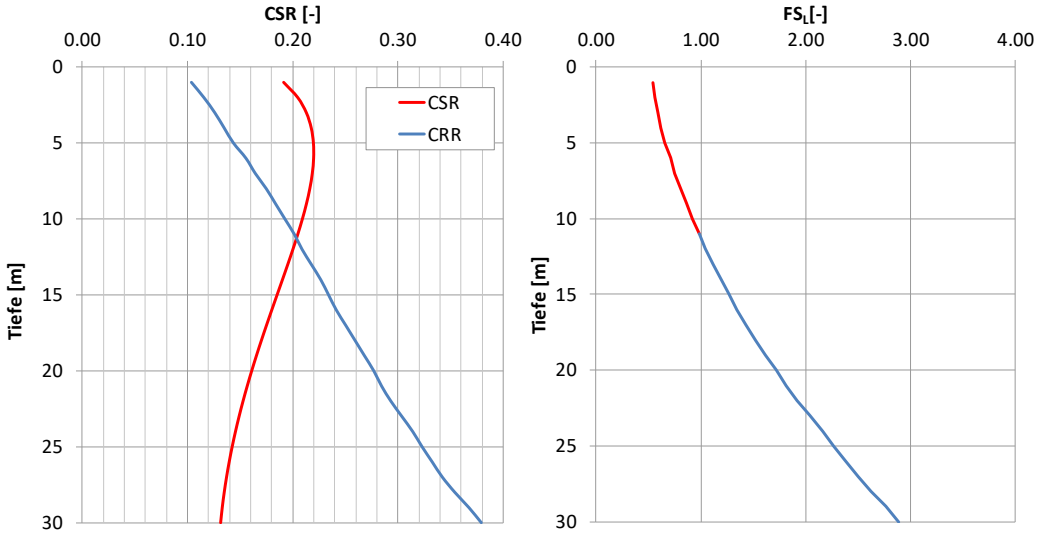


Abb. 2.32 Vergleich zwischen dem während zyklischen Spannungsverhältnis CSR und dem zyklischen Widerstandsverhältnis CRR (links); Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung SF_L (rechts).

Das wirkende zyklische Spannungsverhältnis *CSR* ist bis in einer Tiefe von 11 m grösser als das zyklische Widerstandsverhältnis *CRR*. In diesem Bereich stellt sich ein Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung $SF_L < 1$ ein und es wäre mit Verflüssigung des siltigen Materials unterhalb des Dammkörpers zu rechnen.

Die Stabilitätsbetrachtung in der Situation eines verflüssigten Untergrundes kann durch Gleitkreisberechnungen mit der Annahme einer sich im Untergrund eingestellten undrainierten kritischen Scherfestigkeit des Bodens, die nach dem Ansatz von Stark & Mesri (1992) [56] in Abhängigkeit von dem effektiven Spannungen abgeschätzt werden kann. Ein solches Verfahren ergibt stark reduzierte Werte des globalen Sicherheitsfaktors von SF_k = 0.36, sowie auch eine markante Änderung des kritischen Versagensmechanismus (Abb. 2.33).

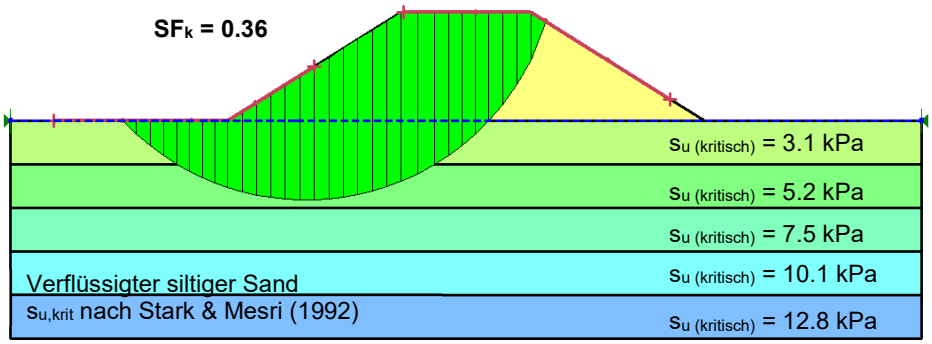


Abb. 2.33 Bestimmung der globalen Standsicherheit des Dammes in der Situation eines verflüssigten Untergrundes.

Der stark reduzierte Wert des globalen Sicherheitsfaktors weist darauf hin, dass die Stabilität sowie auch das allgemeine Verformungsverhalten des Dammes durch die Verflüssigung des Untergrundbereiches markant beeinflusst werden. Dadurch sind zusätzlich grössere Verformungen zu erwarten.

Eine grobe Abschätzung der durch die Verflüssigung des Untergrundbereiches induzierten Verformungen des Dammes kann mit der Methode von Towhata (2008) [58] erfolgen. Diese beruht auf einer kraftbasierten Sicherheitsberechnung, in der die Abnahme der effektiven Spannungen und damit die Reduktion der Festigkeitsparameter im Untergrundbereich berücksichtigt werden. Die sich aus einer solchen Berechnung ergebende Sicherheit kann empirisch mit der Annahme von Verformungen korreliert werden (Abb. 2.34). Die Genauigkeit dieser Berechnung ist sehr grob und es können Verformungen des Dammes von mindestens 25% bis maximal 75% der Dammhöhe resultieren.

Spezifisch, für den vorher bestimmten globalen Sicherheitsfaktor SF_k = 0.36, sind gemäss dieser Methode allgemeine Setzungen des Dammes von 75% der Dammhöhe oder 3.75 m zu erwarten (Abb. 2.34)

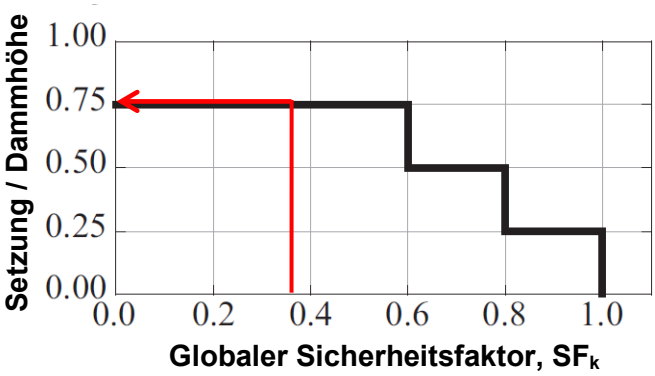


Abb. 2.34 Empirische Beziehung zwischen dem Sicherheitsfaktor SF_k und des Setzungsverhältnisses (nach Towhata, 2008 [58]).

Dies bedeutet für den betrachteten Fall, dass die Grenzwerte für die Verformungen des Dammes und der Fahrbahn erheblich überschritten werden.

Der Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung ist bis in einer Tiefe von 11 m SF_L < 1.0 und grosse Setzungen des Dammes sind beim Auftreten der für die Überprüfung zugrunde gelegten Erdbebeneinwirkungen erwartet. Der Erfüllungsfaktor gegenüber Bodenverflüssigung liegt bei ca. 0,6 (näherungsweise Inverse vom tiefsten Wert von SF_L) was über den minimalen Erfüllungsfaktor von α_{min} = 0,4 für die Bauwerksklasse IIi liegt.

Da die Abschätzung der Verflüssigungsgefahr hier nur auf der Basis von Rammsondierungen, die eine empirische Betrachtung darstellen, getroffen wurde, könnten in einem weiteren Schritt vertiefte Untersuchungen vorgenommen werden, um eine genauere Auswertung der Verflüssigungsgefahr zu ermöglichen. Zusätzlich können auch Laborversuche durchgeführt werden, um zu prüfen, inwieweit sich die Verflüssigungsgefahr am real anstehenden Boden darstellt. Es ist im Weiteren zu beachten, dass bei einem tieferen Einwirkungsniveau, für welches keine vollständige Bodenverflüssigung auftritt, namhafte Setzungen des Bodens durch Bodenverdichtung zu erwarten sind. Solche Setzungen können auf Basis des Sicherheitsfaktors gegen Verflüssigung und der Mächtigkeit der sensiblen Böden abgeschätzt werden [37].

Nach der genaueren Untersuchung der Verflüssigungsgefahr unter den oben erwähnten Bedingungen sollte in einem weiteren Schritt die Verhältnismässigkeit der möglichen Massnahmen gegen Verflüssigung geprüft werden, um eine Entscheidung über das weitere Vorgehen treffen zu können.

3 Fallbeispiel eines Einschnitts

3.1 Ausgangslage

In diesem Fallbeispiel wird ein bestehender vernagelter übersteiler Einschnitt überprüft, der sich in der Erdbebenzone Z3b befindet. Ähnlich wie im Kapitel 2.1, wurde dieses geotechnisches Bauwerk für die Bemessungssituation Erdbeben nicht bemessen. Das Ziel der folgenden Untersuchungen ist die Beurteilung der Erdbebensicherheit für die gegebene Ausgangssituation, in der sich ein Verkehrsträger (Strasse) oberhalb des Einschnitts befindet.

Der Bodenaufbau wurde als homogen und isotrop angenommen und besteht aus einem siltigen Sand mit einem Reibungswinkel von $\varphi'_{cv,k}$ = 31°. Durch den vorhandenen Wasserspiegel ist der Aushub des Einschnitts lediglich mit Hilfe einer Entwässerungsmassnahme (z.B. Wellpoint und Drainagematte) auszuführen.

Die Erdnägel haben eine Länge von 3.5 m (80% der Höhe des Einschnitts), sind leicht nach unten geneigt und werden mit einem horizontalen Abstand von 1 m ausgeführt. Der vertikale Abstand zwischen den Nägeln beträgt 2 m und ein freier vertikaler Abstand von 1 m am Einschnittkopf und Einschnittfuss ist vorhanden. Der Einschnitt selbst ist übersteil und die Neigung beträgt α = 63.4° (2:1). Eine schematische Darstellung der untersuchten Situation ist in der Abb. 3.1 ersichtlich.

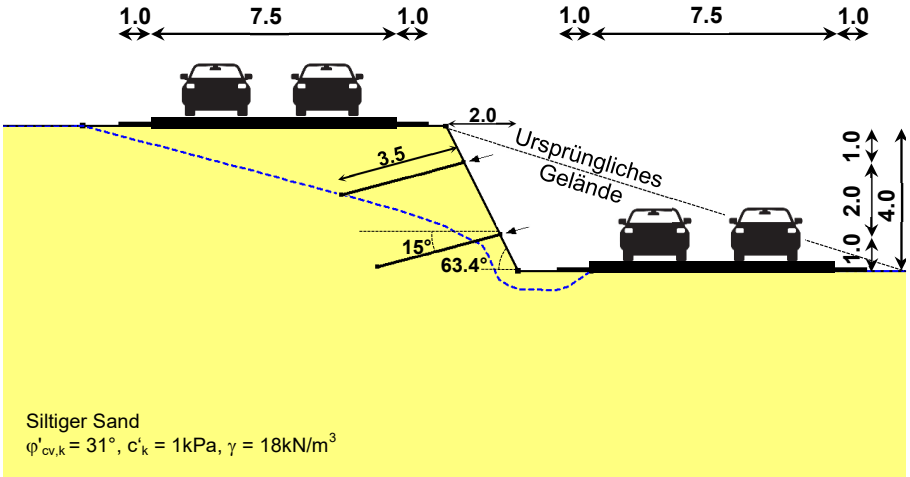


Abb. 3.1 Schematische Darstellung der Situation des Einschnitts.

Eine Zusammenstellung der Festigkeitskennwerte des siltigen Sandes ist in der Abb. 3.2 gegeben.

Abb. 3.2 Zusammenstellung der charakteristischen Bodenkennwerte

Reibungswinkel $\varphi'_{cv,k}$	31°
Kohäsion c'_k	1 kPa
Raumlast des Bodens	18 kN/m^3

Der Nageldurchmesser beträgt 20 mm und der Bohrlochdurchmesser 114 mm. Der äussere Tragwiderstand $R_{a,k}$ = 150 kN wird aus Ausziehversuchen bestimmt. Dadurch ergibt sich für eine Ankerlänge von 3.5 m einen spezifischen Ausziehwiderstand pro Meter Verpressstrecke von $\tau_{a,k}$ = 42.8 kN/m. Der innere Tragwiderstand beträgt $R_{i,k}$ = *157* kN und ergibt sich aus dem charakteristischen Wert der Zugfestigkeit des Zugglieds $f_{s,k}$ = 500 N/mm^2. Die Geometrie und die charakteristischen Kennwerte der Nägel sind in der Abb. 3.3 zusammengefasst.

Abb. 3.3 Zusammenstellung der Geometrie und charakteristischen Kennwerte der Erdnägel

Ankerlänge	3.5 m
Bohrdurchmesser	114 mm
Nageldurchmesser	20 mm
Horizontaler Abstand	1 m
Innerer Tragwiderstand $R_{i,k}$	157 kN
Äusserer Tragwiderstand $R_{a,k}$	150 kN

Analog zum Fallbeispiel eines Dammes (Kapitel 2) sind die Anforderungen für die verformungsbasierte Überprüfung des Einschnitts der ASTRA-Dokumentation 82017 [22] zu entnehmen. Die Grenzverschiebung für die Tragsicherheit von Böschungen oder Einschnitten beträgt gemäss Abb. 4.4 ASTRA-Dokumentation 82017 [22] w_{Rk} = 75 cm für die Talseite. Da der Verkehrsträger der Erdbebenstreckenklasse ESK II zugeordnet ist, betragen die Richtwerte für Grenzwerte der Setzungen der Strasse oberhalb des Einschnitts v_{Rk} = 10···25 cm. In diesem Fall wurde v_{Rk} = 10 cm als Anforderung festgelegt.

3.2 Tragsicherheit für ständige Lasten

Der erste Schritt in der Betrachtung der Situation besteht aus der Identifizierung des kritischen Versagensmechanismus und der Bestimmung der Tragsicherheit des betrachteten Einschnitts gemäss SIA 267 (2013) [8]. Dies erfolgt mit Hilfe von GeoStudio 2012 (Krahn, 2012 [27]) unter Berücksichtigung der durch den Widerstandbeiwert γ_m = 1.35 reduzierten Ankerwiderstände sowie der Überprüfungswerte $\varphi'_{cv,d}$ = 26.6° und c'_d = 0.65 kPa. Für dieses übersteile Bauwerk beträgt der Sicherheitsfaktor gemäss SIA 267 (2013) [8] unter Berücksichtigung der dementsprechenden Teilsicherheitsfaktoren *SF* = 1.00 (Abb. 3.4).

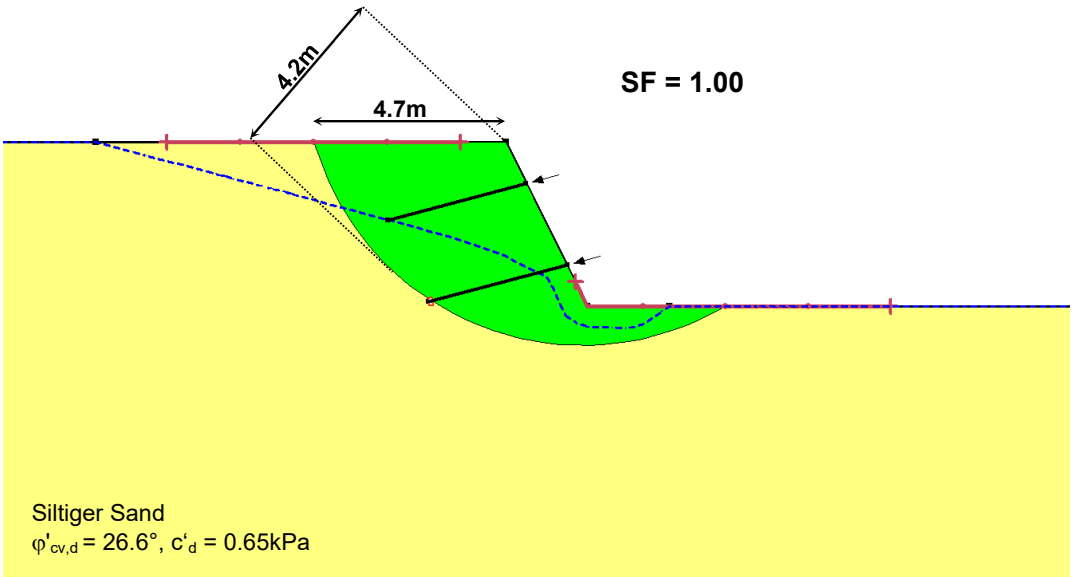


Abb. 3.4 Standsicherheit und kritischer Versagensmechanismus des betrachteten Einschnitts – GeoStudio 2012 [27].

Eine Bestimmung des globalen Sicherheitsfaktors ohne Berücksichtigung der erwähnten Partialfaktoren mit charakteristischen Werten der Boden- und Ankerwiderstände ergibt eine globale Standsicherheit SF_k = 1.16.

3.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit

3.3.1 Nachweis der Tragsicherheit

Nach Zuordnung des Verkehrsträgers auf dem Damm zu der Erdbebenstreckenklasse ESK II wurde das Bauwerk der Bauwerksklasse BWK II-i (Abb. 4.5 ASTRA-Dokumentation 82017 [22]) zugeordnet. Daraus ergibt sich ein Bedeutungsbeiwert von γ_f = 1.2. Der im Einschnittkörper und im Untergrundbereich vorhandene siltige Sand gehört gemäss SIA 261 (2014) [2] zur Baugrundklasse D. Damit ergibt sich der dazugehörige Bodenparameter *S* = 1.35. Mit diesen beiden Werten kann der Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung am Standort $a_{h,max}$ bestimmt werden:

$$a_{h,max} = a_{gd} \cdot \gamma_f \cdot S = 1.6 m/s^2 \cdot 1.2 \cdot 1.35 = 2.59 m/s^2$$

mit

a_{gd} – Überprüfungswert der Bodenbeschleunigung [m/s²]

Die Überprüfung der Erdbebensicherheit erfolgt mit dem kraftbasierten Nachweis nach SIA 267 (2013) [8]. Der Nachweis basiert auf Gleitkreisberechnungen, die die Erdbebeneinwirkung durch eine Ersatzkraft berücksichtigen. Für einen seismischen Beiwert q_a = 2.0 und einen Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers von q_h = 1.0, ergibt sich eine horizontale Bodenbeschleunigung von 0.129g, die in der Bestimmung der Sicherheit des Einschnitts verwendet wird. Der Wert des Sicherheitsfaktors beträgt in dieser Situation SF_{dyn} = 0.80 und der kritische Versagensmechanismus ist identisch mit dem statischen Fall (Abb. 3.5). Der kraftbasierte Nachweis der Tragsicherheit ist damit nicht erfüllt. Der Wert des Sicherheitsfaktors SF_{dyn} = 0.80 < 1 weist auf die Möglichkeit der Entwicklung grösserer Verformungen des Dammes unter den Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkungen hin.

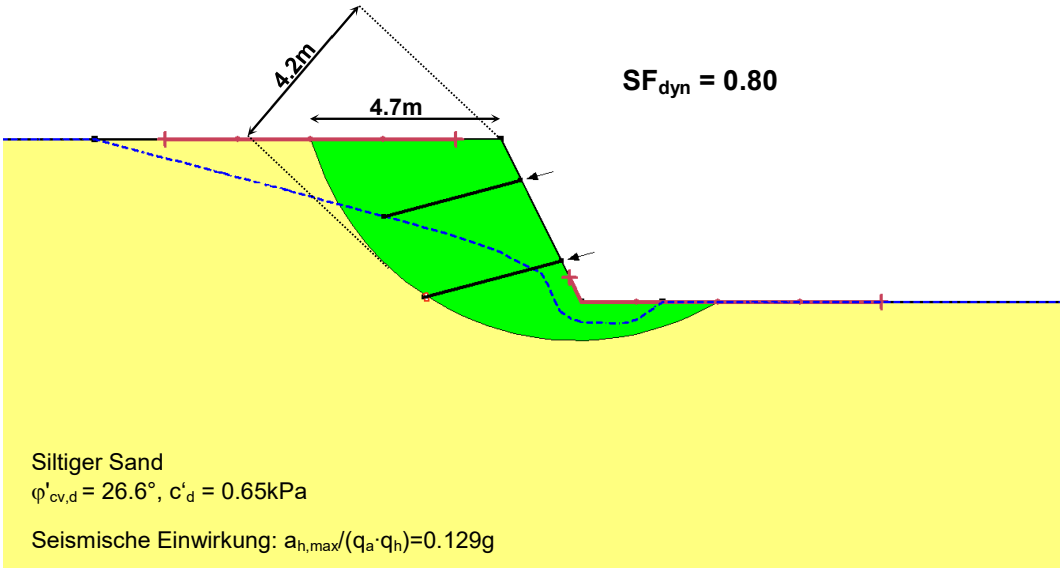


Abb. 3.5 Sicherheitsfaktor unter Erdbebeneinwirkung und kritischer Versagensmechanismus des betrachteten Einschnitts gemäss SIA 267 (2013) [8].

3.3.2 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der kraftbasierte Erfüllungsfaktor α_{eff} nach Norm SIA 269/8 (2017) [17] bestimmt sich gemäss Kapitel 6.1 der ASTRA-Dokumentation 82017 [22]. Die kritische horizontale Bodenbeschleunigung beträgt für den betrachteten Fall a_{crit} = 0.11 g = 1.1 m/s² (Abb. 3.6). Zur Erinnerung wird a_{crit} mit einer iterativen Rückrechnung mit charakteristischen Bodenkennwerten und einem Wert von q_a = 1.0 bestimmt.

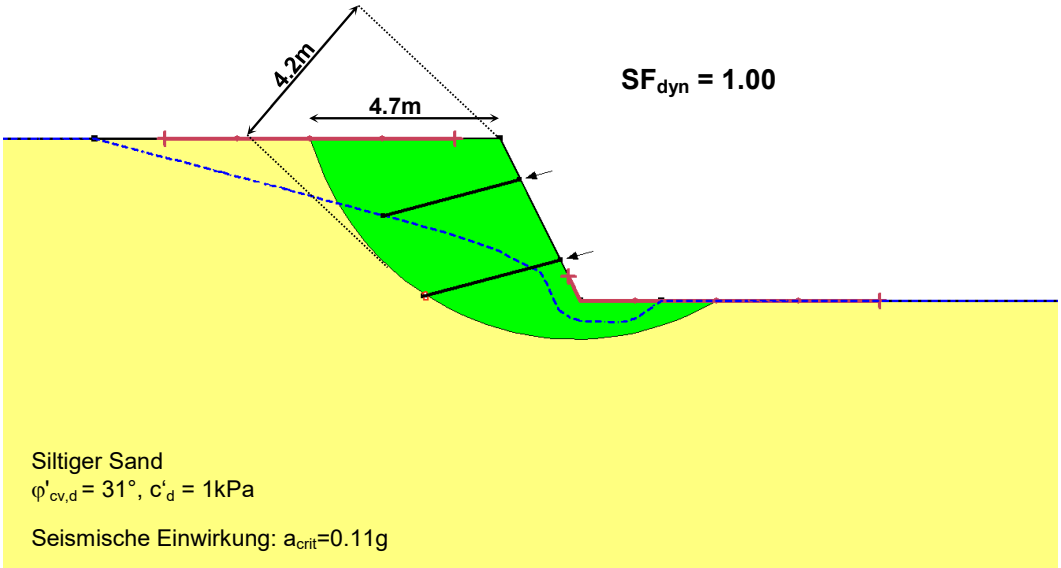


Abb. 3.6 Bestimmung der kritischen horizontalen Bodenbeschleunigung mit GeoStudio 2012 [27].

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} ist gemäss ASTRA-Dokumentation 82017 [22]:

$$\alpha_{eff} = \left(\frac{a_{crit}}{a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_d} - 0.1 \right) \cdot q_a = \left(\frac{1.1}{2.59} - 0.1 \right) \cdot q_a = 0.65$$

Für die Bauwerksklasse BWK II-i gilt gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] des Mindesterfüllungsfaktor $\alpha_{min} = 0.4$.

Gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] ist die Verhältnismässigkeit von Massnahmen zu untersuchen.

Die kraftbasierte Beurteilung der Erdbebensicherheit kann mit einem verformungsbasierten Ansatz hinterfragt werden, bevor die Verhältnismässigkeit von allfälligen möglichen Massnahmen untersucht wird.

3.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - Newmark-basiertes Verfahren

Da die Betrachtung der Versagensmechanismus im statischen Fall (vgl. Kapitel 3.2) auf einen typischen Gleitmechanismus hinweist, ist der Einsatz der Newmark-Methode für die Abschätzung der erwarteten Deformationen zulässig.

3.4.1 Bestimmung der bleibenden Verformungen

Die kritische horizontale Bodenbeschleunigung beträgt a_{crit} = 0.11 g = 1.1 m/s^2 und der Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung ergibt sich gemäss SIA 261 (2014) [2] für die Zone 3b, Baugrundklasse D und Bauwerksklasse BWK II-i zu $a_{h,max}$ = 2.6 m/s^2.

Der Wert der bleibenden Verschiebungen w_{bd} kann mit der Berechnungsformel aus dem Anhang D der SIA 269/8 (2016) [17] für Baugrundklasse D und $a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f) \geq 0.1$ und mit dem Verhältnis $a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)$ = 1.1 m/s^2 / 2.6 m/s^2 = 0.42 bestimmt werden.

$$w_{bd} = K_B \left(35 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f + 13 \right) e^{\left(-9.2 \cdot a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f) \right)} \approx 3\text{cm}$$

Eine graphische Darstellung des Ansatzes ist in der Abb. 3.7 gegeben.

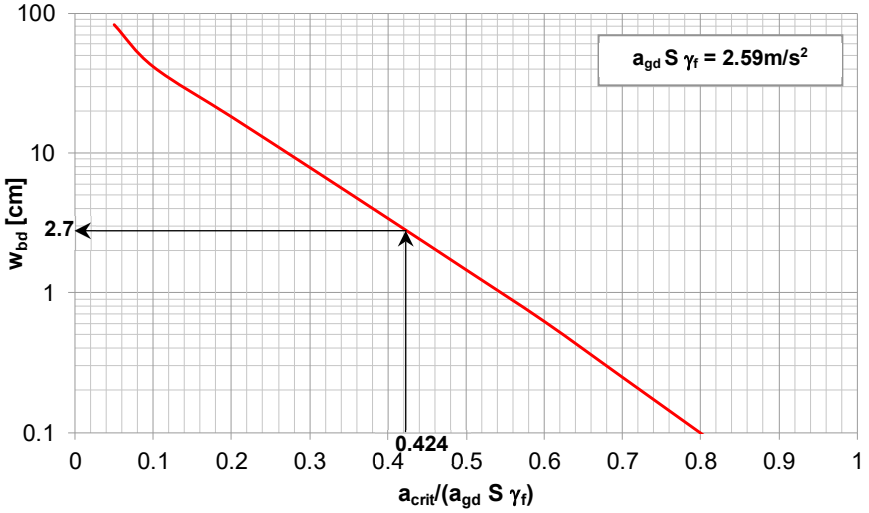


Abb. 3.7 Abschätzung der bleibenden Verformungen nach Anhang D der Norm SIA 269/8 (2017).

Damit kann der verformungsbasierte Nachweis gemäss Kapitel 5.1 ASTRA-Dokumentation 82017 [22] durchgeführt werden.

3.4.2 Nachweis der Tragsicherheit des Einschnitts

Die Grenzverschiebung für Strassen- oder Bahndämme beträgt w_{Rk} = 75 cm (siehe Kapitel 3.1)

w_{bd} = 3 cm < w_d = w_{Rk} / 2.5 = 30 cm → i.O.

3.4.3 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees

Unter der Annahme, dass die Verschiebungen des Trasses gleich gross wie die bleibenden Verschiebungen am Einschnittkopf w_{bd} sind, können die erwarteten differentiellen Setzungen der Strasse abgeschätzt werden: v_d = w_{bd} = 3 cm. Der Grenzwert der Setzung der Fahrbahn beträgt v_{Rk} = 10 cm (siehe Kapitel 3.1).

v_d = 3 cm < v_{Rk} / 2.5 = 4 cm → i.O.

3.4.4 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich gemäss Kapitel 6.1 der ASTRA-Dokumentation 82017 [22] aus einem Vergleich der kritischen horizontalen Bodenbeschleunigung a_{crit} mit der horizontalen Bodenbeschleunigung $a_{(wRd)}$ bzw. $a_{(vRd)}$:

- a_{crit} = 1.1 m/s² gemäss Abb. 3.6
- w_{Rd} = 30 cm → $a_{(wRd)} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)$ = 0.14 gemäss Abb. 3.7
- $a_{(wRd)}$ = 0.14 · 2.59 m/s² = 0.36 m/s²
- v_{Rd} = 4 cm → $a_{(vRd)} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)$ = 0.38 gemäss Abb. 3.7
- $a_{(vRd)}$ = 0.38 · 2.59 m/s² = 0.98 m/s²

$$\alpha_{eff} = \frac{a_{crit}}{a_{(wRd)}} = \frac{1.1}{0.36} = 3.05 \text{ bzw. } \alpha_{eff} = \frac{a_{crit}}{a_{(vRd)}} = \frac{1.1}{0.98} = 1.12$$

(Massgebend ist der kleinere Wert)

Gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] gibt es kein Handlungsbedarf (α_{eff} ≥ 1,0). Der Ist-Zustand kann akzeptiert werden.

3.5 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FE-basiertes Verfahren

Die weitergehende Untersuchung zur Plausibilisierung des einfachen Newmark-basierten Verfahrens erfolgt mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FE). Die nachfolgenden Untersuchungen des Erdbebenverhaltens des Bauwerks werden mit PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) durchgeführt. Sie gelten sinngemäss jedoch für alle FE-Berechnungen.

3.5.1 Modellierung des Untergrundbereiches

Die Tiefe des modellierten Untergrundbereiches entspricht der Lage des Felshorizontes und wird in diesem Beispiel mit 30 m angenommen. Die Unterkante des Untergrundbereichs wird als „Compliant Base“ modelliert und die Seiten als “Free-Field-Elemente“. Andere Randbedingungen wie z.B. absorbierende Dämpfungselemente könnten ebenfalls verwendet werden. Weitere Hinweise hierzu finden sich im Kapitel 2 sowie auch im Anhang III der ASTRA-Dokumentation 82017 [22]. Ein Seitenverhältnis von 1 : 3 für die Bestimmung der optimalen Breite des numerischen Modells hat sich bei der Sensitivitätsanalyse mit den oben erwähnten Randbedingungen (Unterkante – „Compliant Base“ und Seiten – „Free-Field-Elements“) bewährt und somit können die Randeinflüsse minimiert werden (Abb. 3.8)

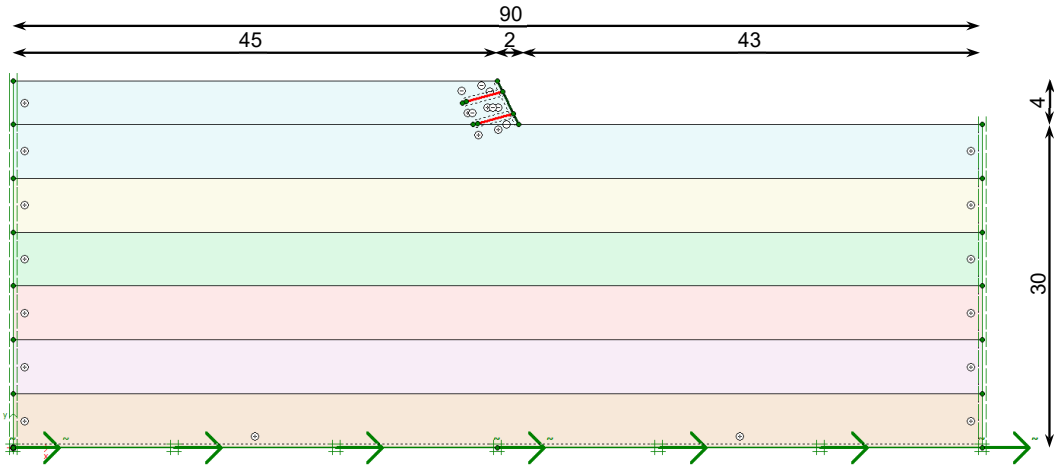


Abb. 3.8 Randbedingungen und Schichtunterteilung des Untergrundbereiches des Einschnitts.

3.5.2 Modellierung des Einschnitts und der Vernagelung

Das numerische Modell des Einschnitts entspricht einer übersteilen Böschungsneigung von 2 : 1 (α = 63.4°). Die zwei Erdnägel sind mit 15° von der Horizontale nach unten geneigt und haben einen Abstand von 2 m im Böschungsplan und in der horizontalen Richtung. Die Haftungskräfte werden entlang der ganzen Nagellänge von 3.5 m mobilisiert.

Die Erdnägel wurden als lineare Elemente ohne Biegesteifigkeit mit einem elastisch-plastischen Stoffgesetz („Geogrid“ in PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25])) modelliert. Die in der Abb. 3.3 zusammengefassten Kennwerte wurden in PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) direkt übernommen. Der Wert des inneren Tragwiderstandes $R_{i,k}$ wurde als die axiale Kraft, bei der das Element „Geogrid“ das plastische Bereich erreicht, eingegeben. Abb. 3.9 fasst die in PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) eingegebenen Kennwerte des Erdnagels zusammen.

Abb. 3.9 Zusammenstellung der Kennwerte der Erdnägel

Axiale Steifigkeit *EA*	187.8 MN/m
Maximale axiale Kraft N_p	255 kN/m

Bei der Bestimmung der axialen Steifigkeit der Erdnägel wurden die Steifigkeit des Stahles (E_{stahl} = 200 GPa), sowohl die Steifigkeit des Zementmörtels ($E_{mörtel}$ = 10 GPa) zusammen mit den dementsprechenden Querschnittflächen und dem horizontalen Abstand zwischen den Nägel berücksichtigt.

Die Spritzbetonwand entlang der Böschung wurde als Plattenelement mit einer Dicke von 50 mm und einer Steifigkeit des Spritzbetons $E_{mörtel}$ = 10 GPa modelliert. Die Zusammenstellung der modellierten Kennwerte ist in der Abb. 3.10 ersichtlich.

Abb. 3.10 Zusammenstellung der Kennwerte der Spritzbetonwand

Axiale Steifigkeit *EA*	550 MN/m
Biegesteifigkeit *EI*	114.6 kNm^2/m
Poissonzahl ν	0.2

Das Interface zwischen dem Boden und der Spritzbetonwand sowie den Erdnägel wurde ohne Reduktion der Festigkeit modelliert („rigid“).

3.5.3 FE-Netz

Das FE-Netz wurde mit dreieckigen Elementen mit 15 Knoten automatisch generiert und die mittlere Elementgrösse des verwendeten FE-Netzes betrug 0.92 m. Der daraus entstehende durchschnittliche Knotenabstand von 0.23 m erfüllt die nach Kuhlemeyer & Lysmer (1973) [39] bestimmte Bedingung von einem Maximalwert von 1.89 m (vgl. Kapitel 2.5.2). Das Netz wurde im Bereich der Vernagelung verfeinert, um die Genauigkeit der Resultate zu verbessern (Abb. 3.11).

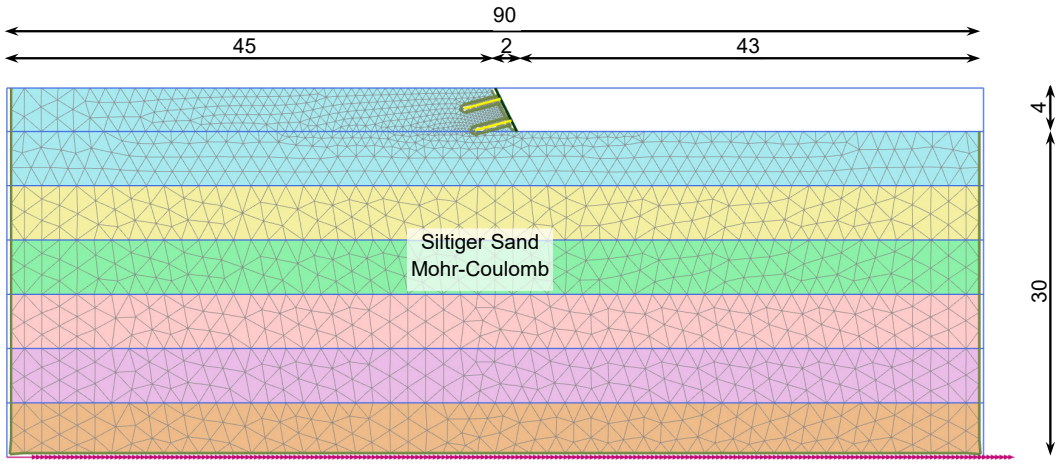


Abb. 3.11 Darstellung des modellierten FE-Netzes.

3.5.4 Grundwasser

Die Eingabe des Wasserspiegels muss anhand der hydrogeologischen Untersuchungen gemacht werden. Aus Kapazitätsgründen der kommerziell erhältlichen numerischen Programme und Stoffgesetze kann eine Erhöhung der Porenwasserdrücke nicht in eine numerische Berechnung einfliessen. Obwohl eine solche Analyse wünschenswert wäre, ist sie zurzeit in der Praxis nicht realistisch. Trotz diesem Nachteil können die Resultate der numerischen Berechnungen mit den bisherigen Abschätzungen der Verformungen, die den Einfluss eines möglichen Porenwasserdruckaufbaus nicht berücksichtigt haben, verglichen

werden. Der in diesem Beispiel berücksichtigte Wasserspiegel folgt der Sickerlinie, die durch die Entwässerung im Bereich des Einschnittkörpers entsteht (Abb. 3.12).

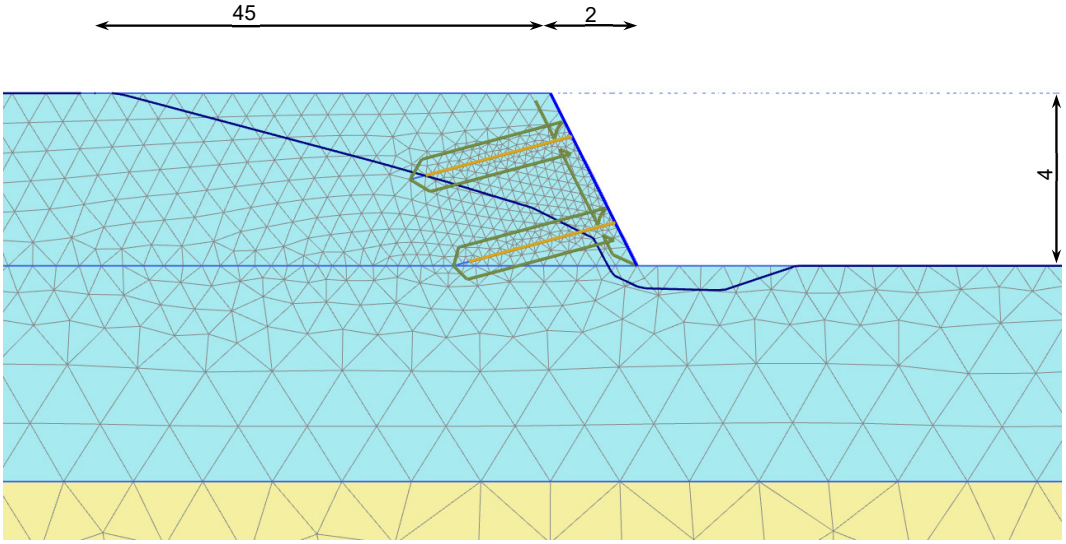


Abb. 3.12 Sickerlinie durch die Entwässerung des Einschnittkörpers.

3.5.5 Stoffgesetze und Bodenkennziffern

Zur Vereinfachung der Berechnungen und um mehrere Berechnungsmöglichkeiten darzustellen, wird in diesem Beispiel das Modell von Mohr-Coulomb (MC) gewählt. Weitere Stoffgesetze, die das plastische Verhalten des Bodens mit einem grösseren Berechnungsaufwand genauer berücksichtigen können, dürfen jedoch verwendet werden, wenn die Eingangsparameter realistisch abgeschätzt oder bestimmt werden können.

Die angenommenen Materialparameter wurden auf charakteristischem Niveau bestimmt und auf diesem Niveau in die numerische Simulierung eingegeben. Damit wird der verformungsbasierte Tragsicherheitsnachweis, der in dieser Berechnung durchgeführt wird, die folgende Bedingung erfüllen:

$X_d = X_k$

Die Bodenkennwerte für den siltigen Sand sind in der Abb. 3.13 zusammengefasst.

Abb. 3.13 *Bodenkennwerte für den siltigen Sand (SM, SM-ML)*

Feuchtraumgewicht γ_{unsat}	18 kN/m^3
Gesättigtes Raumgewicht γ_{sat}	20 kN/m^3
Poissonzahl ν	0.3
Kohäsion c'_k	1 kN/m^2
Reibungswinkel φ'	31°
Dilatanzwinkel ψ	0°

Die Modellierung der Steifigkeitszunahme mit zunehmenden mittleren Spannungen sowie die Variation der Steifigkeit im Untergrundbereich erfolgt analog zum Fallbeispiel des Dammes (vgl. Kapitel 2).

Bei der Anwendung des Stoffgesetzes „Mohr-Coulomb“ sollte, zusätzlich zu den in der Abb. 3.13 aufgelisteten Bodenkennwerten, die Materialdämpfung definiert werden. Sie wird in den numerischen Berechnungen durch die Rayleigh-Beiwerte α_R und β_R, die die Frequenzabhängigkeit der Dämpfung erfassen sollen, berücksichtigt. Die Bestimmung der Rayleigh-Beiwerte erfolgt analog zum Fallbeispiel des Dammes (vgl. Kapitel 2).

3.5.6 Eingabe der Erdbebenanregung

Die Eingabe der Erdbebenanregung erfolgt durch eine vorgegebene Verschiebung des Felshorizontes, der in diesem Beispiel als „compliant Base“ modelliert wird.

Die in den hier dargestellten dynamischen Berechnungen verwendeten Erdbebenzeitverläufe wurden in einem ersten Schritt mit einer Wavelet-Analyse (Hancock et al., 2006 [34]) moduliert, um dem elastischen Antwortspektrum der Norm SIA 261 [2] zu entsprechen.

Um die Resultate der FE-Modellierung mit den vorherigen Bestimmungen der Sicherheit gemäss SIA 267 (2013) [8] vergleichen zu können, müssen die am Fuss des Einschnitts wirkenden Erdbebenkräfte auf demselben Niveau der Normeinwirkung sein. In dieser Hinsicht, müssen die an der Basis des numerischen Modells angebrachten Zeitverläufe skaliert werden, so dass die modellierte Erdbebenanregung an der Oberfläche der Normeinwirkung für die dementsprechende Baugrundklasse (in diesem Fall Baugrundklasse D) entspricht. Dafür wurden in einem zweiten Schritt die modulierten normkonformen Erdbebenzeitverläufe auf 50% der Amplitude skaliert und an der Unterkante des Modells eingegeben. Somit entspricht die am Einschnittfuss wirkende Erdbebenanregung im vorliegenden Beispiel der Normeinwirkung an der Oberfläche.

Ein Kontrollpunkt wurde an der Modelloberkante (OKT) definiert, an dem das Antwortspektrum der modellierten horizontalen Beschleunigungen mit dem elastischen Antwortspektrum aus der Norm SIA 261 verglichen wurde. Dieselbe Kombination aus den 7 vorhandenen Zeitverläufe (siehe Anhang Abb. I.1) und 3 unterschiedlichen Modellen von Kapitel 2 wurde vorgenommen (Abb. 2.10), so dass das durchschnittliche Antwortspektrum im Kontrollpunkt an der Oberfläche mindestens 90% des SIA-Antwortspektrums für die Zone 3b, Baugrundklasse D, Bauwerksklasse BWK II-i entspricht (Abb. 3.14).

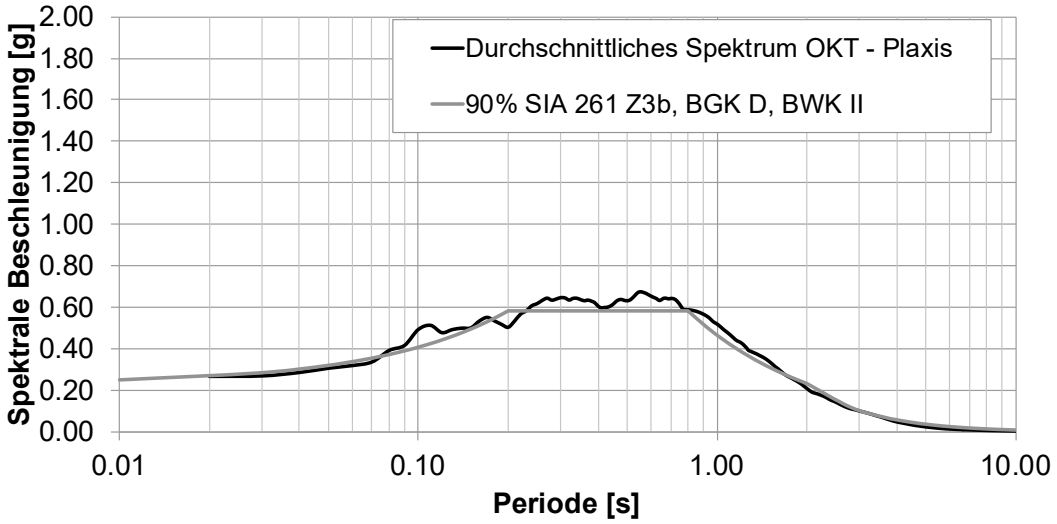


Abb. 3.14 Vergleich zwischen 90% Normeinwirkung gemäss SIA 261 (2013) [2] und dem durchschnittlichen Antwortspektrum im Kontrollpunkt an OKT.

Ähnlich wie im Fallbeispiel des Dammes (Kapitel 2) ist eine gute Übereinstimmung der durchschnittlichen Einwirkung im Kontrollpunkt mit dem Normspektrum zu beobachten. Bei T = 0.2 s ist eine leichte Unterschätzung der Normeinwirkung vorhanden.

Obwohl die Geometrie der untersuchten Situation des Einschnitts nicht symmetrisch ist und die Richtung der Erdbebenanregung für die Grösse der möglichen Verformungen entscheidend sein kann, wurden die verwendeten Zeitverläufe lediglich in eine Richtung eingesetzt (vgl. Abb. 3.15). Die Variabilität der Ergebnisse durch die Änderung der Erdbebeneinwirkungsrichtung wurde durch die Verwendung von sieben unterschiedlichen Erdbebensignalen in der Analyse des Erdbebenverhaltens des Einschnitts berücksichtigt.

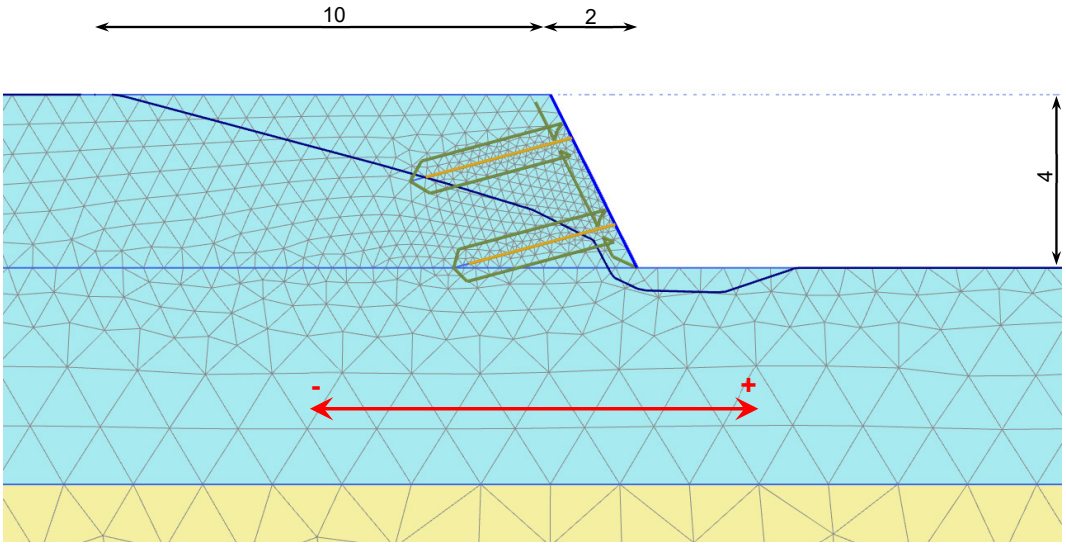


Abb. 3.15 Vorzeichenkonvention der Beschleunigungen bei der Eingabe der Erdbebenanregung.

Die benutzten Zeitverläufe für die FEM-Analysen (siehe Anhang I) sind mehrheitlich von Erdbeben mit Magnituden zwischen 6.0 und 6.9 was im Vergleich zur De-Aggregation der Erdbebengefährdung in der Schweiz hoch ist. Zeitverläufe aus Erdbeben mit solchen hohen Magnituden waren notwendig, um den langperiodischen Bereich des elastischen Antwortspektrums für die Baugrundklasse D abdecken zu können. Die resultierenden Verformungen aus der FEM-Analysen sind daher tendenziell als konservativ zu betrachten.

3.5.7 Resultate der FE-Berechnungen

Die Darstellung der Resultate der numerischen Berechnung sollte die wesentlichen Fragestellungen beantworten und graphisch aufzeigen, dass die Plausibilität der numerischen Berechnungen gegeben ist. Hier stehen insbesondere die Verformungen des Einschnittkörpers im Vordergrund. Daher werden die Verläufe der Verformungen an zwei Punkten betrachtet: am Fuss und Kopf des Einschnitts (Abb. 3.16).

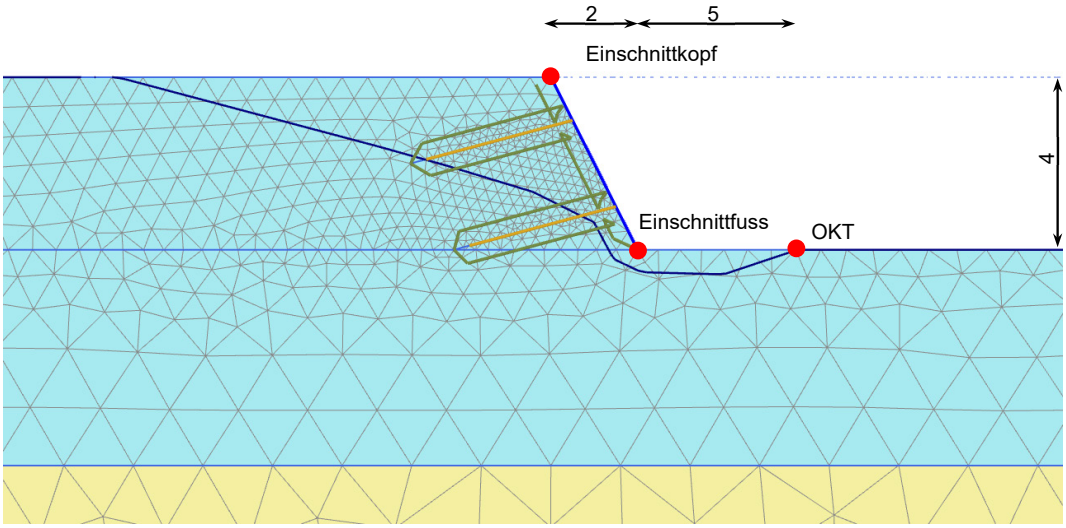


Abb. 3.16 Betrachtete Punkte bei der Darstellung der Resultate.

Diese Vorgehensweise vereinfacht den Vergleich zwischen den mit den Handberechnungen bestimmten verbleibenden Verformungen und den mit den FE-Berechnungen ermittelten Enddeformationen. Zusätzlich werden die Zeitverläufe der Beschleunigungen dargestellt, um den allgemeine Mechanismus genauer beschreiben zu können. Anschliessend wird die Amplifikation der Antwortspektren zwischen Felshorizont und OKT bestimmt und dargestellt.

In einem ersten Schritt kann die globale Standsicherheit des vernagelten Einschnitts auf charakteristischem Niveau in PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) bestimmt und der massgebende Versagensmechanismus dargestellt werden (Abb. 3.17)

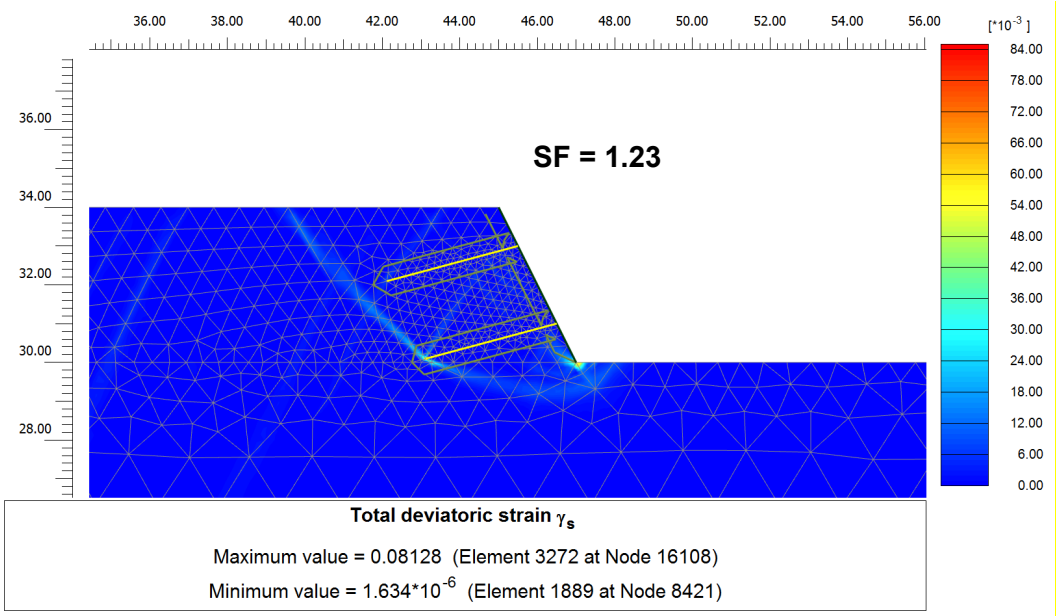


Abb. 3.17 Massgebender Versagensmechanismus und charakteristische globale Standsicherheit des Einschnitts.

Die Plausibilität des FE-Modells wird durch die Form des kritischen Mechanismus und den Wert der globalen Sicherheit bestätigt. Diese sind im selben Bereich mit den vorherigen Bestimmungen aus Kapitel 3.2.

Die weiteren Resultate der numerischen Berechnungen wurden mit dem Zeitverlauf BGK_D_1 für das Modell mit einer durchschnittlichen Scherwellengeschwindigkeit im Untergrundbereich von v_s = 166 m/s ermittelt (vgl. Abb. 2.9). Der verwendete skalierte Beschleunigungszeitverlaufs ist in der Abb. 3.18 dargestellt.

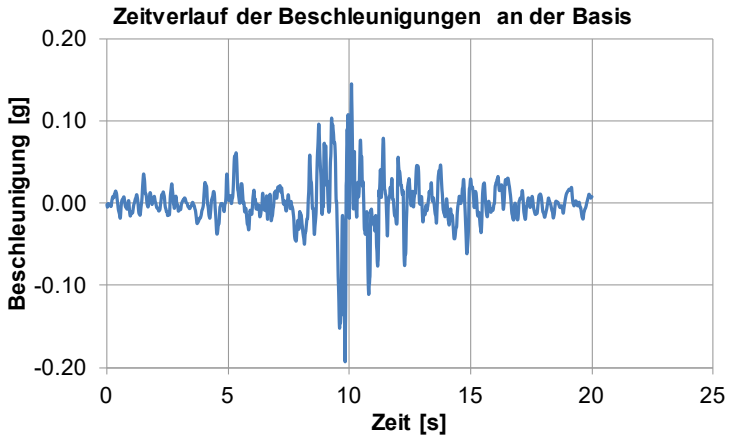


Abb. 3.18 Zeitverlauf der Beschleunigungen des Erdbebens BGK_D_1.

Die numerisch modellierte Amplifikation des eingegebenen Erdbebens wird mit den in der Norm empfohlenen Werten verglichen. Dazu werden die Spektren der horizontalen Beschleunigungen an der OKT (vgl. Abb. 3.16) und das dementsprechende Normspektrum für die Baugrundklasse D und Erdbebenzone Z3b betrachtet (Abb. 3.19).

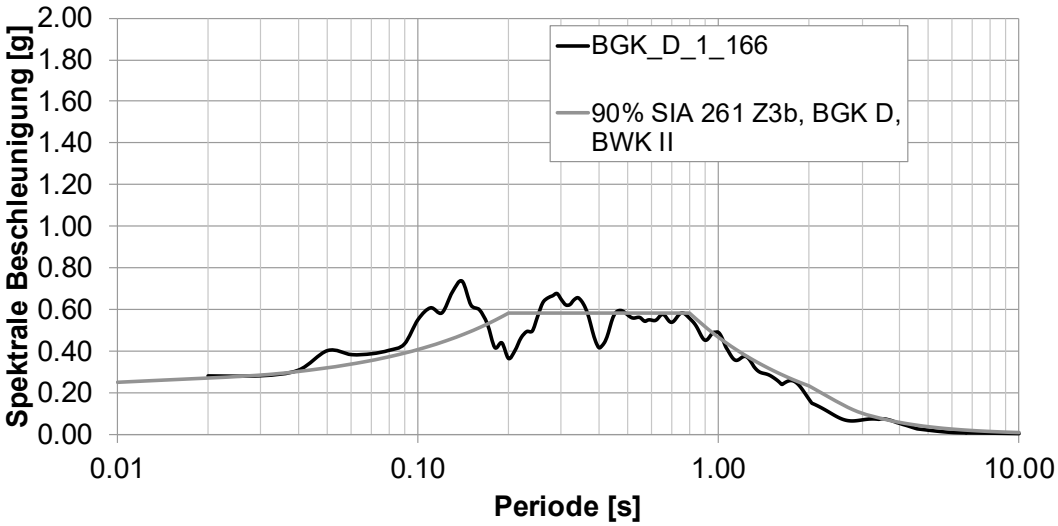


Abb. 3.19 Vergleich zwischen dem numerisch bestimmten Antwortspektrum an OKT und dem Normspektrum für Baugrundklasse D und Erdbebenzone Z3b (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

Wie mit der Abb. 3.19 bestätigt, besteht für dieses Beispiel eine gute Übereinstimmung zwischen der Normanregung und der modellierten Einwirkung, wobei die Normanregung allgemein leicht unterschätzt wird. In dieser Hinsicht bestätigt sich die Notwendigkeit einer statistischen Betrachtung der FE-Analyse unter Berücksichtigung mehrerer Erdbebenanregungen.

In einem nächsten Schritt kann der Verformungsmechanismus mit der Darstellung der Scherdehnungen betrachtet werden, der sich während der Erdbebenanregung einstellt (Abb. 3.20).

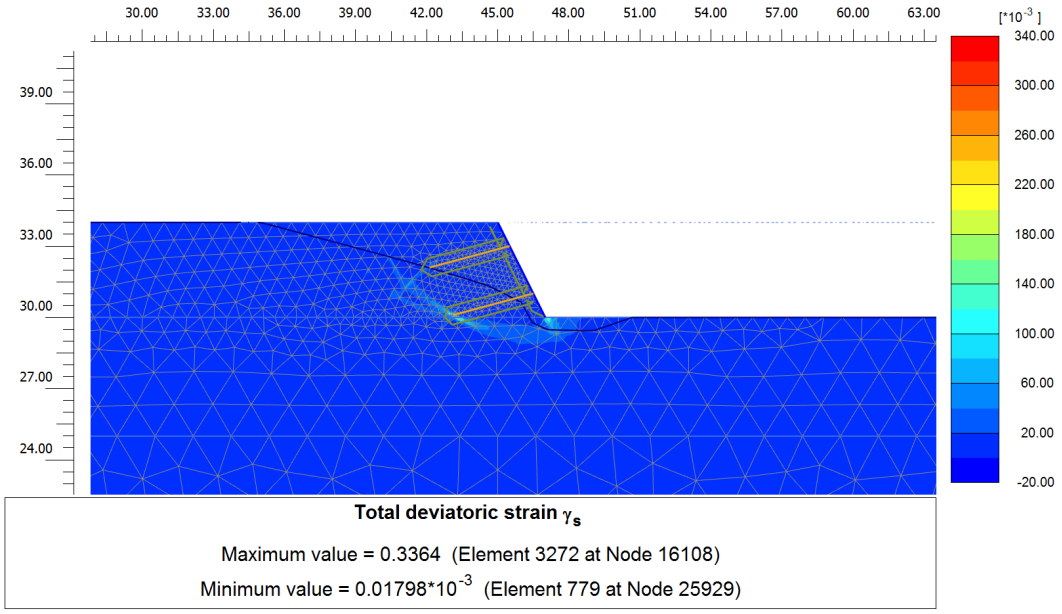


Abb. 3.20 Verteilung der Scherdehnungen nach dem Erdbebenereignis (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

Die für das lokale Erdbebenverhalten des Einschnitts relevanten Scherdehnungen für alle untersuchten Erdbeben entwickeln sich hinter der Vernagelung, die eine lokale Zunahme der Systemsteifigkeit und –festigkeit verursacht. Trotz begrenzter Magnitude ist eine weitere Konzentrierung der Scherdehnungen am Fuss des Einschnitts zu beobachten. Bemerkenswert ist die Entwicklung eines Versagensmechanismus hinter der Vernagelung,

der in einem direkten Zusammenhang mit der Nagellänge der oberen Lage steht. Eine klare Darstellung dieses Mechanismus kann der Abb. 3.21 entnommen werden.

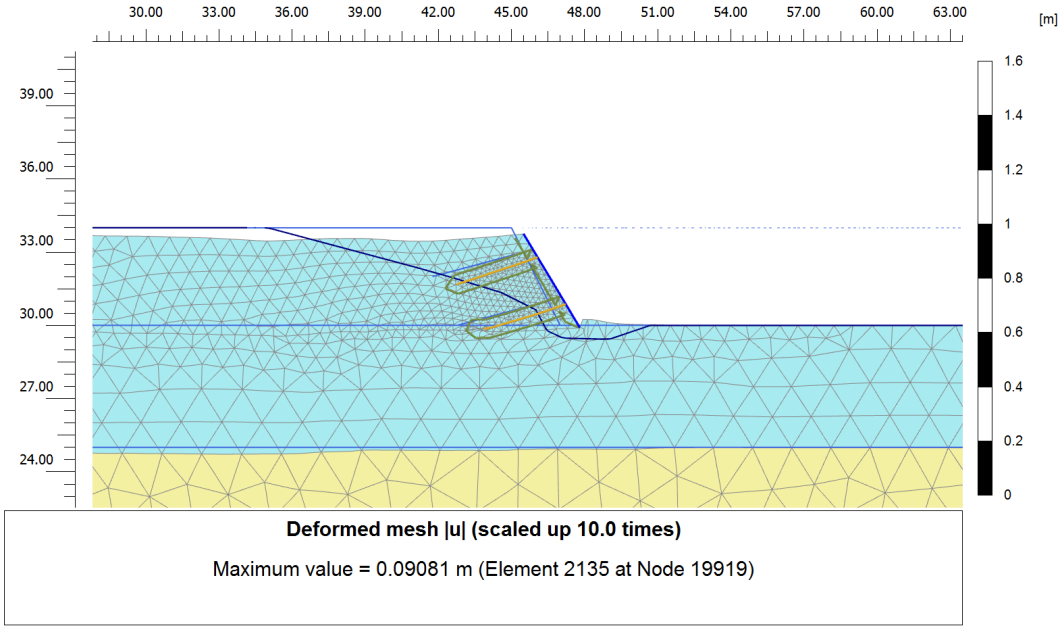


Abb. 3.21 Verformtes FE-Netz nach der Erdbebenanregung (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

Die Verteilung der vertikalen Verformungen nach der Erdbebenanregung BGK_D_1 sind in der Abb. 3.22 ersichtlich. Es ergeben sich am Kopf des Einschnittes absolute Setzungen von 2.5 cm, wobei der Maximalwert von 5.5 cm in einem Abstand von 5 m hinten dem Einschnittkopf auftritt. Die daraus entstehenden maximalen differentiellen Setzungen sind im selben Bereich mit den absoluten Werten am Einschnittkopf und betragen 3 cm.

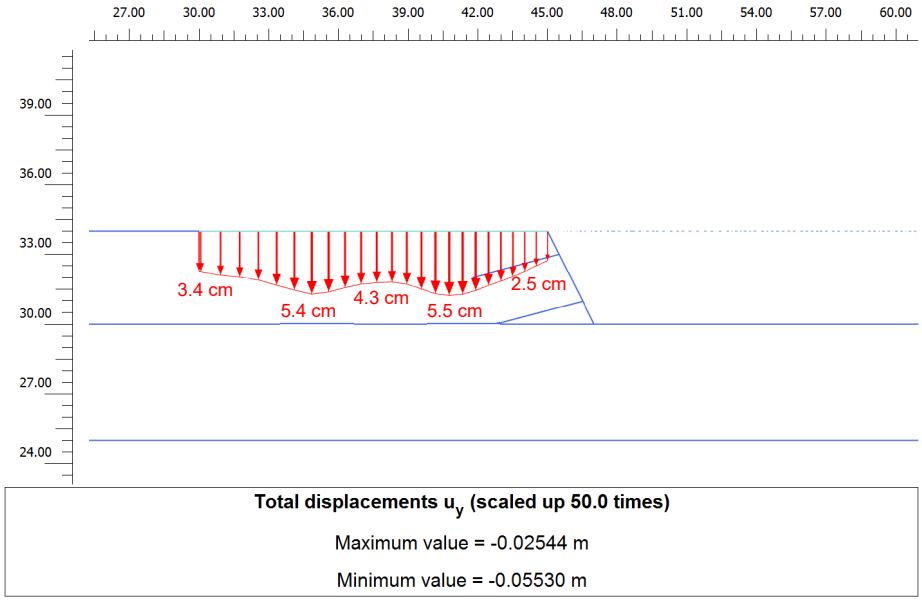


Abb. 3.22 Verteilung der vertikalen Verformungen oberhalb des Einschnitts nach der Erdbebenanregung (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

Um das Verhalten der Vernagelung weiter zu untersuchen, werden die totalen Verformungen des FE-Netzes dargestellt. Die maximalen Werte entwickeln sich hauptsächlich im Bereich der Wand der Vernagelung und betragen 6 - 9 cm. Diese Verformungen und deren Entwicklungsmechanismus entsprechen den im Kapitel 3.4 abgeschätzten Deformationen und sind in der gleichen Grössenordnung. Die Verteilung der residualen totalen Verformungen ist in der Abb. 3.23 gegeben.

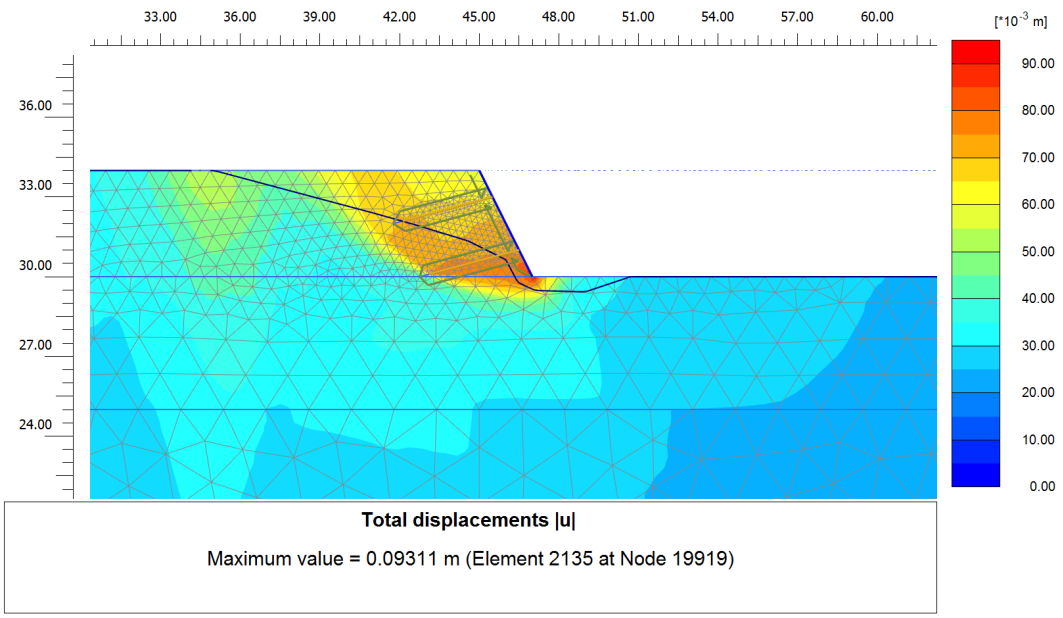


Abb. 3.23 Totale Verformungen des FE-Netzes nach dem Erdbebenereignis (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

Da der Verkehrsträger oberhalb des Einschnitts liegt, ist die Darstellung der Entwicklung der massgebenden vertikalen Verformungen am Kopf des Einschnitts von besonderer Bedeutung. Unter der Annahme, dass ein zweiter Verkehrsträger unterhalb des Einschnitts ist, werden auch die Verformungen am Fuss des Einschnitts betrachtet. Die Verläufe der vertikalen Verformungen am Einschnittkopf sowie die horizontalen Verschiebungen am Fuss des Einschnitts sind in den Abb. 3.24 - Abb. 3.25 ersichtlich.

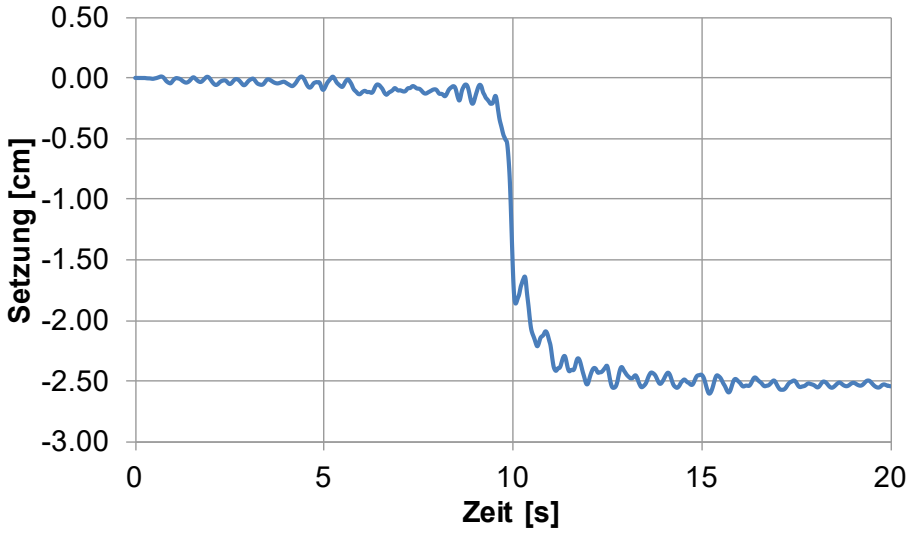


Abb. 3.24 Zeitverlauf der vertikalen Verformungen am Kopf des Einschnitts (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

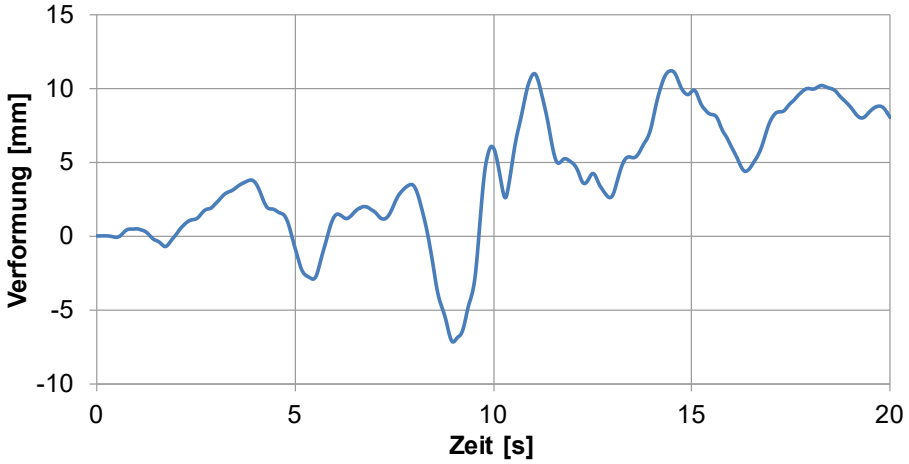


Abb. 3.25 Zeitverlauf der horizontalen Verformungen am Fuss des Einschnitts (beispielhafte Darstellung – BGK_D_1, v_s = 166 m/s).

Eine statistische Betrachtung der mit den sieben Erdbebensignalen ermittelten Setzungen am Kopf des Einschnitts ist in der Abb. 3.26 zusammengefasst. Die relativen Setzungen wurden als Unterschied zwischen den maximalen ermittelten Werten oberhalb des Einschnitts und den Werten am Einschnittkopf bestimmt (vgl. Abb. 3.22).

Abb. 3.26 Zusammenfassung der Setzungen am Kopf des Einschnitts nach der Erdbebenanregung

Erdbebensignal	Absolute Setzung am Kopf des Einschnitts [cm]	Differentielle Setzung am Kopf des Einschnitts [cm]
BGK_D_1 v_s = 166m/s	2.5	3.0
BGK_D_2 v_s = 300m/s	2.3	2.0
BGK_D_4 v_s = 120m/s	2.5	1.6
BGK_D_4 v_s = 300m/s	2.3	2.4
BGK_D_5 v_s = 166m/s	3.8	5.1
BGK_D_6 v_s = 120m/s	3.0	2.5
BGK_D_7 v_s = 300m/s	1.5	1.1
Mittelwert	**2.6**	**2.5**
Maximalwert	**3.8**	**5.1**

Die bestimmten Maximal- und Mittelwerte der Hebungen und horizontalen Verformungen am Fuss des Einschnitts sind in der Abb. 3.27 zusammengefasst.

Abb. 3.27 Zusammenfassung der Verformungen am Fuss des Einschnitts nach der Erdbebenanregung

Erdbebensignal	Hebung am Fuss des Einschnitts [cm]	Horizontale Verformung am Fuss des Einschnitts [cm]
BGK_D_1 v_s = 166m/s	2.5	8.0
BGK_D_2 v_s = 300m/s	0.5	6.2
BGK_D_4 v_s = 120m/s	2.3	5.7
BGK_D_4 v_s = 300m/s	0.7	3.8
BGK_D_5 v_s = 166m/s	3.8	8.8
BGK_D_6 v_s = 120m/s	1.4	5.8
BGK_D_7 v_s = 300m/s	0.5	3.3
Mittelwert	**1.6**	**5.9**
Maximalwert	**3.8**	**8.8**

3.5.8 Nachweis der Tragsicherheit des Einschnitts

Die Verschiebung entlang der sich während des Erdbebens entwickelte Bruchfläche ist anhand der Verformungen am Einschnittkopf schwierig zu bestimmen (Abb. 3.21). Jedoch für die Verschiebungen entlang der gebildeten kreisförmigen Bruchfläche, die am Fuss der Einschnitts fast horizontal auftritt (Abb. 3.20), ist die horizontale Verformung am Fuss des Einschnitts repräsentativ.

Somit kann der Nachweis der Tragsicherheit des Einschnitts mit den horizontalen Verformungen am Fuss des Einschnitts durchgeführt werden:

w_{bd} = 5.9 cm < w_{Rd} = w_{Rk} / 2.5 = 30 cm → i.O.

3.5.9 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees

Während das Newmark-basierte Verfahren aus Kapitel 3.4 keine Aussage über die Verformungen der Strasse unterhalb des Einschnitts erlaubt, ermöglicht das FE-Verfahren die Untersuchung beider Strassen.

Der Grenzwert der Setzung der Strasse oberhalb des Einschnitts beträgt v_{Rk} = 10 cm (siehe Kapitel 3.1). Mit dem Mittelwert der differenziellen Setzung am Einschnittkopf lässt sich der Nachweis der Schadenbegrenzung des oberen Trassees erfüllen:

v_d = 2.5 cm < v_{Rd} = v_{Rk} / 2.5 = 4 cm → i.O.

Wie aus den Resultaten der FE-Analysen ersichtlich (Abb. 3.21) erfährt die Strasse unterhalb des Einschnitts hauptsächlich Hebungen. Unter der Annahme, dass der Grenzwert der Hebungen gleich dem Grenzwert der Setzungen v_{Rk} = 10 cm ist, lässt sich der Nachweis der Schadenbegrenzung des unteren Trassees erfüllen:

v_d = 1.6 cm < v_{Rd} = v_{Rk} / 2.5 = 4 cm → i.O.

3.5.10 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der massgebende Erfüllungsfaktor ist grösser 1.0. Gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] gibt es kein Handlungsbedarf (α_{eff} ≥ 1,0). Der Ist-Zustand kann akzeptiert werden.

4 Fallbeispiel einer natürlichen Böschung

4.1 Ausgangslage

In diesem Fallbeispiel wird eine natürliche Böschung, die sich in der Erdbebenzone Z3b in der Schweiz befindet, überprüft. Im Rahmen dieses Beispiels wird auch die Vorgehensweise aufgezeigt, wie mit Böschungen nahe dem labilen Zustand für ständige Lasten umzugehen ist. Weiter werden unterschiedliche Einflüsse, wie z.B. die Lage des Wasserspiegels und der Einfluss der Vegetation als Variation betrachtet.

Für die erste Betrachtung wird analog zu den anderen zwei Fallbeispielen der Bodenaufbau als uniform angenommen und besteht aus Hangschutt mit einem Reibungswinkel von $\varphi'_{cv,k}$ = 37°. Wie in der Regel auch in der Natur ist in diesem Beispiel der Fels geneigt und hangparallel angesetzt (Abb. 4.1).

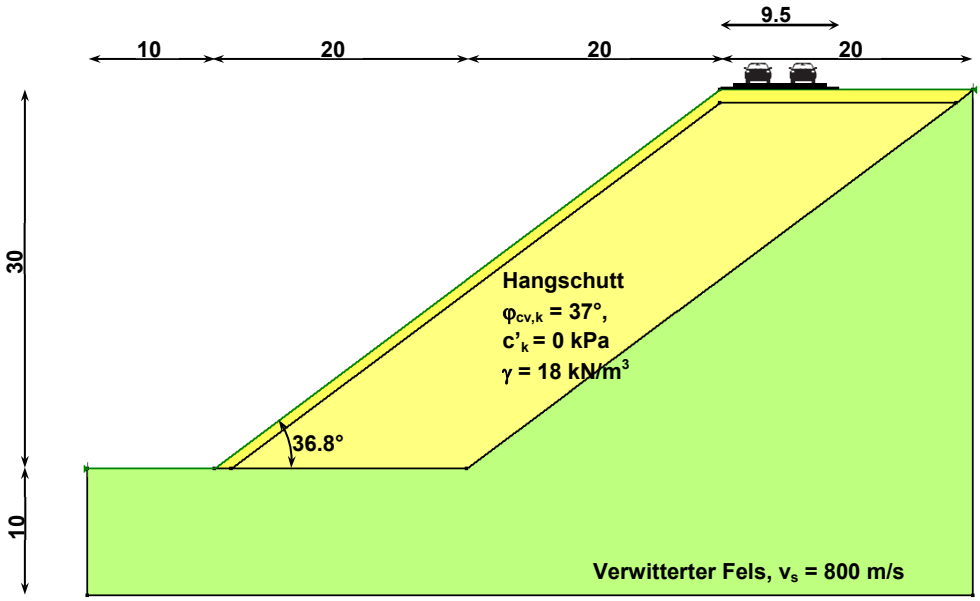


Abb. 4.1 Schematische Darstellung der Situation der untersuchten natürlichen Böschung.

Die dargestellte 1 m mächtige Schicht an der Oberfläche der Böschung besteht zunächst aus demselben Material wie die ganze Böschung und wird später bei der Untersuchung zur Berücksichtigung des Einflusses der Vegetation verwendet. Eine Zusammenstellung der Festigkeitsbodenkennwerte des Hangschutts ist in der Abb. 4.2 ersichtlich.

Abb. 4.2 Zusammenstellung der charakteristischen Bodenkennwerte

Bodenkennwert	charakteristischer Wert
Reibungswinkel $\varphi'_{cv,k}$	37°
Kohäsion c'_k	1 kPa
Raumlast des Bodens	18 kN/m^3

Eine Strasse, die gemäss Abb. 4.1 der ASTRA-Dokumentation 82017 [22] der Erdbebenstreckenklasse ESK II zugeordnet wird, befindet sich am Böschungskopf. Damit können die Anforderungen für die verformungsbasierte Überprüfung der Böschung entsprechend identifiziert werden. Die Grenzverschiebung für Böschungen oder Einschnitte beträgt gemäss Abb. 4.4 ASTRA-Dokumentation 82017 [22] w_{Rk} = 75 cm (Trassee obenliegend). Da der Verkehrsträger der der Erdbebenstreckenklasse ESK II zugeordnet ist, betragen die Richtwerte für Grenzwerte der Setzungen der Strasse

oberhalb des Einschnitts v_{Rk} = 10···25 cm. In diesem Fall wurde v_{Rk} = 10 cm als Anforderung festgelegt.

4.2 Tragsicherheit für ständige Lasten

Der erste Schritt in der allgemeinen Betrachtung der Situation besteht aus der Bestimmung der Tragsicherheit der betrachteten Böschung und der Identifizierung des kritischen Versagensmechanismus. Der einfache Vergleich des Reibungswinkels des vorhandenen Materials $\varphi'_{cv,k}$ = 37° mit der Böschungsneigung α = 36.8° weist auf einen labilen Zustand des Hanges hin. Weitere Untersuchungen der Böschungsstabilität sind in dieser Hinsicht nicht relevant, weil sich lediglich oberflächennahe Versagensmechanismen entwickeln werden. Es ist davon auszugehen, dass Verzahnungskräfte (Dilatanz), Saugspannungen oder Bewuchs zu der Standsicherheit der Böschung beitragen.

Für Böschungen die augenscheinlich stabil sind kann von einem globalen Sicherheitsfaktor SF_k = 1.1 ausgegangen werden. Da in diesem Fall die Böschung sich bei Ereignisse wie z.B. heftiger Regen bewegt, ist von einem globalen Sicherheitsfaktor von SF_k = 1.05 auszugehen. Die Bestimmung eines erhöhten Reibungswinkels, der diesen angenommene Sicherheitsfaktor berücksichtigt, kann anhand einer einfachen Rückrechnung für den unendlich ausgedehnten Hang durchgeführt werden:

$$\mathrm{SF_k} = \frac{\tan\left(\varphi'_{\mathrm{cv,k}}\right)}{\tan\left(\alpha\right)} = \mathbf{1.05} \rightarrow \varphi'_{\mathrm{cv,k}} = \arctan\left(\mathbf{1.05} \cdot \tan\left(\alpha\right)\right) = \mathbf{38.15°}$$

Für die gegebene Böschungsneigung von α = 36.8°, ergibt sich der erhöhte Reibungswinkel zu $\varphi'_{cv,k}$ = 38.15°. Im Folgenden wird ein erhöhter Reibungswinkel von $\varphi'_{cv,k}$ = 39° verwendet. Realistisch betrachtet kann der zurückgerechnete Wert nur an der Oberfläche garantiert werden. In diesem Falle sollte er auch nur dort angesetzt werden. Für den untersuchten Hang ergibt sich bei einer abgeschätzten Schichtdicke von 1 m, in welcher der erhöhte Wert der inneren Reibung angesetzt wird, ein Sicherheitsfaktor von SF_k = 1.04 (Abb. 4.3).

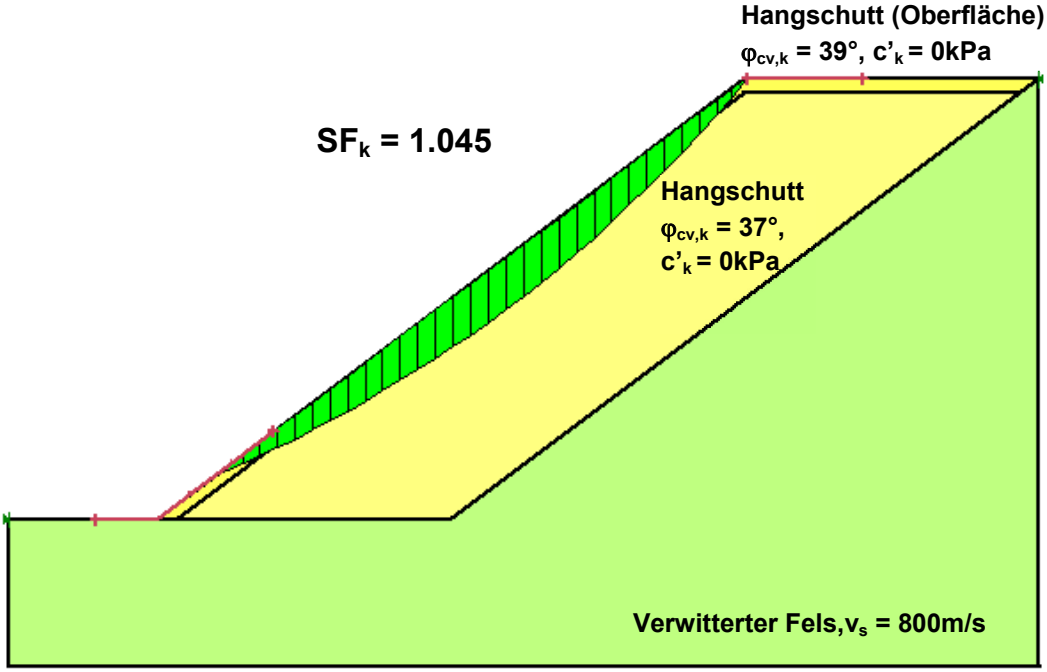


Abb. 4.3 Globaler Sicherheitsfaktor der betrachteten Böschung – GeoStudio 2012 (Krahn, 2012 [27]); beispielhafte Darstellung für eine 1m mächtige Oberflächenschicht.

Eine Sensitivitätsanalyse mit Variation der Mächtigkeit der Oberflächenschicht wird durchgeführt, um die Einflüsse der Schicht, in der der erhöhte Wert des Reibungswinkels angesetzt wird, darzustellen. Die Ergebnisse sind in der Abb. 4.4 ersichtlich.

Abb. 4.4 Einfluss der Mächtigkeit der Oberflächenschicht auf die Gesamtstabilität der Böschung

Schichtmächtigkeit [m]	globaler Sicherheitsfaktor SF_k
0.5	1.021
1.0	1.045
1.5	1.049

Der Einfluss der Mächtigkeit der Oberflächenschicht, in der die erhöhte Materialreibung angesetzt wird, ist vernachlässigbar und die weiteren Berechnungen werden mit einer Schicht von 1 m durchgeführt.

Da der in der Abb. 4.3 dargestellte Versagensmechanismus einen minimalen Einfluss auf den Verkehrsträger hat, erfolgt in einem nächsten Schritt die Identifizierung des massgebenden Gleitmechanismus, der die Befahrbarkeit der Strassen und Schienenwege am Böschungskopf gefährden kann (Abb. 4.5).

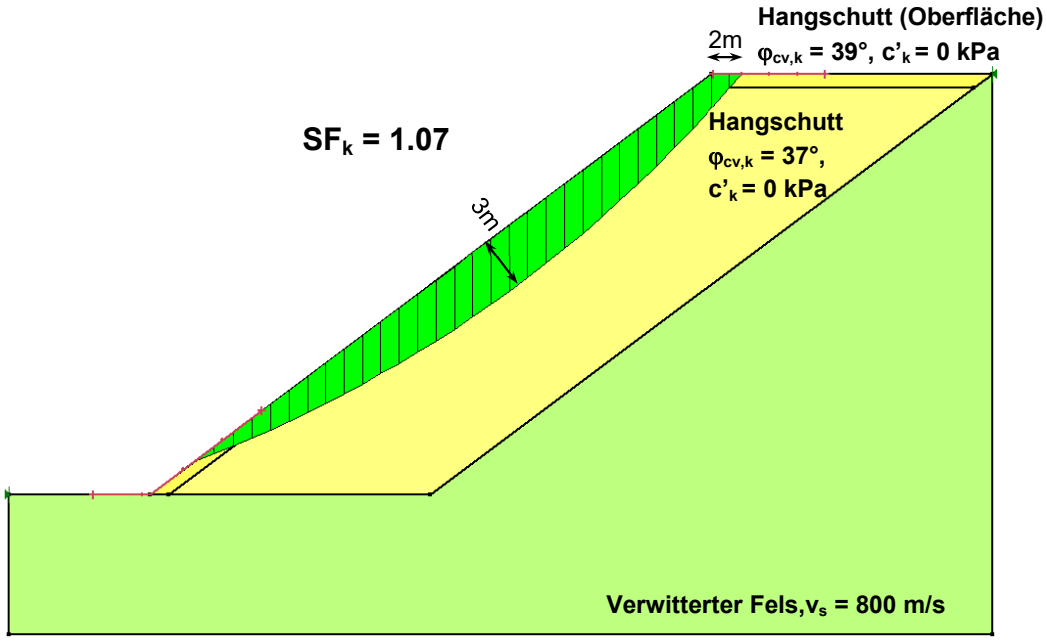


Abb. 4.5 Massgebender Versagensmechanismus und globaler Sicherheitsfaktor der betrachteten Böschung – GeoStudio 2012 (Krahn, 2012 [27])..

Der untersuchte Gleitkreis ist tiefer als der ursprüngliche Versagensmechanismus (vgl. Abb. 4.3) und der ermittelte Sicherheitsfaktor leicht höher aber sie bleibt im selben Bereich von SF_k = 1.05.

Der Versagensmechanismus, der mit der Finiten-Element Methode unter Verwendung der Phi-c Reduktion (Brinkgreve et al., 2012 [25]) bestimmt wird, ähnelt den mit dem Lamellenverfahren ermittelten Gleitmechanismus. Der ursprünglich ermittelte Reibungswinkel im Böschungskörper von $\varphi'_{cv,k}$ = 39° stellt die Stabilität der numerischen Analyse sicher. Der damit berechnete Sicherheitsfaktor SF_k = 1.02 weicht von dem vorab ermittelten Wert leicht ab (Abb. 4.6).

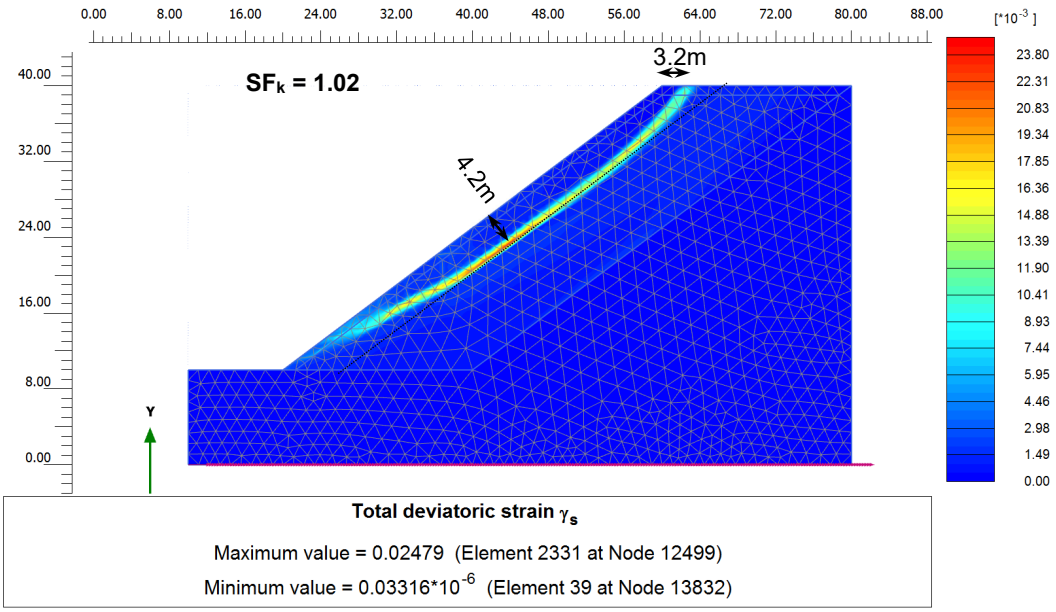


Abb. 4.6 Dehnungsverteilung bei der Berechnung der Standsicherheit PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25])

Der Unterschied zu den mit dem Lamellenverfahren ermittelten Sicherheitswerten kann durch den Algorithmus der Phi-c Reduktion erklärt werden. Das Konvergenzkriterium eines solchen Algorithmus besteht aus dem Versagen des Materials, das mit der Nichtkonvergenz der FE-Berechnungen identifiziert werden kann. Dadurch ist die Sicherheitsbestimmung einer labilen Böschung mit einer solchen Sicherheitsberechnung mit Problemen behaftet und das Ergebnis kritisch zu betrachten. Jedoch ist der Versagensmechanismus mit einer Tiefe von 4.2 m und einem Ausbisspunkt 3.2 m hinten dem Böschungskopf fast identisch mit der im vorherigen Schritt bestimmten massgebenden Gleitfläche (vgl. Abb. 4.5). Somit wird die Plausibilität der Rückrechnung des erhöhten Reibungswinkel und der weiteren Berechnungen bestätigt.

4.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit

4.3.1 Nachweis der Tragsicherheit

Mit Berücksichtigung der Bauwerksklasse BWK II-i (Abb. 4.5 ASTRA-Dokumentation 82017 [22]) ergibt sich ein Bedeutungsfaktor von γ_f = 1.2. Der vorhandene Hangschutt gehört gemäss SIA 261 (2014) [2] zu der Baugrundklasse E. Damit ergibt sich der dazugehörige Bodenparameter S = 1.4. Mit diesen beiden Werten kann der Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung am Standort $a_{h,max}$ bestimmt werden:

$$a_{h,max} = a_{gd} \cdot \gamma_f \cdot S = \mathbf{1.6}\,\mathrm{m/s^2} \cdot \mathbf{1.2} \cdot \mathbf{1.4} = \mathbf{2.68}\,\mathrm{m/s^2}$$

mit

a_{gd} – Überprüfungswert der Bodenbeschleunigung [m/s²]

Die Überprüfung der Erdbebensicherheit erfolgt mit dem kraftbasierten Nachweis nach SIA 267 (2013) [8]. Der Nachweis basiert auf Gleitkreisberechnungen, die die Erdbebeneinwirkung durch eine Ersatzkraft berücksichtigen. Für einen seismischen Beiwert q_a = 2.0 und einen Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers von q_h = 2.0, ergibt sich eine horizontale Bodenbeschleunigung von $a_{h,max} / (q_a \cdot q_h)$ = 0.067 g, die bei der Bestimmung der Sicherheit der Böschung unter Erdbebeneinwirkung verwendet wird. Der Wert des Sicherheitsfaktors SF_{dyn} beträgt 0.93 (Abb. 4.7). Der Wert des Sicherheitsfaktors SF_{dyn} = 0.93 < 1 weist auf die Möglichkeit der Entwicklung grösserer Verformungen des Dammes unter den Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung hin.

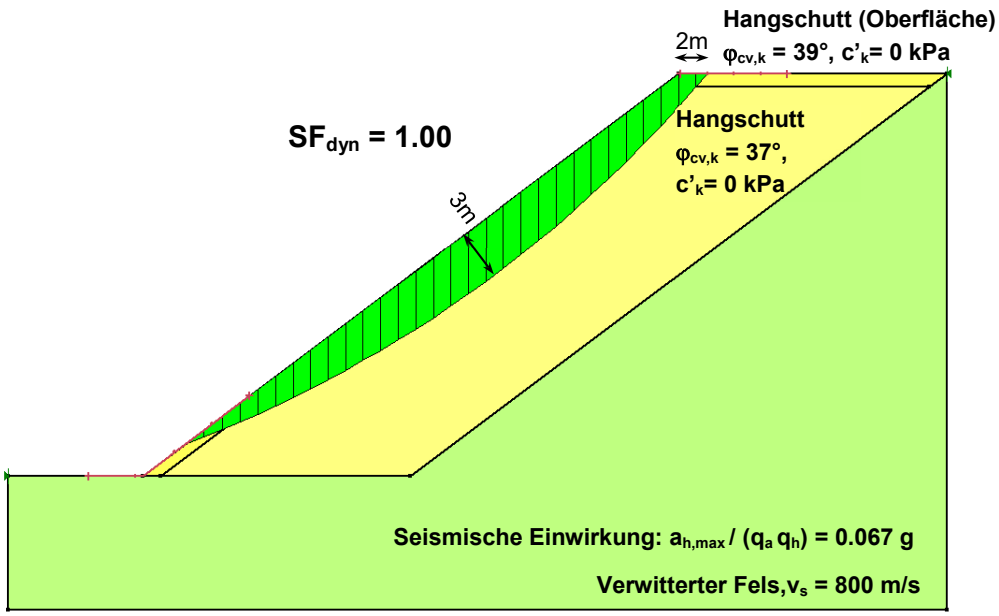


Abb. 4.7 Dynamische Sicherheit und kritischer Versagensmechanismus der betrachteten Böschung gemäss SIA 267 (2013) [8] – GeoStudio 2012 (Krahn, 2012 [27]).

4.3.2 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der kraftbasierte Erfüllungsfaktor α_{eff} nach Norm SIA 269/8 (2017) [17] bestimmt sich gemäss Kapitel 6.1 der ASTRA-Dokumentation 82017 [22]. Die kritische horizontale Bodenbeschleunigung beträgt für den betrachteten Fall a_{crit} = 0.03 g = 0.3 m/s^2 (Abb. 4.8). Zur Erinnerung wird a_{crit} mit einer iterativen Rückrechnung mit charakteristischen Bodenkennwerten und einem Wert von q_a = 1.0 bestimmt.

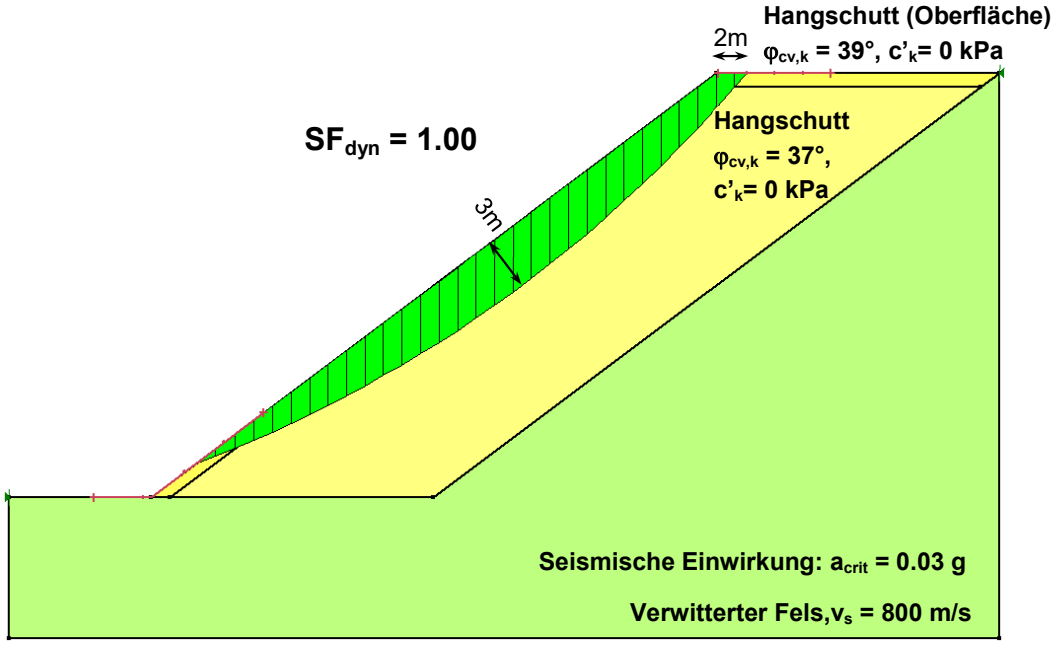


Abb. 4.8 Bestimmung der kritischen Beschleunigung mit GeoStudio 2012 [27].

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} ist gemäss ASTRA-Dokumentation 82017 [22]

$$\alpha_{eff} = \left(\frac{a_{crit}}{a_{gd} \cdot \gamma_f \cdot S} - 0.1 \right) \cdot q_a = \left(\frac{0.3}{2.68} - 0.1 \right) \cdot q_a = 0.02$$

Für die Bauwerksklasse BWK II-i gilt gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] der Mindesterfüllungsfaktor α_{min} = 0.4. Für $\alpha_{eff} < \alpha_{min}$ sind Massnahmen erforderlich. Die kraftbasierte Beurteilung der Erdbebensicherheit soll mit einem verformungsbasierten Ansatz hinterfragt werden, bevor Massnahmenkonzepte entworfen werden.

4.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit – Newmark-basiertes Verfahren

4.4.1 Überprüfung der Einhaltung der Grenzverschiebungen

Der erste Schritt bei der verformungsbasierten Überprüfung der Böschung besteht in der Annahme einer durch das Wertepaar $\varphi_{cv,k}$ = 39° und α = 36.8° ausgezeichneten unendlichen Böschung. Dies erfolgt mit der Abb. 4.9, die anhand der Gleichung (28) der ASTRA-Dokumentation 82017 [22] für $k_{h,max}$ = 0.268 erstellt wurde.

Der globale Sicherheitsfaktor SF_k ist grösser 1.0 aber der Wertepaar des charakteristischen Wertes des Reibungswinkels und der Böschungsneigung liegt unterhalb der Kurve der Grenzverschiebungen w_{Rd} = 30 cm. Somit sind die Grenzverschiebungen nicht eingehalten und genauere Untersuchungen sollen durchgeführt werden.

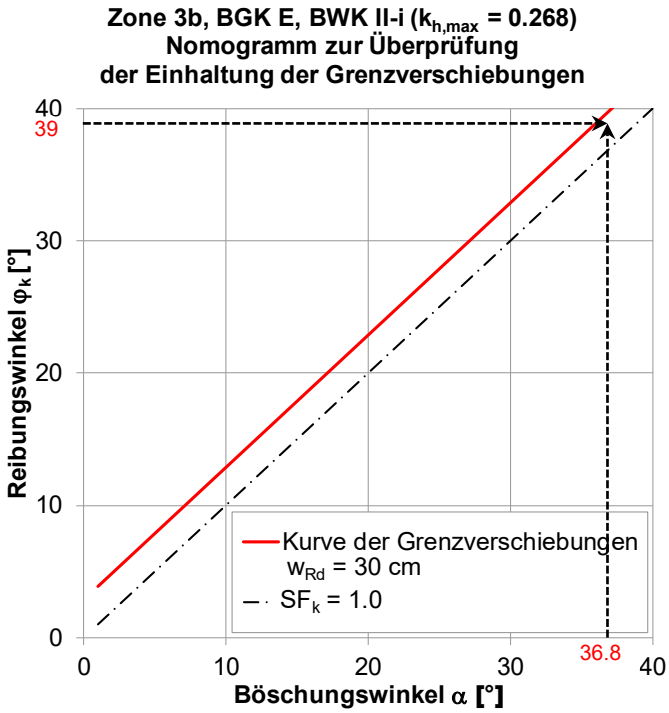


Abb. 4.9 Überprüfung der Einhaltung der Grenzverschiebungen.

4.4.2 Bestimmung der bleibenden Verformungen

Da die Betrachtung des Versagensmechanismus im statischen Fall auf einen typischen Gleitmechanismus hinweist, ist der Einsatz der Newmark-Methode für die Abschätzung der erwarteten Deformationen anwendbar. Die kritische horizontale Bodenbeschleunigung beträgt a_{crit} = 0.03 g = 0.3 m/s² und der Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung am Standort ergibt sich gemäss SIA 261 (2014) [2] für die Zone 3b, Baugrundklasse E und Bauwerksklasse BWK II-i zu $a_{h,max}$ = 2.7 m/s².

Der Wert der bleibenden Verschiebungen w_{bd} kann mit der Berechnungsformel aus dem Anhang D der SIA 269/8 (2016) [17] für Baugrundklasse E und $a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f) \geq 0.1$ und mit dem Verhältnis $a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)$ = 0.3 m/s² / 2.7 m/s² = 0.11 bestimmt werden.

$$w_{bd} = K_B \left(35 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f + 13\right) e^{\left(-9.2 \cdot a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)\right)} \approx 38\text{cm}$$

Eine graphische Darstellung des Ansatzes ist in der Abb. 4.10Abb. 3.7 gegeben.

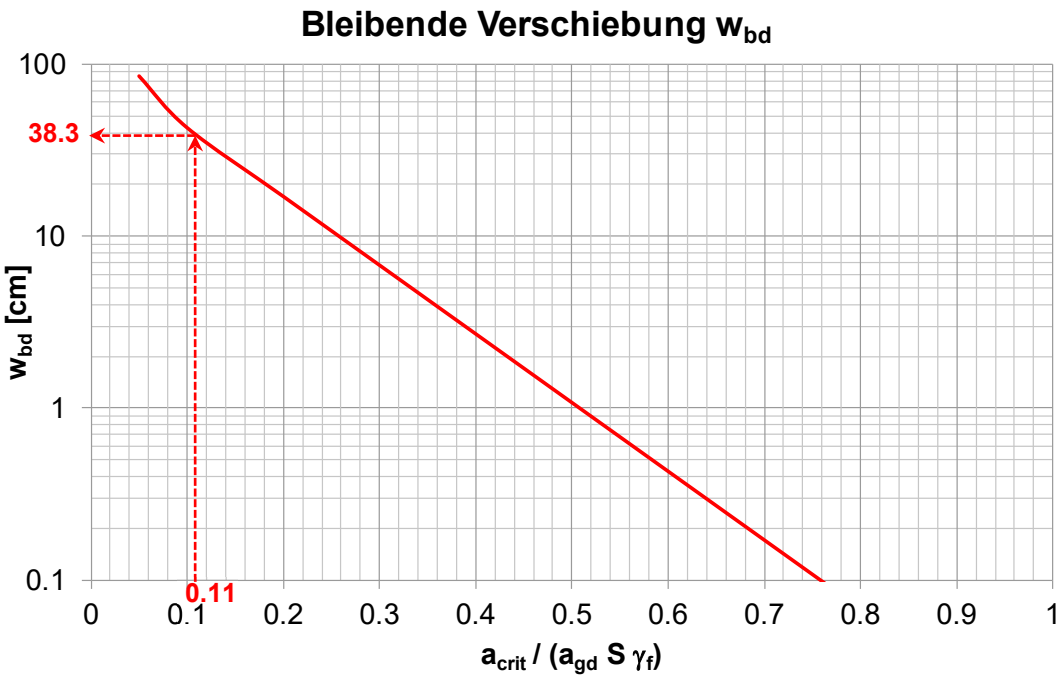


Abb. 4.10 Abschätzung der verbleibenden Verformungen unter Erdbebeneinwirkung nach Newmark (1965) [44] .

Damit kann der verformungsbasierte Nachweis gemäss Kapitel 5.1 ASTRA-Dokumentation 82017 [22] durchgeführt werden.

4.4.3 Nachweis der Tragsicherheit der Böschung

Die Grenzverschiebung für Strassen- oder Bahndämme beträgt w_{Rk} = 75 cm (siehe Kapitel 4.1)

w_{bd} = 38 cm > w_d = w_{Rk} / 2.5 = 30 cm → n.i.O.

Der Nachweis der bleibenden Verschiebungen der Böschung ist nicht erfüllt.

4.4.4 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees

Da die Abschätzung der erwarteten bleibenden Verschiebungen w_{bd} keine Information über die Verteilung der Verformungen am Böschungskopf ergibt, wird es angenommen, dass die erwarteten Setzungen der Strasse gleich der Verschiebungen am Böschungskopf sind v_d = w_{bd} = 38 cm.

Der Grenzwert der Setzungen der Strasse beträgt v_{Rk} = 10 cm (siehe Kapitel 3.1).

v_d = 38 cm > v_{Rk} / 2.5 = 4 cm → n.i.O.

Damit ist der verformungsbasierte Nachweis nicht erfüllt.

4.4.5 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich gemäss Kapitel 6.1 der Dokumentation ASTRA 82017 [22] aus einem Vergleich der kritischen horizontalen Bodenbeschleunigung a_{crit} mit der horizontalen Bodenbeschleunigung $a_{(wRd)}$ bzw. $a_{(vRd)}$:

- a_{crit} = 0.30 m/s² gemäss Abb. 4.8
- w_{Rd} = 30 cm → $a_{(wRd)} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)$ = 0.13 gemäss Abb. 4.10
- $a_{(wRd)}$ = 0.13 · 2.68 m/s² = 0.34 m/s²
- v_{Rd} = 4 cm → $a_{(vRd)} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)$ = 0.35 gemäss Abb. 4.10
- $a_{(vRd)}$ = 0.36 · 2.20 m/s² = 0.93 m/s²

$$\alpha_{eff} = \frac{a_{crit}}{a_{(wRd)}} = \frac{0.3}{0.34} = 0.88 \text{ bzw. } \alpha_{eff} = \frac{a_{crit}}{a_{(vRd)}} = \frac{0.3}{0.93} = 0.32$$

(Massgebend ist der kleinere Wert)

Für die Bauwerksklasse BWK II-i gilt gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] der Mindesterfüllungsfaktor α_{min} = 0.4.

Gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] sind Massnahmen für $\alpha_{eff} < \alpha_{min}$ erforderlich. Da der massgebende Erfüllungsfaktor auf eine hohe Anforderung zur Begrenzung der Schäden am Trassee zurückzuführen ist, kann diese Forderung hinterfragt werden. Zumindest ist in dieser Situation die Verhältnismässigkeit von Massnahmen zu untersuchen. Die deformationsbasierte Beurteilung der Erdbebensicherheit nach Anhang D der Norm SIA 269/8 (2017) kann mit einem detaillierteren verformungsbasierten Ansatz hinterfragt werden, bevor die Verhältnismässigkeit von allfälligen möglichen Massnahmen untersucht wird.

4.5 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FE-basiertes Verfahren

Die weitergehende Untersuchung erfolgt mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FE) unter Anwendung des Programmsystems PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]). Das numerische Modell der Böschung entspricht einer Hangneigung von 3 : 4 (α = 36.8°). An der Oberfläche wird eine 1 m mächtige Schicht modelliert, so dass das gleiche Modell später für die Untersuchung des Einflusses der Vegetation auf die gesamte Stabilität der Böschung (vgl. Abb. 4.1) verwendet werden kann.

4.5.1 Modellierung des Untergrundbereiches

Um die Situation der Böschung, die sich parallel mit dem Felshorizont entwickelt, darzustellen, wurde der Untergrundbereich, der aus dem am Standort vorhandenen Felsgestein besteht, mit derselben Neigung von 3 : 4 (α = 36.8°) modelliert. Dadurch wird die Wahrscheinlichkeit eines Versagens der Böschung auf der Felsoberfläche abgemindert und die Untersuchung des seismischen Verformungsverhaltens im Böschungskörper ermöglicht.

Es ist anzumerken, dass ein steilerer Felshorizont zu einem statischen Abrutschen auf der Grenzfläche führt (was in geologischen Zeiträumen auch passiert sein kann). Dies zu berücksichtigen wird bei Verwendung der numerischen Modellierung mit Finiten Elementen sehr aufwändig und wird daher hier vernachlässigt.

Beispielhaft ist in der Abb. 4.11 die Untersuchung der kritischen Gleitfläche und der Standsicherheit der Böschung dargestellt. Die Scherdehnungen entwickeln sich hauptsächlich am Böschungskopf, entlang des Felshorizontes und lassen damit einen weiteren Versagensmechanismus im Böschungskörper schwer zu identifizieren. Die

Ergebnisse zeigen lediglich am Böschungskopf das lokale Versagen und geben keine weiteren Hinweise auf die allgemeine Sicherheit der Böschung.

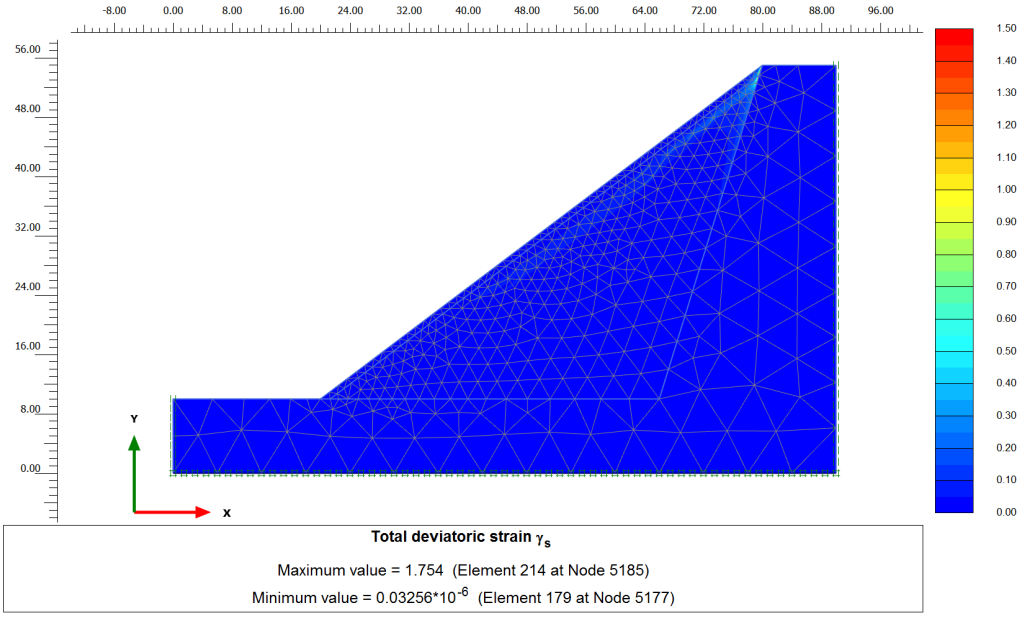


Abb. 4.11 Entwicklung der Scherdehnungen entlang des stark geneigten Felshorizontes bei der Sicherheitsbestimmung der Böschung durch die Phi-c Reduktion.

Aus diesen Gründen wird auf die weitere Untersuchung eines stark geneigten Felshorizontes verzichtet und die weiteren Berechnungen mit dem hangparallelen Felshorizont durchgeführt.

Weil das Felsgestein sehr steif und uniform ist, wird eine Amplifikation der Erdbebenanregung im Untergrundbereich ausgeschlossen. Damit wird die Tiefe des modellierten Untergrundbereiches bei 10 m gesetzt. Die Unterkante des Untergrundbereichs wird als „Compliant Base“ modelliert und die Seiten als “Free-Field-Elemente“. Andere Randbedingungen, wie z.B. absorbierende Dämpfungselemente, können auch angewendet werden, aber nur wenn es gezeigt wird, dass die Wahl der Eingangsparameter keinen Einfluss auf die Resultate der Berechnungen hat.

4.5.2 FE-Netz

Das FE-Netz wurde mit dreieckigen Elementen mit 15 Knoten automatisch generiert und die durchschnittliche Elementgrösse des verwendeten FE-Netzes betrug 1.05m. Der daraus entstehende Knotenabstand von 0.26 m erfüllt die nach Kuhlemeyer & Lysmer (1973) [39] bestimmte Bedingung von einem Maximalwert von 1.89 m (vgl. Kapitel 2.5.2). (Abb. 4.12).

4.5.3 Grundwasser

Die Eingabe des Wasserspiegels muss anhand der hydrogeologischen Untersuchungen gemacht werden. Obwohl dieses Beispiel keinen vorhandenen Wasserspiegel berücksichtigt, wird der Einfluss eines Wasserspiegels im Böschungskörper als Variation der Berechnungen durchgeführt.

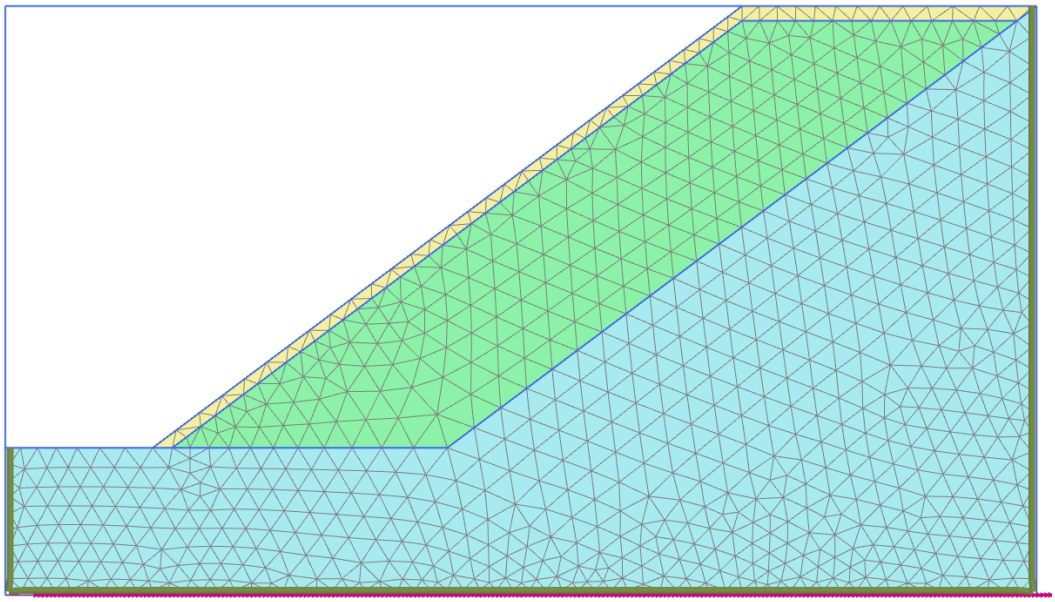


Abb. 4.12 Darstellung des modellierten FE-Netzes.

4.5.4 Stoffgesetze und Bodenkennziffern

Das Stoffgesetz, das bei der Modellierung des Hangschutts in diesem Beispiel verwendet wurde, ist das „Hardening Soil-Small Strains (HS-Small)“ Modell (Brinkgreve et al., 2012 [25]). Mit einem im Vergleich zum Modell von Mohr-Coulomb grösseren Berechnungsaufwand kann dieses Modell das plastische Verhalten des Bodens, die dynamische Abnahme der Steifigkeit sowie das Verhalten im Bereich kleiner Dehnungen während einer dynamischen Anregung besser berücksichtigen.

Die angenommenen Materialparameter wurden auf charakteristischem Niveau bestimmt und auf diesem Niveau in die numerische Simulierung eingegeben (Abb. 4.13). Damit erfüllt der verformungsbasierte Tragsicherheitsnachweis, der in dieser Berechnung durchgeführt wird, die folgende Bedingung

$X_d = X_k$

Abb. 4.13 *Bodenkennwerte für den Hangschutt*

Feuchtraumgewicht γ_{unsat}	18 kN/m^3
Gesättigtes Raumgewicht γ_{sat}	18 kN/m^3
Beiwert der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit m	0.5
Sekantensteifigkeit im drainierten Triaxialversuch E_{50}^{ref}	50 MPa
Tangentensteifigkeit für die Erstbelastung im Oedometerversuch E_{oed}^{ref}	50 MPa
Entlastungs- / Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur}^{ref}	226 MPa
Entlastungs- / Wiederbelastungspoissonzahl u_{ur}	0.2
Maximaler Schubmodul bei kleinen Dehnungen G_0^{ref}	94.21 MPa
Scherdehnung für eine 30% Abnahme des Schubmoduls $\gamma_{0.7}$	0.007
Kohäsion c^{ref}	1 kPa
Reibungswinkel φ'	39°
Dilatanzwinkel ψ	0°

Der Untergrundbereich, der aus starrem Felsgestein besteht, wurde mit einem linear-elastischen Stoffgesetzes modelliert. Die dementsprechenden Parameter sind in der Abb. 4.14 zusammengefasst.

Abb. 4.14 *Bodenkennwerte für das Felsgestein*

Feuchtraumgewicht γ_{unsat}	23 kN/m^3
Gesättigtes Raumgewicht γ_{sat}	23 kN/m^3
Axiale Steifigkeit E	3.605 GPa
Schubmodul G	1.502 GPa
Poissonzahl ν	0.2
Scherwellengeschwindigkeit v_s	800 m/s

Die Modellierung der Steifigkeitszunahme im Hangschutt mit zunehmenden mittleren Spannungen erfolgt automatisch unter die Anwendung des HS-Small Modells und wird anhand des Beiwerts der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit m durchgeführt.

Durch die genauere Modellierung des nicht-linearen Verhaltens mit Berücksichtigung der Steifigkeitsabnahme während der Belastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungszyklen, kann bei der Anwendung des Stoffgesetzes HS-Small die Materialdämpfung als hysteretische Dämpfung modelliert werden. Zusätzlich zur hysteretischen Dämpfung, können auch die Rayleigh-Beiwerte α_R und β_R, die die Frequenzabhängigkeit der Dämpfung erfassen sollen, verwendet werden.

Obwohl unter Anwendung des Modells HS-Small die Eingabe der Rayleigh-Dämpfung nicht zwingend ist, haben die Resultate der Untersuchungen gezeigt, dass die Stabilität der Berechnungen durch die Eingabe der Rayleigh-Beiwerte beeinflusst wird. Daher wurden für den Hangschutt die Rayleigh-Beiwerte, die einer Materialdämpfung von 5% bei den ersten zwei Eigenfrequenzen der Schicht entsprechen, bestimmt und angesetzt (vgl. Brinkgreve et al., 2012 [25]). Für den Untergrundbereich, der aus einem starren Festgestein besteht, wurde lediglich eine Materialdämpfung von 0.5% angesetzt (Abb. 4.15).

Abb. 4.15 *Zusammenfassung der angenommenen Rayleigh-Beiwerte.*

Hangschutt	
Rayleigh-Beiwert α_R	0.8957
Rayleigh-Beiwert β_R	$2.091 \cdot 10^{-3}$
Verwitterter Fels	
Rayleigh-Beiwert α_R	2.945
Rayleigh-Beiwert β_R	$6.366 \cdot 10^{-6}$

Die angenommenen Rayleigh-Beiwerte berücksichtigen die Materialdämpfung im linearen Bereich des Materialverhaltens, in dem sich die von Stoffgesetzt HS-Small verwendete hysteretische Dämpfung noch nicht entwickelt hat und gewährleisten die Stabilität der Berechnungen. Die Dämpfung im nicht-linearen Bereich des Materialverhaltens wird durch das hysteretische Verhalten des Stoffgesetzes angemessen modelliert.

4.5.5 Eingabe der Erdbebenanregung

Die Eingabe der Erdbebenanregung erfolgt durch eine vorgegebene Verschiebung an der Unterkante des Untergrundbereichs, die als „compliant Base“ angenommen wird. In den hier dargestellten dynamischen Berechnungen werden angepasste Erdbebenzeitverläufe,

die ursprünglich auf Festgestein (v_s > 800 m/s) aufgenommen wurden (siehe Anhang Abb. I.1), verwendet. Um die Zuverlässigkeit der Resultate der FE-Berechnung zu gewährleisten und die Ergebnisse statistisch betrachten zu können, sollte eine Berechnung mit einem Satz von mindestens sieben verschiedenen repräsentativen Erdbeben erfolgen. Im Falle einer asymmetrischen Geometrie können die Zeitverläufe in beide Richtungen verwendet werden.

Um die Resultate der FE-Modellierung mit den vorherigen Bestimmungen der Sicherheit gemäss SIA 267 (2013) [8] vergleichen zu können, müssen die in der Böschung wirkenden Erdbebenkräfte der Normeinwirkung entsprechen. Dafür wurden die an der Unterkannte des Modells eingegebenen Zeitverläufe moduliert, so dass sie dem Antwortspektrum der Baugrundklasse BGK E in der Zone 3b für die Bauwerksklasse BWK II-i entsprechen, und auf 50% der Amplitude skaliert.

4.5.6 Resultate der FE-Berechnungen

Die Darstellung der Resultate einer numerischen Berechnung sollte die wesentlichen Fragestellungen beantworten und graphisch aufzeigen, dass die Plausibilität der numerischen Berechnungen gegeben ist. Hier stehen insbesondere die Verformungen der Böschung im Vordergrund. Daher werden die Verläufe der Verformungen an drei Punkten betrachtet: am Böschungsfuss, -kopf und in der Böschungsmitte (Abb. 4.16). Diese Vorgehensweise vereinfacht den Vergleich zwischen den mit den Handberechnungen bestimmten verbleibenden Verformungen und den mit den FE-Berechnungen ermittelten Enddeformationen. Zusätzlich werden die Zeitverläufe der Beschleunigungen dargestellt, um den allgemeinen Mechanismus genauer beschreiben zu können. Anschliessend wird die Amplifikation der Antwortspektren zwischen dem Felshorizont und die Oberfläche bestimmt und dargestellt.

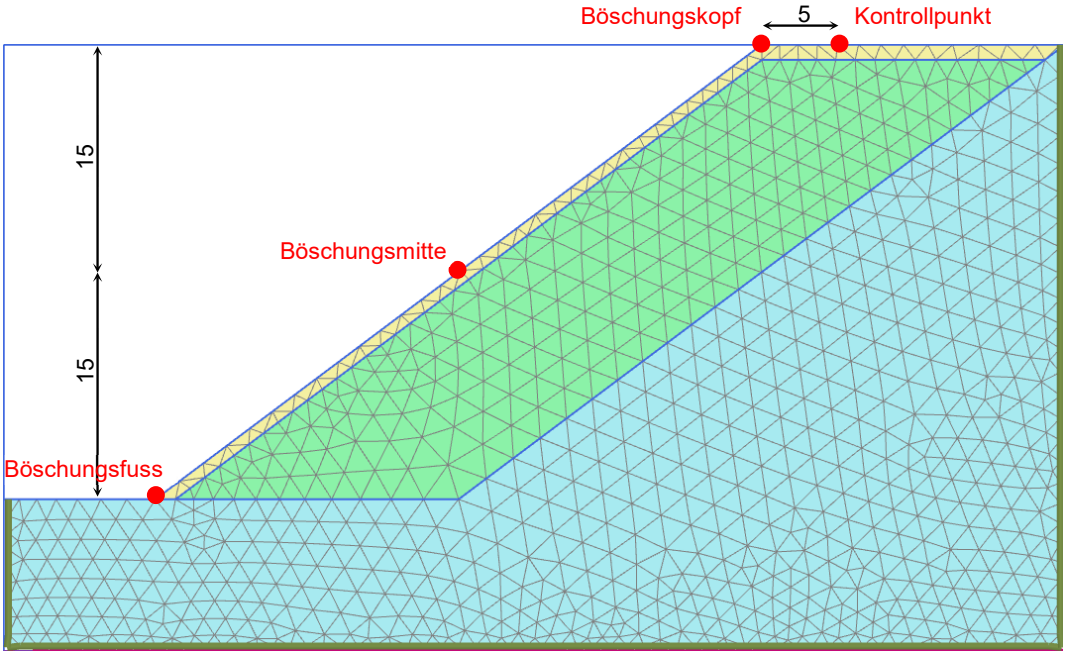


Abb. 4.16 Betrachtete Punkte bei der Darstellung der Resultate.

Die Konformität der wirkenden Erdbebenkräfte mit der Normeinwirkung wird in den weiteren Schritten durch den Vergleich der aus dem sieben unterschiedlichen Berechnungsgänge durchschnittliche Antwortspektrum in verschiedenen Kontrollpunkten an der Böschung mit 90% des SIA Antwortspektrums für die entsprechende Baugrundklasse geprüft.

Zuerst wird die Einwirkung am Böschungsfuss mit 90% des Antwortspektrums für Baugrundklasse A verglichen. Allgemein ist die modellierte Einwirkung konservativer als die Norm, mit grösseren Unterschiede zwischen T = 0.6 – 3 s (Abb. 4.17).

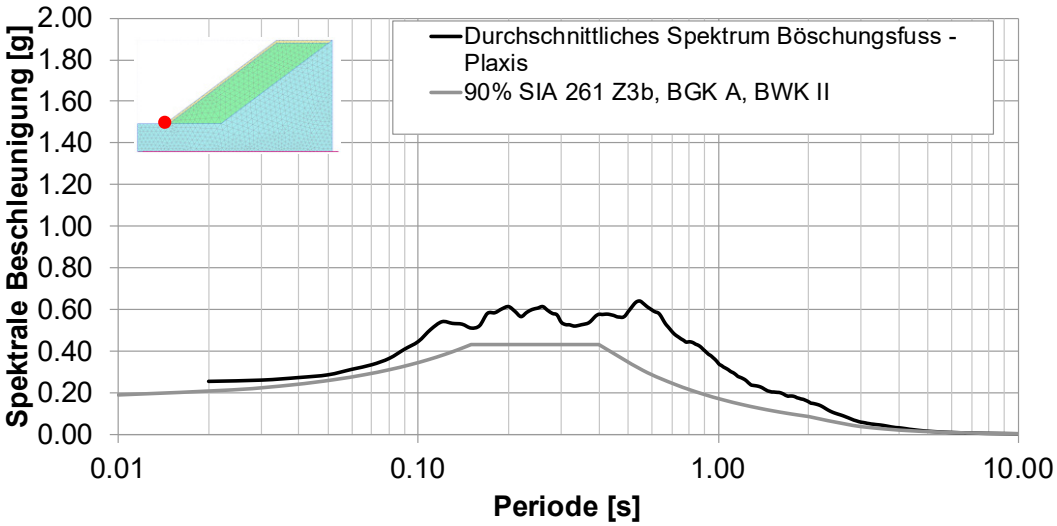


Abb. 4.17 Vergleich zwischen 90% Normeinwirkung gemäss SIA 261 (2014) [2] für Zone 3b, BGK A, BWK II-i und dem durchschnittlichen Antwortspektrum an der Felsoberkannte.

Die Böschungsmitte ist ein weiterer Kontrollpunkt für die Überprüfung der Kompatibilität der modellierten Einwirkung mit der Norm. Im kurzperiodischen Bereich bis T = 0.3 s ist die modellierte Einwirkung konservativer als die Norm. Diese Überkonservativität ist durch den topographischen Effekt der geneigten Böschungsoberfläche (α = 36,8°), der in der Norm nicht mitberücksichtigt wird, gegeben. Ab T = 0.3 s stimmen die Einwirkungen gut überein (Abb. 4.18).

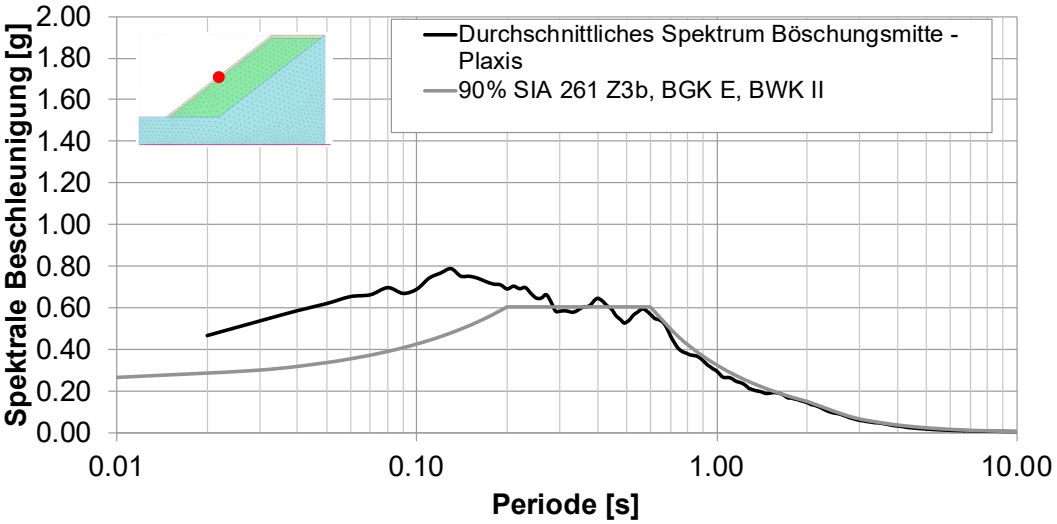


Abb. 4.18 Vergleich zwischen 90% Normeinwirkung gemäss SIA 261 (2014) [2] für Zone 3b, BGK E, BWK II-i und dem durchschnittlichen Antwortspektrum in der Böschungsmitte.

Der Massenschwerpunkt des Lockergesteins wird ebenfalls betrachtet und die modellierte Einwirkung im Böschungskörper mit der Normeinwirkung verglichen. Obwohl die Normspektren für Beschleunigungen an der Oberfläche des Terrains entwickelt worden sind, ist die Übereinstimmung der modellierten Einwirkung sehr gut und dadurch die Konformität der modellierten wirkenden Kräfte gewährleistet (Abb. 4.19).

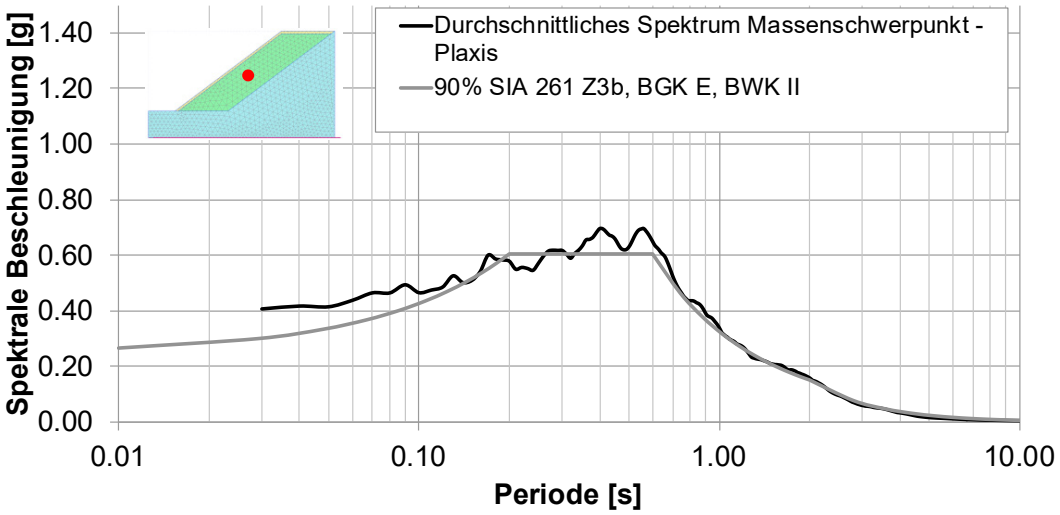


Abb. 4.19 Vergleich zwischen 90% Normeinwirkung gemäss SIA 261 (2014) [2] für Zone 3b, BGK E, BWK II-i und dem durchschnittlichen Antwortspektrum im Massenschwerpunkt der Böschungskörper.

Im letzten Schritt wird die modellierte Einwirkung in einem Kontrollpunkt oberhalb der Böschung untersucht. Das Antwortspektrum liegt erwartungsgemäss oberhalb der Normeinwirkung. Die Amplifikation der Erdbebenwellen durch die Böschung und die topographischen Effekte ergeben eine Einwirkung, die oberhalb des Normspektrums liegt (Abb. 4.20). Dies bestätigt die Plausibilität der Ergebnisse, die auch in Einklang mit Erkenntnissen aus der Literatur sind (vgl. Studer et al., 2007 [57]).

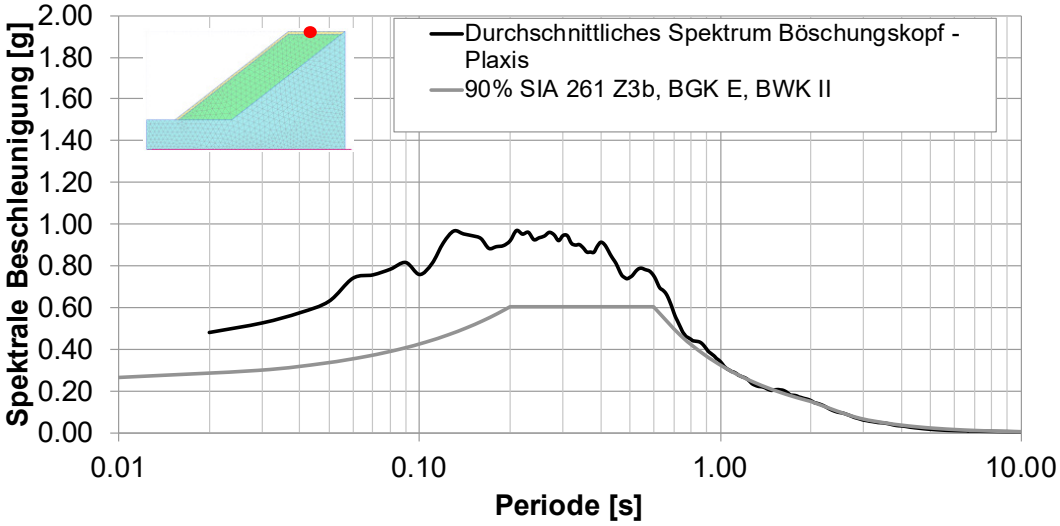


Abb. 4.20 Vergleich zwischen 90% Normeinwirkung gemäss SIA 261 (2014) [2] für Zone 3b, BGK E, BWK II-i und dem durchschnittlichen Antwortspektrum am Böschungskopf.

Weiter wird der Verformungsmechanismus betrachtet, der sich aufgrund der Erdbebenanregung einstellt (Abb. 4.21). Die für das Erdbebenverhalten der Böschung relevanten Scherdehnungen für alle untersuchten Erdbeben zeigen einen hangparallelen Versagensmechanismus. Bemerkenswert sind die hohen Werte der Dehnungen, die sich bis zu 9 % entlang der Gleitfläche entwickeln. Das weist nochmals auf die nur begrenzt vorhandene Stabilität der Böschung hin.

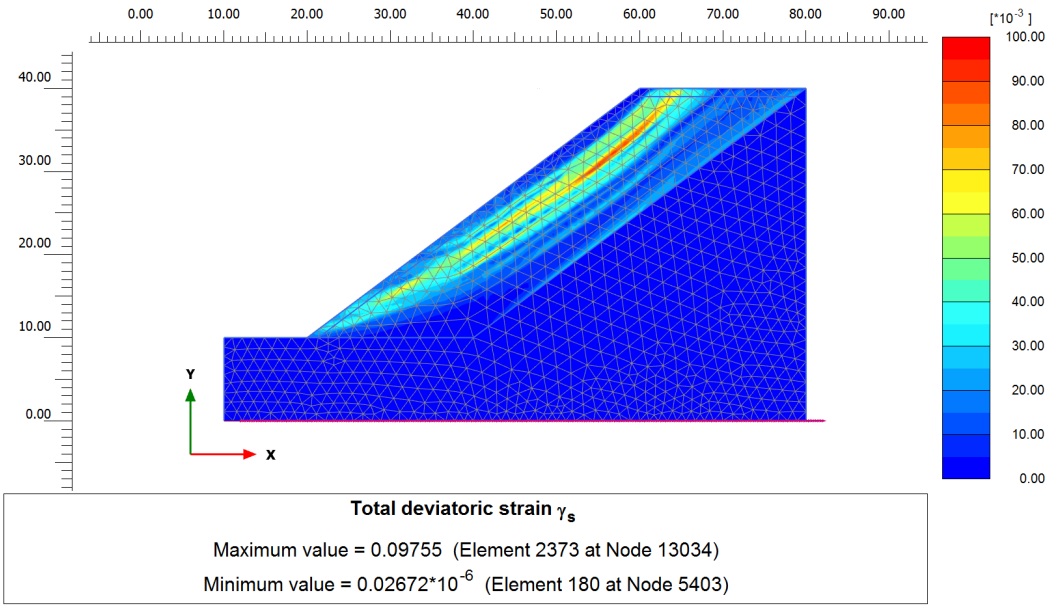


Abb. 4.21 Scherdehnungen nach dem Erdbebenereignis (beispielhafte Darstellung – BGK_E_1).

In der Abb. 4.22 werden die totalen Verformungen der Böschung betrachtet. Die maximalen totalen Verformungen entwickeln sich hauptsächlich im oberen Bereich der Böschung und betragen 55 cm. Diese Verformungen und deren Entwicklungsmechanismus liegen in der gleichen Grössenordnung wie bereits im Kapitel 4.4 abgeschätzt wurden. Die während des Erdbebens am Böschungsfuss aufgetretenen Verformungen stellen in diesem Fall kein Risiko für einen eventuellen nebenliegenden Verkehrsträger dar.

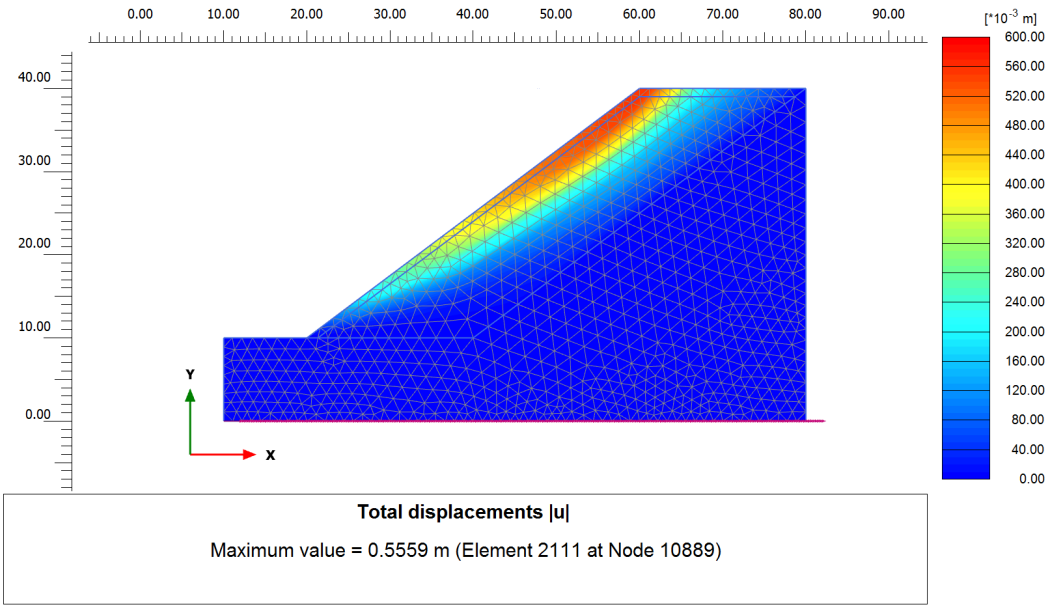


Abb. 4.22 Totale Verformungen des FE-Netzes nach dem Erdbebenereignis (beispielhafte Darstellung – BGK_E_1).

Die Verformungen am Böschungskopf und der potentielle Verformungsmechanismus des Verkehrsträgers (das Schadensbild) werden in der Abb. 4.23 dargestellt. Obwohl die maximale absolute vertikale Verformung am Böschungskopf 38.3 cm beträgt, ist die differentielle Setzung des Verkehrsträgers von 28.8 cm ohne Versatz auf die ganze Breite der Strasse von 9.5 m verteilt.

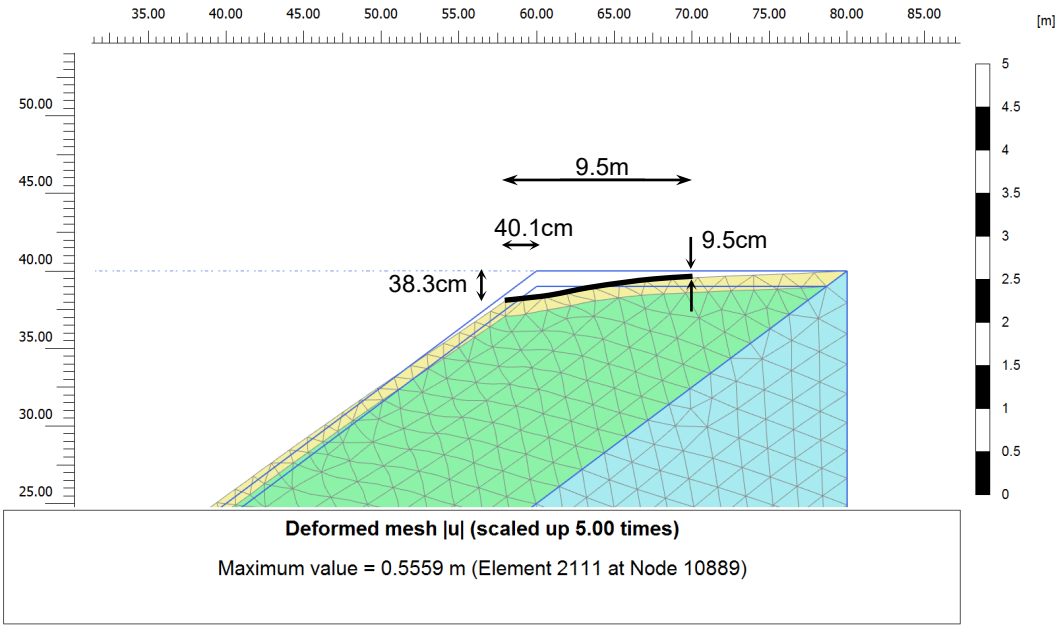


Abb. 4.23 Endverformungen des Böschungskopfs (5 Mal vergrössert) und Verformungsmechanismus des Verkehrsträgers (beispielhafte Darstellung – BGK_E_1).

Die Zeitverläufe der totalen Verformungen am Böschungskopf, -fuss und in der Böschungsmitte sind in der Abb. 4.24 gegeben. Es zeigt sich, dass die Verformungen am Böschungsfuss nahezu reversibel sind während sich die Verformungen in der Mitte und am Kopf der Böschung akkumulieren.

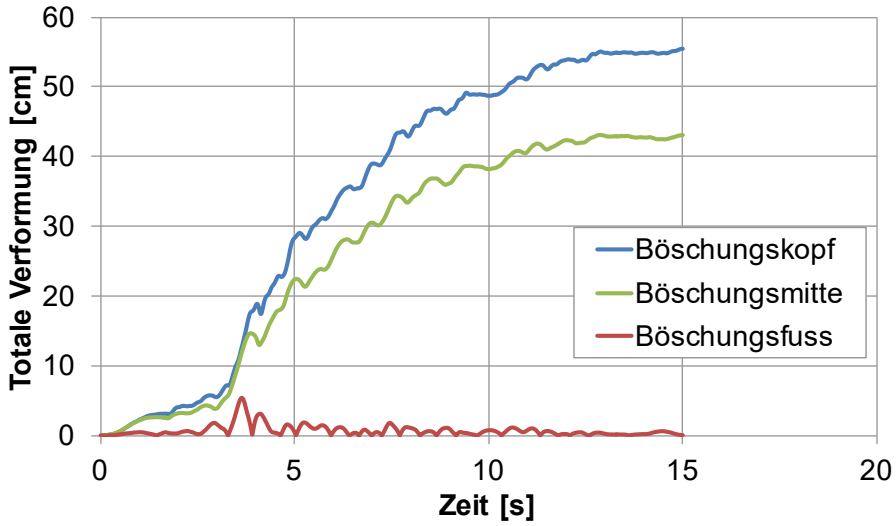


Abb. 4.24 Zeitverlauf der totalen Verformungen am Böschungsfuss, -kopf und in der Böschungsmitte (beispielhafte Darstellung – BGK_E_1).

Eine statistische Betrachtung der mit den sieben Erdbebensignalen ermittelten vertikalen Verformungen am Böschungskopf zeigt einen Mittelwert der Setzungen im Bereich von 45.8 cm und einen Maximalwert von 63.1 cm (Abb. 4.25). Diese Grössenordnung bedingt, dass die Verformung des Verkehrsträgers genauer betrachtet werden muss. Es muss entschieden werden, ob der verbleibende Teil der Fahrbahn im Katastrophenfall ausreicht und damit grössere Verformungen zugelassen werden können.

Weiterhin muss im Hang untersucht werden, welcher Mechanismus die im Kapitel 4.2 postulierte zusätzliche Scherfestigkeit hervorruft und, ob Verformungen von 45.8 cm mögliche Kohäsionen, Bewuchs oder Dilatanz bereits aufheben, was auf ein schlagartiges Versagen des ganzen Hanges hinweisen würde.

Abb. 4.25 Zusammenfassung der Setzungen am Böschungskopf nach der Erdbebenanregung

Erdbebensignal	Setzung am Böschungskopf [cm]	Setzung im Kontrollpunkt [cm]	Differentielle Setzung [cm]
BGK_E_1	38.3	21.7	16.6
BGK_E_2	54.7	27.3	27.4
BGK_E_3	38.9	21.9	17.0
BGK_E_4	63.1	35.7	27.4
BGK_E_5	39.2	22.3	16.9
BGK_E_6	37.7	18.8	18.9
BGK_E_7	48.8	22.7	25.3
Mittelwert	**45.8**	**24.3**	**21.4**
Maximalwert	**63.1**	**35.7**	**27.4**

4.5.7 Nachweis der Tragsicherheit der Böschung

Die Verteilung der Verformungen aus Abb. 4.2. zeigt, dass der Nachweis anhand der Setzungen im Kontrollpunkt der Böschung (5 m rechts vom Böschungskopf) durchgeführt werden kann.

w_{bd} = 24.3 cm < w_{Rd} = w_{Rk} / 2.5 = 30 cm → i.O.

4.5.8 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees

Der Grenzwert der Setzung für die Strasse am Böschungskopf beträgt v_{Rk} = 10 cm (siehe Kapitel 4.1). Massgebend sind die differenziellen Verschiebungen über einer Spurbreite von 3 m. Unter der Annahme, dass die differentiellen Setzungen zwischen dem Böschungskopf und dem Kontrollpunkt (Abstand von 5 m) uniform verteilt sind, kann der Nachweis, wie folgt durchgeführt werden:

v_d = 21.4 cm · 3 m / 5 m ≈ 13 cm > v_{Rd} = v_{Rk} / 2.5 = 4 cm → n.i.O.

4.5.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der deformationsbasierte Tragsicherheitsnachweis der Böschung ist erfüllt. Jedoch kann der Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees nicht erbarcht werden und somit muss der Erfüllungfaktor α_{eff} bestimmt werden.

Die Bestimmung des Erfüllungsfaktors α_{eff} mit FEM-Ansätze kann nur iterativ und mit einem relativ grossen Aufwand bestimmt werden. Dabei soll die Erdbebeneinwirkung mit einem Skalierungsfaktor reduziert werden bis der verformungsbasierte Nachweis erfüllt ist. Der Erfüllungsfaktor ist der Skalierungsfaktor, der zur Erfüllung des deformationsbasierten Tragsicherheitsnachweises geführt hat.

Näherungsweise kann eine konservative (pessimistische) Abschätzung vom Erfüllungsfaktor mit dem Ansatz $\alpha_{eff} \geq v_{Rd} / v_d$ = 4 / 13 = 0.30 für die Schadensbegrenzung des Verkehrsträgers.

Für die Bauwerksklasse BWK II-i gilt gemäss Ziffer 9.1 der SIA 269/8 [17] der Mindesterfüllungsfaktor α_{min} = 0.4 und für $\alpha_{eff} < \alpha_{min}$ sind Massnahmen erforderlich. Da der massgebende Erfüllungsfaktor auf eine hohe Anforderung zur Begrenzung der Schäden am Trassee zurückzuführen ist, kann diese Forderung hinterfragt werden. Zumindest ist in dieser Situation die Verhältnismässigkeit von Massnahmen zu untersuchen.

4.5.10 Weitere Erkenntnisse aus der FE-Simulationen

Zusätzlich zu den oben dargestellten Diagrammen sind die Verläufe der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen am Böschungsfuss und -kopf in den Abb. 4.26 - Abb. 4.27 dargestellt, aus denen auch die Amplifikation des Signals durch die Böschung klar ersichtlich wird.

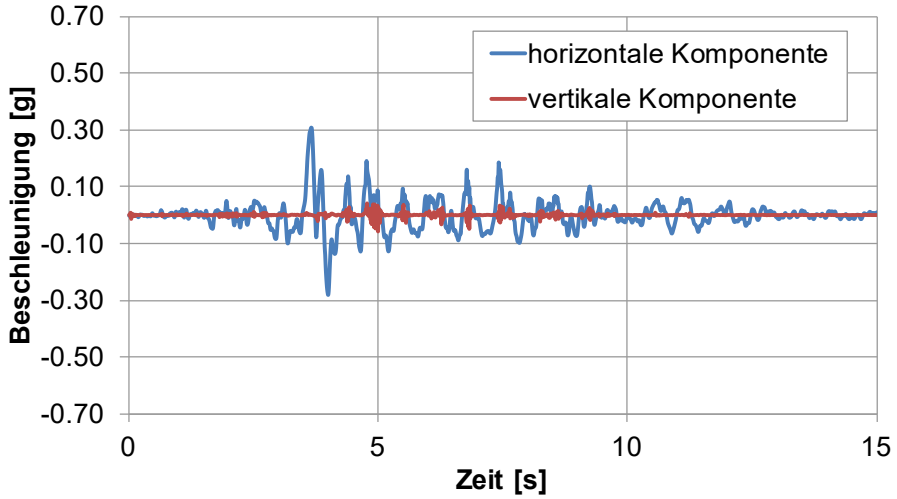


Abb. 4.26 Verlauf der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen am Böschungsfuss (beispielhafte Darstellung – BGK_E_1).

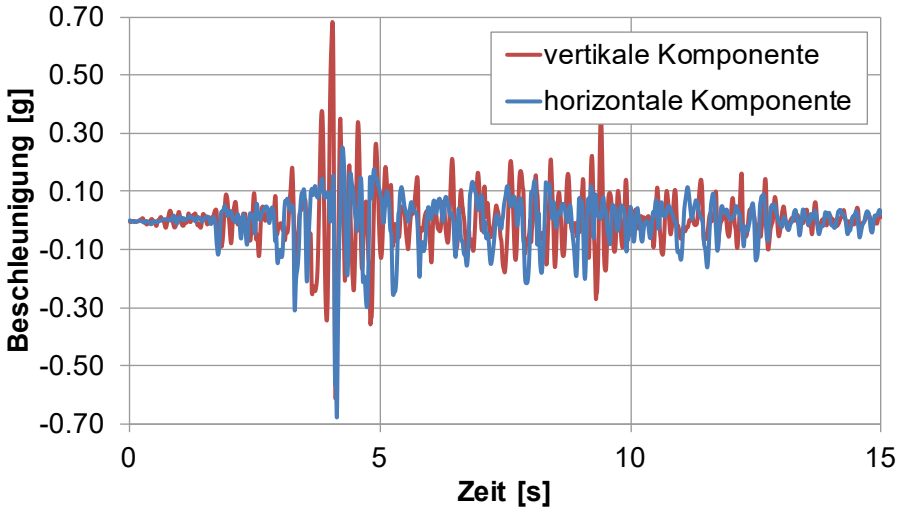


Abb. 4.27 Verlauf der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen am Böschungskopf (beispielhafte Darstellung – BGK_E_1)

Die unterschiedlichen Verläufe der Beschleunigungen zeigen eine Amplifikation der horizontalen Erdbebenanregung von 0.26 g am Böschungsfuss zu 0.59 g am Böschungskopf. Hervorzuheben sind die markanten Amplituden und der hohe Energiegehalt der vertikalen Beschleunigungen, die Werte bis zu 0.6 g erreichen können. Solche an der Oberfläche auftretenden Effekte der topographischen Randbedingungen sind bekannt (Makdisi & Seed, 1978 [41]; Studer et al., 2007 [57]) und können durch die Betrachtung der Beschleunigungszeitverläufe an relevanten Stellen im Böschungskörper weiter untersucht werden. Für diesen Vergleich werden zwei zusätzliche Punkte im Böschungskörper, die sich auf derselben Höhe in der Böschungsmitte befinden, betrachtet (Abb. 4.28).

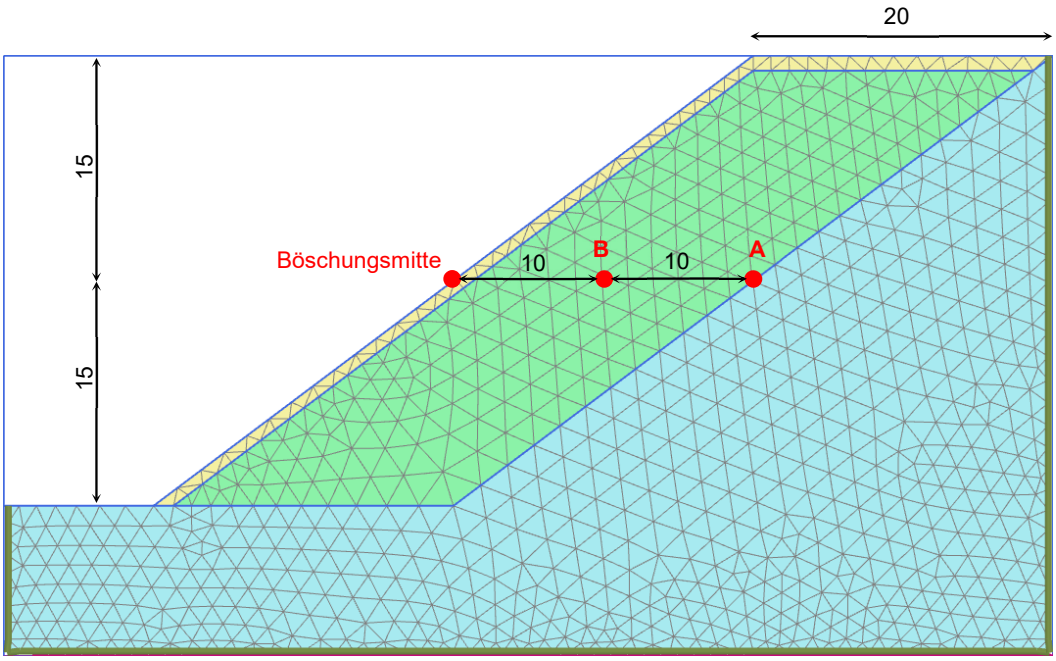


Abb. 4.28 Darstellungspunkte für die Bestimmung der Beschleunigungszeitverläufe im Böschungskörper.

Die Amplifikation der vertikalen und horizontalen Beschleunigungen innerhalb des Böschungskörpers von dem Felshorizont zur freien Oberfläche ist in der Abb. 4.29 - Abb. 4.31 ersichtlich.

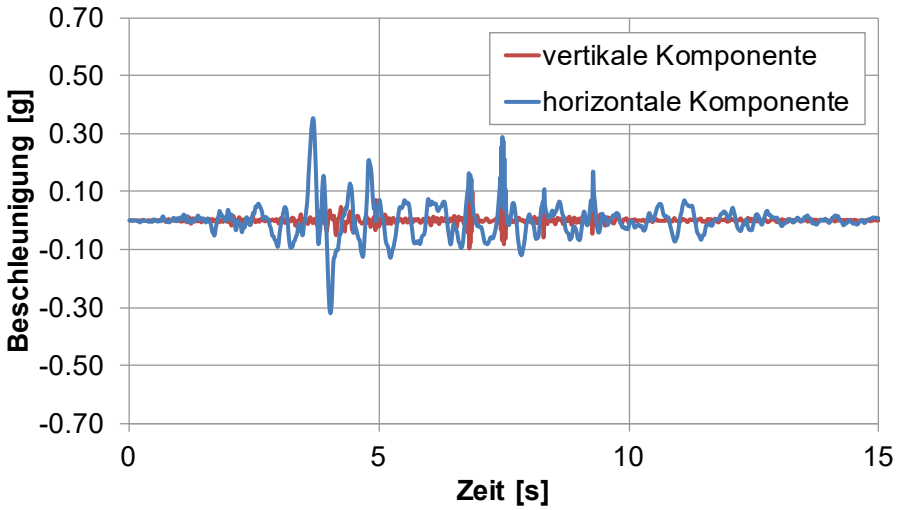


Abb. 4.29 Verlauf der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen im Punkt A am Felshorizont (beispielhafte Darstellung – BGK_E_1).

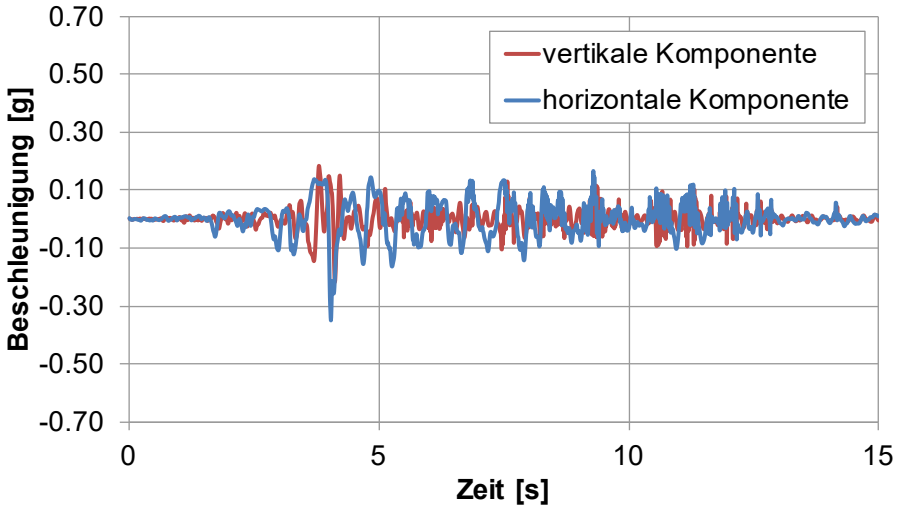


Abb. 4.30 Verlauf der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen im Punkt B (Massenschwerpunkt) im Böschungskörper (beispielhafte Darstellung – BGK_E_1).

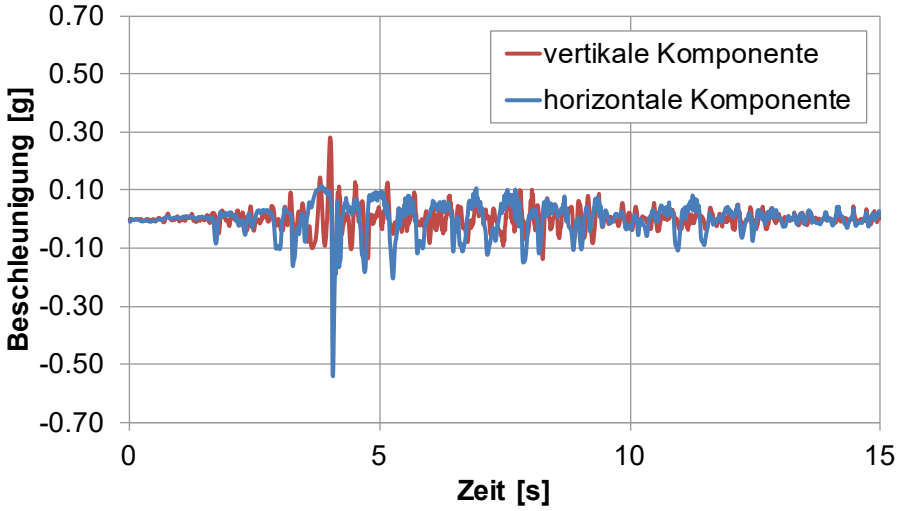


Abb. 4.31 Verlauf der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen in der Böschungsmitte an der Oberfläche (beispielhafte Darstellung – BGK_E_1).

Obwohl die Punkte A und B und die Böschungsmitte auf unterschiedlichen Höhen von der geneigten Felsoberkante liegen, ist die Amplifikation der horizontalen Beschleunigungen viel kleiner als die der vertikalen Beschleunigungen. Die starke Zunahme der vertikalen Beschleunigungen von Punkt A zu Punkt B und weiter zur freien Oberfläche in der Böschungsmitte bestätigt die bekannten Auswirkungen der topographischen Randbedingungen und der nicht vertikalen Ausbreitung der Wellen im Böschungskörper. Bemerkenswert ist auch die Zunahme der Beschleunigungsspitzen in der negativen Richtung (hangabwärts) und die Abnahme in der positiven Richtung (hangaufwärts). Dieser Effekt steht in einer guten Übereinstimmung mit der Bestimmung der erdbebeninduzierten Verformungen, die Deformationen in die hangaufwärts gerichtete Seite ausschliesst.

5 Fallbeispiel Schwergewichtsmauer

5.1 Ausgangslage

Als Beispiel dient eine Schwergewichtsmauer aus Stahlbeton (γ_{ck} = 25.0 kN/m³) mit einer Sichthöhe *h* von 3.00 m die für Erdbebeneinwirkungen nicht bemessen wurde. Die Stützmauer liegt bergseitig von einer Nationalstrasse. Eine Sohlenbreite von B_u = 1. 60 m und eine Kronenbreite von B_o = 1.20 m werden angenommen.

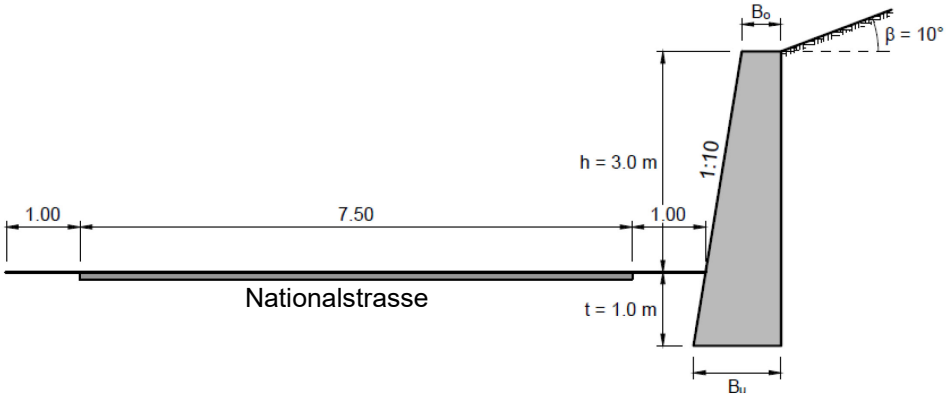


Abb. 5.1 *Charakteristische Baugrundwerte*		
Raumlast γ_{ek}	[kN/m³]	20.0
Reibungswinkel ϕ'_k	[°]	30.0
Kohäsion c'_k	[kN/m²]	10.0

Abb 5.1 Schematische Darstellung der Situation der Schwergewichtsmauer und charakteristische Baugrundwerte.

Die Stützmauer befindet sich in der Erdbebenzone 3b auf der Bergseite einer Strasse der Erdbebenstreckenklasse ESK II. Im Bereich der Stützmauer besteht der Boden aus Moränenablagerungen. Aufgrund verfügbarer geotechnischer Daten ist bekannt, dass sich die Zusammensetzung des Lockergesteins bis zur Felsoberkante in 20 m Tiefe kaum verändert.

Die Grenzverschiebung für Schwergewichtsmauern sind gemäss Abb. 4.4 ASTRA-Dokumentation 82017 [22] $w_{Rk.kipp}$ = 0.10 · H = 0.1 · 300 = 30 cm, $w_{Rk.stzg}$ = 0.025 · H = 0.025 · 300 = 7.5 cm und $w_{Rk.vers}$ = 0.05 · H = 0.05 · 300 = 15 cm. Da der Verkehrsträger der Erdbebenstreckenklasse ESK II zugeordnet ist, betragen die Richtwerte für Grenzwerte der Setzungen der Strasse v_{Rk} = 10···25 cm. In diesem Fall wurde v_{Rk} = 10 cm als Anforderung festgelegt.

Für sämtliche Berechnungen werden drainierte Zustände ohne Grundwassereinfluss angenommen. Wasserdrücke und Auftriebskräfte fallen somit ausser Betracht. Der Verdichtungsdruck der Hinterfüllung ist vernachlässigbar.

5.2 Tragsicherheit unter ständigen Lasten

5.2.1 Tragwerksanalyse

Die Einbindetiefe *t* beträgt 1.00 m. Da während der Betriebszeit für die Verlegung von Werkleitungen sowie für Arbeiten an der Fahrbahn mit der Freilegung des talseitigen Mauerfusses gerechnet werden muss, wurde für die Überprüfung der Tragsicherheit unter ständigen Lasten der passive Erddruck vernachlässigt.

Da die Stützmauer verschieblich ausgebildet ist, darf für die Überprüfung der Tragsicherheit der aktive Erddruck verwendet werden (Tabelle 1 SIA 261 [2]). Dieser lässt sich nach der Theorie von Coulomb mithilfe des Erddruckkoeffizienten K_a ermitteln. Nach Coulomb beträgt K_a = 0.340. Im vorliegenden feinkörnigen Boden darf die Kohäsion entsprechend Ziffer 4.3.2.2 SIA 261 [2] berücksichtigt werden. Für die Grenzzustände Typ 1 und 2 der Tragwerksanalyse ergeben sich damit die folgenden Einwirkungen:

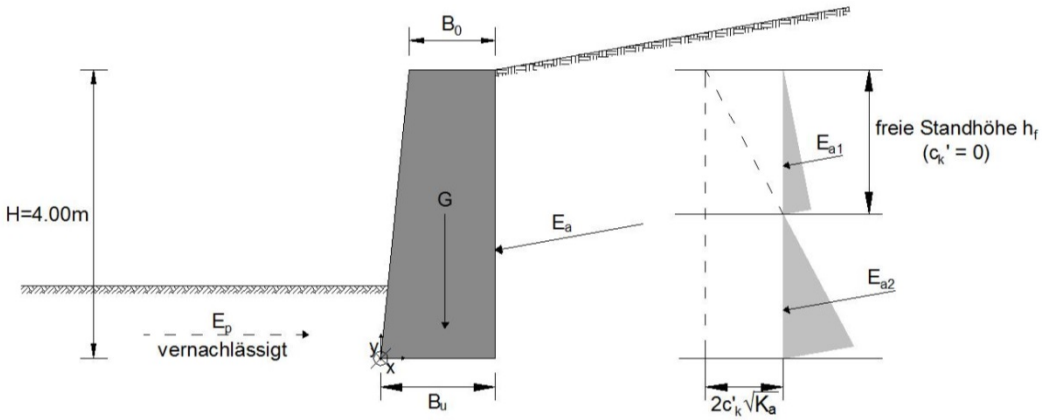


Abb. 5.2 Berücksichtigte Einwirkungen für die statische Bemessung.

Eigengewicht:

$$G_k = \frac{1}{2} \cdot H \cdot (B_u + B_o) \cdot \gamma_{ck}$$

Erddruck:

Im Bereich der freien Standhöhe h_f ist $c'_k = 0$ zu setzen oder ein minimaler Erddruck von $e_{ah,k}$ = 5.0 kN/m² anzusetzen. Unter Anwendung der ersten Möglichkeit erhält man zwei durch die freie Standhöhe h_f definierte Dreiecksflächen.

$$h_f = \frac{2 \cdot c'_k \cdot \sqrt{K_a}}{K_a \cdot \gamma_{ek}} = \frac{2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0.340}}{0.340 \cdot 20} = 1.71\ m$$

Druck der oberen Dreiecksfläche:

$$E_{a1,k} = K_a \cdot \gamma_{ek} \cdot h_f \cdot \frac{h_f}{2} = 0.340 \cdot 20 \cdot 1.71 \cdot \frac{1.71}{2} = 9.9\ kN/m'$$

Druck der unteren Dreiecksfläche:

$$E_{a2,k} = \left(K_a \cdot \gamma_{ek} \cdot H - 2c'_k\sqrt{K_a}\right) \cdot \frac{(H - h_f)}{2}$$
$$= \left(0.340 \cdot 20 \cdot 4.00 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0.340}\right) \cdot \frac{4.00 - 1.71}{2} = 17.8\ kN/m'$$

Resultierender Erddruck:

$$E_{a,k} = E_{a1,k} + E_{a2,k} = 9.9 + 17.8 = 27.7\ kN/m'$$

5.2.2 Nachweise

Für den Nachweis der Tragsicherheit werden die Grenzzustände der Ziffer 12.5.1.2 SIA 267 [8] als massgebend angenommen (Annahme Tragsicherheit der Bauteilen nicht massgebend):

- Grenzzustand des Gleichgewichts (Kippen)
- Erreichen des Grundbruchwiderstands
- Erreichen des Gleitwiderstands

Es werden die Lastkombinationen der Abb. 5.3 betrachtet.

Abb. 5.3 Übersicht der Lastfälle für die Nachweise Kippen, Gleiten und Grundbruch

Nachweis	Typ	Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren γ_m			Min. erforderliche Kronenbreite B_o [m]
		Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c	
Kippen	GZ 1	0.9	1.35	-	-	-	0.76
Gleiten	GZ 2	1.0	1.35	1.0	1.2	1.5	0.41
Grundbruch	GZ 2	1.0	1.35	1.0	1.2	1.5	1.12
Grundbruch	GZ 2	1.35	1.35	1.0	1.2	1.5	1.06

Massgebend wird der Grenzzustand Grundbruch mit dem Lastbeiwert γ_G = 1.0 für das Eigengewicht. Für diesen Lastfall ist die erforderlich Kronenbreite für den massgebende Nachweis B_o = 1.12 m und die Sohlenbreite B_u = 1.52 m. Mit einer Kronenbreite von B_o = 1.20 m und einer Sohlenbreite von B_u = 1.60 m wird die Tragsicherheit für die betrachteten Grenzzustände knapp nachgewiesen.

5.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit

5.3.1 Ausgangswerte

Die Schwergewichtsmauer, die die Nachweise der Tragsicherheit für ständige Lasten knapp erfüllt, wird auf die Tragsicherheit bei Erdbebeneinwirkung überprüft. Für die Erdbebenüberprüfung wird davon ausgegangen, dass der Mauerfuss eingedeckt ist (Einbindetiefe t = 1.0 m). Für kraftbasierte Methoden hängt der Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung von folgenden standort- und bauwerksbezogenen Einflussparametern ab:

Abb. 5.4 Einflussparameter für die kraftbasierte Bestimmung der Erdbebeneinwirkung

Bauwerksklasse BWK II-i, Erdbebenstreckenklasse ESK II, kein Personenrisiko	$\gamma_f = 1.2$	Abb. 4.5 ASTRA 82017 [22] Tab. 25 SIA 261 [2]
Erdbebenzone Z3b	$a_{gd} = 1.6\ m/s^2$	16.2.1.2 SIA 261 [2]
Baugrundklasse E	$S = 1.40$	Tab. 24 SIA 261 [2]
$s_{zul} = 150\ mm$	$300 \cdot \frac{a_{g,d}}{g} \cdot S\ mm = 69\ mm\ q_a =$ $2.0\ ist\ genügend.\ q_a = 1.5\ wurde\ aber\ gewählt$	Tab. 2 SIA 267 [8]
Kleine Bruchkörper	$q_h = 1.0$	Tab. 3 SIA 267 [8]

Darin hängt der seismische Verhaltensbeiwert q_a von dem Verschiebungsvermögen der Stützwand ab Die zulässige Verschiebung s_{zul} wurde gleich gesetzt mit dem charakteristischen Wert der Grenzverschiebung für die Tragsicherheit w_{Rk} für bergseitige Winkelstützmauern (Abb. 4.4 der ASTRA-Dokumentation 82017 [22]). Damit wäre ein Wert von q_a = 2.0 zulässig (verbundener Grenzwert von $s_{zul} = 300 \cdot a_{gd} / g \cdot S$ = 69 mm gemäss Tab.2 SIA 267). Ein Wert von q_a = 1.5 wurde im Fallbeispiel trotzdem gewählt (konservativ).

q_h berücksichtigt den Umstand, dass die maximale Beschleunigung nicht gleichzeitig auf den ganzen Gleitkörper wirkt. q_h ist deshalb von der Mächtigkeit und Ausdehnung des Gleitkörpers abhängig. Für die betrachteten Grenzzustände (Typ 1 und 2) entspricht der Bruchkörper dem aktiven Erddruckkeil.

5.3.2 Erforderliche Nachweise

Der Überprüfungswert der Bodenbeschleunigung am Standort beträgt $a_{h,max} = \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S$ = 2.69 m/s². Somit sind die Bedingungen der Ziffer 8.2.1 SIA 269/8 [17] nicht erfüllt und ein Tragsicherheitsnachweis wird verlangt. Gleich wie im statischen Fall werden die Grenzzustände Kippen, Gleiten und Grundbruch als massgebend angenommen.

Für Bauwerke der Bauwerksklasse BWK II-i ist für die Überprüfungssituation Erdbeben kein Gebrauchstauglichkeitsnachweis erforderlich (Ziffer 7.5.5.1 SIA 267 [8]).

5.3.3 Verfahren

Bei der Tragwerksanalysenach dem Ersatzkraftverfahren gemäss Geotechnik-Norm SIA 267 [8] werden die statischen Einwirkungen durch Erdbebeneinwirkungen ergänzt, die für Einwirkungen aus dem Baugrund folgendermassen bestimmt werden:

$$A_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S \cdot G_k \qquad \text{(23) SIA 267 [8]}$$

G_k bezeichnet dabei die erfassten Tragwerksteile und die massgebenden Bruchkörper im Baugrund. Die Einflussfaktoren γ_f, a_{gd}, g, q_a, q_h und S werden für kraftbasierte Nachweise häufig zum horizontalen Beschleunigungskoeffizienten $k_{h,d}$ zusammengefasst.

$$k_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S = 1.2 \cdot \frac{1.6}{9.81 \cdot 1.5 \cdot 1} \cdot 1.4 = 0.183$$

Dieser Koeffizient beschreibt die für den Nachweis der Tragsicherheit zu berücksichtigende Horizontalbeschleunigung als Bruchteil der vertikalen Erdbeschleunigung *g*. Die vertikalen Kräfte aus Erdbebeneinwirkungen werden hier vernachlässigt (vgl. Ziffer 7.5.2.1 SIA 267 [8]), somit beträgt der vertikale Beschleunigungskoeffizient $k_{v,d}$ für die Tragwerksanalyse:

$$k_{v,d} = 0$$

Die um die Erdbebeneinwirkung vergrösserten Erd- und Wasserdrücke können mit einer verallgemeinerten Methode des Grenzgleichgewichts ermittelt werden (Ziffer 7.5.2.5 SIA 267 [8]). Eine häufig angewandte Methode des Grenzgleichgewichts sind die Formeln nach Mononobe-Okabe. Diese sind einfach in der Anwendung, lassen die Wirkungen der Kohäsion jedoch unberücksichtigt. Aus der Fachliteratur ist bekannt, dass schon geringe Kohäsion einen bedeutenden Anstieg der Tragsicherheit verursachen kann. Aus diesem Grund wird hier mit der Methode nach Shukla [54], [55] eine Weiterentwicklung der Mononobe-Okabe Formel verwendet, welche die Kohäsion miteinbezieht.

5.3.4 Ermittlung der Erddruckbeiwerte

Shukla [54] schlägt für vertikale Wände folgenden aktiven seismischen Erddruck vor:

$$E_{ae} = \left(1 \pm k_{v,d}\right) \cdot \left(q + \frac{1}{2}(\cos\beta)\gamma_{ek} H\right) H K_{ae\gamma} - c'_k H K_{aec} + \frac{2K{c'_k}^2}{\gamma_{ek}}$$

Mit den Koeffizienten:

$$K_{ae\gamma} = \frac{\cos\vartheta_{ae} \sin(\theta - \varphi'_k + \vartheta_{ae})}{\cos\theta \sin(\vartheta_{ae} - \beta) \cos\left(\delta_{a,k} + \varphi'_k - \vartheta_{ae}\right)}$$

$$K_{aec} = \frac{a_f \sin(\vartheta_{ae} - \varphi'_k) + \frac{\cos\beta \cos\varphi'_k}{\sin(\vartheta_{ae} - \beta)}}{\cos\left(\delta_{a,k} + \varphi'_k - \vartheta_{ae}\right)}$$

$$K = \left[\frac{a_f \sin(\vartheta_{ae} - \varphi'_k) + \frac{\cos\beta \cos\varphi'_k}{\sin(\vartheta_{ae} - \beta)}}{2\cos\left(\delta_{a,k} + \varphi'_k - \vartheta_{ae}\right)}\right]\left[\frac{h_f}{\left(\frac{2c'_k}{\gamma_{ek}}\right)}\right]$$

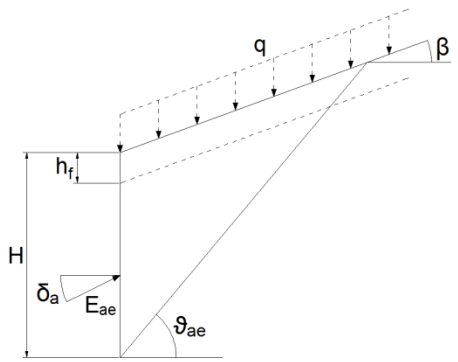


Abb. 5.5 *Vorzeichenregelung Shukla [54], aktive Seite.*

Dabei bedeuten:

a_f Verhältnis der Adhäsion der Wand c_a zur Kohäsion des Bodenmaterials c'_k; $a_f = \frac{c_a}{c'_k}$, i.d.R. gilt für Stützmauern $a_f = 0$ (Drainageschicht)

θ Winkel der Kräfte infolge Erdbeben; $\theta = \arctan\left(\frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}}\right)$

h_f Maximale Risstiefe, entspricht der freien Standhöhe aus der statischen Bemessung

q Auflast

Der Winkel der Bruchfläche beträgt:

$$\vartheta_{ae} = \arctan\left[\frac{(a_2c_1 - a_1c_2) \pm \sqrt{(a_2c_1 - a_1c_2)^2 - (a_2b_1 - a_1b_2)(b_2c_1 - b_1c_2)}}{(a_2b_1 - a_1b_2)}\right]$$

Da ϑ_{ae} zwischen 0° und 90° liegt, kann $\tan\vartheta_{ae}$ nicht negativ sein. Der Wurzelterm ist entsprechend positiv oder negativ zu setzen. Die dimensionslosen Parameter a_1, b_1, c_1, a_2, b_2 und c_2 betragen:

$$a_1 = m_2 \cos\beta \cos\varphi'_k + m_3 \qquad a_2 = -\cos\beta \sin\left(\delta_{a,k} + \varphi'_k\right)$$

$$b_1 = m_1 \cos(\theta - \varphi'_k) + m_2 \sin(\beta + \varphi'_k) \qquad b_2 = \cos\left(\delta_{a,k} + \varphi'_k + \beta\right)$$

$$c_1 = m_3 - m_1 \sin(\theta - \varphi'_k) + m_2 \sin\beta \sin\varphi'_k \qquad c_2 = \sin\beta \cos\left(\delta_{a,k} + \varphi'_k\right)$$

$$m_1 = \left(\frac{1 \pm k_{v,d}}{\cos\theta}\right)\left(\frac{2q}{\gamma_{ek}H} + 1\right)$$

$$m_2 = a_f\left(\frac{2c'_k}{\gamma_{ek}H}\right)\left(1 - \frac{h_f}{2H}\right)$$

$$m_3 = \left(\frac{2c'_k}{\gamma_{ek}H}\right)\left(1 - \frac{h_f}{2H}\right)(\cos\beta \cos\varphi'_k)$$

Der charakteristische Wert des Wandreibungswinkels wird gleich angenommen wie im statischen Fall:

$$\delta_{a,k} = \frac{2}{3}\varphi'_k \qquad \text{(74) SIA 267 [8]}$$

damit wird für c'_k = 10 kN/m²:

$$\theta = arctan\left(\frac{0.183}{1-0}\right) = 10.3°$$

$$K_{ae\gamma}\left(\alpha = 0°, \beta = 10°, \varphi'_k = 30°, \delta_{a,k} = 20°, \theta = 10.3°, c'_k = 10, h_f = 1.71, a_f = 0\right) = 0.517$$

$$K_{aec}\left(\alpha = 0°, \beta = 10°, \varphi'_k = 30°, \delta_{a,k} = 20°, \theta = 10.3°, c'_k = 10, h_f = 1.71, a_f = 0\right) = 1.349$$

$$K\left(\alpha = 0°, \beta = 10°, \varphi'_k = 30°, \delta_{a,k} = 20°, \theta = 10.3°, c'_k = 10, h_f = 1.71, a_f = 0\right) = 1.154$$

$$\vartheta_{ae}\left(\alpha = 0°, \beta = 10°, \varphi'_k = 30°, \delta_{a,k} = 20°, \theta = 10.3°, c'_k = 10, h_f = 1.71, a_f = 0\right) = 49.2°$$

Resp. für c'_k = 0 (freie Standhöhe h_f):

$$K_{ae\gamma}\left(\alpha = 0°, \beta = 10°, \varphi'_k = 30°, \delta_{a,k} = 20°, \theta = 10.3°, c'_k = 0, h_f = 0, a_f = 0\right) = 0.549$$

K_{aec} und K sind unerheblich, da der entsprechende Term für c'_k = 0 wegfällt.

5.3.5 Ermittlung der Erddruckbeiwerte (passive Seite)

Die verwendeten Erddruckformeln nach Shukla [55] gelten ausschliesslich für vertikale Wände. Auf der passiven Wandseite ignoriert die Berechnungsweise den luftseitigen Maueranzug (α = 5.7°), was in einem geringfügig erhöhten Erdwiderstand resultiert. Unter dieser Vereinfachung berechnet sich der passive seisn

$$E_{pe} = \frac{1}{2}\left(1 \pm k_{v,d}\right)\left(\frac{2q}{\gamma_{ek}t} + \cos\beta\right) K_{pe\gamma}\gamma_{ek}t^2 + K_{pec}c'_k t$$

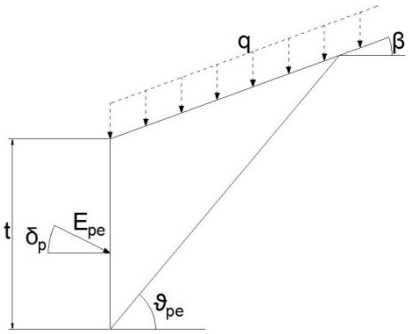


Abb. 5.6 *Vorzeichenregelung Shukla [55], passive Seite.*

Mit den Koeffizienten:

$$K_{pe\gamma} = \frac{\cos\vartheta_{pe}\sin\left(\varphi'_k - \theta + \vartheta_{pe}\right)}{\cos\theta\sin\left(\vartheta_{pe} - \beta\right)\cos\left(\delta_{p,k} + \varphi'_k + \vartheta_{pe}\right)}$$

$$K_{pec} = \frac{a_f\sin\left(\vartheta_{pe} + \varphi'_k\right) + \frac{\cos\beta\cos\varphi'_k}{\sin\left(\vartheta_{pe} - \beta\right)}}{\cos\left(\delta_{p,k} + \varphi'_k + \vartheta_{pe}\right)}$$

Der Winkel der Bruchfläche beträgt:

$$\vartheta_{pe} = arctan\left[\frac{(a_2c_1 - a_1c_2) \pm \sqrt{(a_2c_1 - a_1c_2)^2 - (a_2b_1 - a_1b_2)(b_2c_1 - b_1c_2)}}{(a_2b_1 - a_1b_2)}\right]$$

Mit

$$a_1 = -(m_2\cos\beta\cos\varphi'_k + m_3)$$

$$b_1 = m_1\cos(\theta - \varphi'_k) + m_2\sin(\varphi'_k - \beta)$$

$$c_1 = m_1\sin(\theta - \varphi'_k) + m_2\sin\beta\sin\varphi'_k - m_3$$

$$a_2 = \cos\beta\sin\left(\delta_{p,k} + \varphi'_k\right)$$

$$b_2 = \cos\left(\delta_{p,k} + \varphi'_k - \beta\right)$$

$$c_2 = \sin\beta\cos\left(\delta_{p,k} + \varphi'_k\right)$$

$$m_1 = \left(\frac{1 \pm k_{v,d}}{\cos\theta}\right)\left(\frac{2q}{\gamma_{ek}t} + \cos\beta\right)$$

$$m_2 = a_f\left(\frac{2c'_k}{\gamma_{ek}t}\right)$$

$$m_3 = \left(\frac{2c'_k}{\gamma_{ek}t}\right)(\cos\varphi'_k\cos\beta)$$

Der passive Wandreibungswinkel wird abweichend zur SIA 260 [1] gleich Null gesetzt. Diese vorsichtige Annahme entspricht der Vorgabe für Mononobe-Okabe nach Eurocode 8 – Teil 5 [21] und trägt der Überschätzung des passiven Erddrucks Rechnung, die bei der Annahme von ebenen, anstelle gekrümmter Gleitflächen eintreten kann.

$$\delta_{p,k} = 0$$ 7.3.2.3(6)P EC 8-5 [21]

damit wird:

$$K_{pe\gamma}\left(\alpha = 0°, \beta = 0°, \varphi'_k = 30°, \delta_{p,k} = 0°, \theta = 10.3°, c'_k = 10, a_f = 0\right) = 2.674$$

$$K_{pec}\left(\alpha = 0°, \beta = 0°, \varphi'_k = 30°, \delta_{p,k} = 0°, \theta = 10.3°, c'_k = 10, a_f = 0\right) = 3.468$$

5.3.6 Einwirkungen pro m[1]

Die Bezeichnungen und Bedeutungen der einzelnen Einwirkungen gehen aus der nachfolgenden Abbildung hervor:

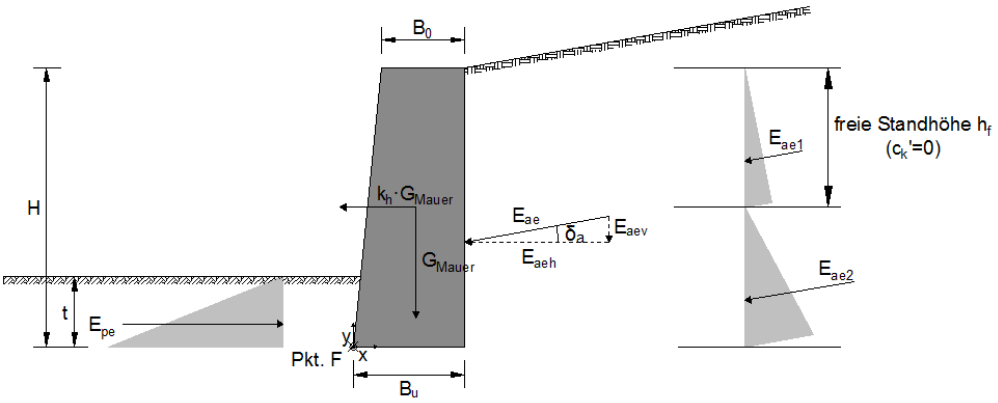


Abb. 5.7 Berücksichtigte Einwirkungen für den Erdbebennachweis.

Eigengewicht Stützmauer:

$$G_{Mauer,k} = \frac{B_o + B_u}{2} \cdot H \cdot \gamma_{ck} = \frac{1.20 + 1.60}{2} \cdot 4.00 \cdot 25.0 = 140.0\ kN/m'$$

Schwerpunkt Stützmauer:

$$x_{s,GMauer} = \frac{B_u^2 - B_o^2 + B_u(B_u + 2B_o)}{3(B_o + B_u)} = \frac{1.60^2 - 1.20^2 + 1.60 \cdot (1.60 + 2 \cdot 1.20)}{3(1.20 + 1.60)} = 0.90\ m$$

$$y_{s,GMauer} \cong \frac{H}{2} = \frac{4.00}{2} = 2.00\ m$$

Aktiver Erddruck:

Die Formel für aktiven Erddruck nach Shukla [54] beinhaltet eine Korrektur für die Zugkräfte im Bereich der freien Standhöhe. Die freie Standhöhe wird im Erdbebenfall gleich abgeschätzt wie im statischen Fall: h_f = 1.71 m. Entsprechend Ziffer 4.3.2.2 SIA 261 [2] wird im Bereich der freien Standhöhe h_f der seismische Erddruck mit c'_k = 0 angesetzt, woraus rechnerisch zwei Erddrücke auf die Mauerrückseite einwirken:

Erddruck in h_f nach 4.3.2.2 SIA 261 [2] (c'_k = 0):

$$E_{ae1,k} = (1 \pm k_{v,d}) \cdot \left(q + \frac{1}{2}(\cos\beta)\gamma_{ek}h_f\right) h_f K_{ae\gamma} - c'_k h_f K_{aec} + \frac{2Kc'^2_k}{\gamma_{ek}}$$
$$= (1 \pm 0) \cdot \left(0 + \frac{1}{2}(\cos 10) \cdot 20 \cdot 1.71\right) 1.71 \cdot 0.549 - 0 + 0 = 15.8\ kN/m'$$

Erddruck unterhalb h_f (c'_k = 10 kN/m²):

$$E_{ae2,k} = (1 \pm k_{v,d}) \cdot \left(q + \frac{1}{2}(\cos\beta)\gamma_{ek}H\right) HK_{ae\gamma} - c'_k HK_{aec} + \frac{2Kc'^2_k}{\gamma_{ek}}$$
$$= (1 \pm 0) \cdot \left(0 + \frac{1}{2}(\cos 10) \cdot 20.0 \cdot 4.00\right) 4.00 \cdot 0.517 - 10.0 \cdot 4.00 \cdot 1.349$$
$$+ \frac{2 \cdot 1.154 \cdot 10.0^2}{20.0} = 39.2\ kN/m'$$

Resultierender Erddruck:

$$E_{ae,k} = E_{ae1,k} + E_{ae2,k} = 15.8 + 39.2 = 55.0\ kN/m'$$

$$E_{aeh,k} = E_{ae,k} \cdot \cos(\delta_{a,k}) = 55.0 \cdot \cos(20°) = 51.7\ kN/m'$$

$$E_{aev,k} = E_{ae,k} \cdot \sin(\delta_{a,k}) = 55.0 \cdot \sin(20°) = 18.8\ kN/m'$$

Bei nicht abgestützten Stützmauern ist die Wirkung der Zusatzdrücke wie jene der statischen Drücke anzusetzen (7.5.2.4 SIA 267 [8]). Der Angriffspunkt des Erddruckes bezüglich des Fusspunktes F bleibt deshalb gleich wie nach statischer Berechnung:

$x_{s,Ea} = 1.60\ m$

$y_{s,Ea} = 1.51\ m$

Passiver seismischer Erddruck:

$$E_{pe,k} = \frac{1}{2}\left(1 \pm k_{v,d}\right) \cdot K_{pe\gamma}\gamma_{ek}t^2 \cos\beta + K_{pec}c'_k t$$

$$= \frac{1}{2}(1 \pm 0) \cdot 2.674 \cdot 20.0 \cdot 1.00^2 \cdot \cos 0 + 3.468 \cdot 10.0 \cdot 1.00 = 61.4\ kN/m'$$

$$E_{peh,k} = E_p \cdot \cos\left(\delta_{p,k}\right) = 61.4 \cdot \cos(0) = 61.4\ kN/m'$$

$$E_{pev,k} = 0$$

5.3.7 Nachweis Kippen (GZ Typ 1)

Erdbeben gelten als aussergewöhnliche Überprüfungssituation. Für aussergewöhnliche Überprüfungssituationen sind in der Norm SIA 260 [1] keine Lastbeiwerte definiert, da die Überprüfungswerte der Einwirkungen direkt festgelegt werden (Ziffer 5.3.3.4 SIA 267 [8]).

Abb. 5.8 Verwendete Lastbeiwerte und Partialfaktoren

Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren γ_m		
Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c
-	-	-	-	-

Nachweis: $e_d \leq e_{gr}$ (38) SIA 267 [8]

Überprüfungswert der Lastexzentrizität:

$$e_d = \frac{B_u}{2} - a$$

mit $$a = \frac{G_{Mauer,k} \cdot x_{s,GMauer} + E_{aev,k} \cdot x_{s,Ea} + \frac{E_{peh,k}}{\gamma_M} \cdot y_{s,Ep} - G_{Mauer,k} \cdot k_{h,d} \cdot y_{s,GMauer} - E_{aeh,k} \cdot y_{s,Ea}}{G_{Mauer,k} + E_{aev,k} + \frac{E_{pev,k}}{\gamma_M}}$$

$$= \frac{140.0 \cdot 0.90 + 18.8 \cdot 1.60 + \frac{61.4}{1.4} \cdot 0.33 - 140.0 \cdot 0.182 \cdot 2.00 - 51.7 \cdot 1.51}{140.0 + 18.8 + 0} = 0.26\ m$$

$\gamma_M = 1.4$ (14) SIA 267 [8]

$$e_d = \frac{1.60}{2} - 0.26 = 0.54\ m$$

Zulässige Lastexzentrizität:

$$e_{gr} = \frac{B_u}{3} = \frac{1.60}{3} = 0.53\ m$$ (39) SIA 267 [8]

Nachweis:

$$e_d = 0.54 \geq e_{gr} = 0.53 \rightarrow n.i.O. \qquad \left(SF = \frac{e_{gr}}{e_d} = \frac{0.53}{0.54} = 0.98\right)$$

5.3.8 Nachweis Gleiten (GZ Typ 2)

Abb. 5.9 Verwendete Lastbeiwerte und Partialfaktoren

Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren			
Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c	γ_R
-	-	1.0	1.2	1.5	1.0

Nachweis: $E_{T,d} \leq R_{T,d} + R_{E,d}$ (36) SIA 267 [8]

Überprüfungswert der Auswirkung:

$E_{T,d} = E_{aeh,k} + G_{Mauer,k} \cdot k_{h,d} = 51.7 + 140.0 \cdot 0.182 = 77.1\ kN/m'$

Überprüfungswert des Gleitwiderstandes:

$$R_{T,d} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \left(E_{aev,k} + \frac{E_{pev,k}}{\gamma_M} + G_{Mauer,k}\right) \cdot \tan\delta_d + B' \cdot 1 \cdot c'_d$$ (31) SIA 267 [8]

mit $\delta_k = \varphi'_k$ ← raue Sohle, $\varphi'_k < 35°$ (27) SIA 267 [8]

$$\tan\delta_d = \frac{\tan\delta_k}{\gamma_\varphi} = \frac{\tan 30°}{1.2} = 0.48$$ (5) SIA 267 [8]

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = \frac{10.0}{1.5} = 6.67\ kN/m^2$$ (5) SIA 267 [8]

$\gamma_M = 1.4$ (14) SIA 267 [8], (34) SIA 267 [8]

$B' = B_u - 2 \cdot e_d = 1.60 - 2 \cdot 0.54 = 0.52\ m$ Fig. 4 SIA 267 [8]

$R_{T,d} = 1.0 \cdot (18.8 + 0 + 140.0) \cdot 0.48 + 0.52 \cdot 1 \cdot 6.67 = 79.7\ kN/m'$

Bodenreaktion an der Stirnseite des Fundamentkörpers:

$$R_{E,d} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot R_{e,k} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot E_{peh,k}$$ (33) SIA 267 [8]

mit $\gamma_M = 1.4$ (14) SIA 267 [8], (34) SIA 267 [8]

$$R_{E,d} = \frac{1}{1.4} \cdot 61.4 = 43.9\ kN/m'$$

Mit der Grenzzustandsgleichung:

$$E_{T,d} = 77.1 \leq R_{T,d} + R_{E,d} = 79.7 + 43.9 \rightarrow i.O. \qquad \left(SF = \frac{R_{T,d} + R_{E,d}}{E_{T,d}} = \frac{79.7 + 43.9}{77.1} = 1.61\right)$$

5.3.9 Nachweis Grundbruch (GZ Typ 2)

Da $k_{v,d}$ = 0 gesetzt wurde und die Lastbeiwerte im Erdbebennachweis entfallen, ist nur ein Fall zu untersuchen.

Abb. 5.10 Verwendete Lastbeiwerte und Partialfaktoren

Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren γ_m		
Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c
-	-	1.0	1.2	1.5

Nachweis: $E_{N,d} \leq R_{N,d}$ (37) SIA 267 [8]

Überprüfungswert der Auswirkung:

$$E_{N,d} = G_{Mauer,k} + E_{aev,k} + \frac{E_{pev,k}}{\gamma_M}$$

$$\gamma_M = 1.4$$ (14) SIA 267 [8]

$$E_{N,d} = 140.0 + 18.8 + \frac{0}{1.4} = 158.8\ kN/m'$$

Überprüfungswert des Grundbruchwiderstandes:

Der vorliegende Boden ist nicht feinkörnig und wird mit $\gamma_f\, a_{gd}\, S$ > 1.0 m/s² beschleunigt. Nach Ziffer 7.5.3.3 SIA 267 [8] ist in diesem Fall die Trägheit des stützenden Bodens zu berücksichtigen. In der klassischen dreigliedrigen Tragwiderstandsformel werden die statischen Tragfähigkeitsfaktoren N_{cS}, N_{qS} und $N_{\gamma S}$ deshalb ersetzt durch die Tragfähigkeitsfaktoren unter Erdbebeneinwirkung N_{cE}, N_{qE} und $N_{\gamma E}$. Für horizontale Streifenfundamente kann die folgende Formel verwendet werden:

$$R_{N,d} = B'\left(c'_d \cdot N_{cE} + q_d \cdot N_{qE} + \frac{\gamma'_{ek} \cdot B'}{2} \cdot N_{\gamma E}\right)$$ (D.2) EC 7-1 [19]

Statische Tragfähigkeitsfaktoren nach Eurocode 7 - Teil 1 [19]:

$$N_{qS} = e^{\pi \cdot \tan \varphi'_d} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'_d}{2}\right) = 11.5 \qquad \text{mit } \varphi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_\gamma}\right)$$

$$N_{cS} = \left(N_{qS} - 1\right) \cdot \cot \varphi'_d = 21.8$$

$$N_{\gamma S} \cong 2 \cdot \left(N_{qS} - 1\right) \cdot \tan \varphi'_d = 10.1$$

Die Tragfähigkeitsfaktoren unter Erdbebeneinwirkung lassen sich mittels der Reduktionsfaktoren N_{cE}/N_{cS}, N_{qE}/N_{qS}, $N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$ aus Abb. 5.12 berechnen. Dabei gilt:

$$f = \frac{H}{V \cdot k_{h,d}} = \frac{E_{aeh,k} + G_{Mauer,k} \cdot k_{h,d} - \frac{E_{peh,k}}{\gamma_M}}{\left(G_{Mauer,k} + E_{aev,k} + \frac{E_{pev,k}}{\gamma_M}\right) \cdot k_{h,d}} = \frac{51.7 + 140 \cdot 0.183 - \frac{61.4}{1.4}}{(140.0 + 18.8 + 0) \cdot 0.183} = 1.15$$

$$n = \frac{H}{V \cdot \tan \varphi'_d} = \frac{f \cdot k_{h,d}}{\tan \varphi'_d} = \frac{f \cdot k_{h,d}}{\frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_\varphi}} = \frac{1.15 \cdot 0.183}{\frac{\tan 30°}{1.2}} = 0.44$$

Durch Interpolation erhält man:

$\frac{N_{cE}}{N_{cS}} = 0.80, \frac{N_{qE}}{N_{qS}} = 0.60, \frac{N_{\gamma E}}{N_{\gamma S}} = 0.45,$

$q_d = t \cdot \gamma_{ek} = 1.00 \cdot 20.0 = 20.0\ kN/m^2$

$B' = B_u - 2 \cdot e_d = 1.60 - 2 \cdot 0.54 = 0.52\ m$

$$R_{N,d} = 0.52\left(\frac{10.0}{1.5} \cdot 21.8 \cdot 0.80 + 20.0 \cdot 11.5 \cdot 0.60 + \frac{20.0 \cdot 0.52}{2} \cdot 10.1 \cdot 0.45\right) = 144.5\ kN/m'$$

Nachweis:

$$E_{N,d} = 158.8 \geq R_{N,d} = 144.5 \rightarrow n.i.O. \qquad \left(SF = \frac{R_{N,d}}{E_{N,d}} = \frac{144.5}{158.8} = 0.90\right)$$

5.3.10 Kritischer Erdbebenbeschleunigungskoeffizient k_{crit}

Wird für jedes der betrachteten Gefährdungsbilder der Verlauf des Sicherheitsfaktors *SF* in Abhängigkeit des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten $k_{h,d}$ dargestellt. Zur Erinnerung:

$k_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S$ *mit* $\gamma_f = 1.2$, *q_a = 1.5, q_h = 1.0 und S = 1.40 im vorliegendem Fall.*

Die Sicherheitsfaktoren übersteigen bei geringer Erdbebeneinwirkung den entsprechenden Sicherheitsfaktor der statischen Situation (hier als $k_{h,d}$ = 0 eingetragen). Dies liegt unter anderem an der rechnerischen Berücksichtigung des passiven Erddrucks. Zudem gelten Erdbeben als aussergewöhnliche Überprüfungssituation. Die Einwirkungen fliessen deshalb ohne Lastbeiwerte in den Nachweis ein.

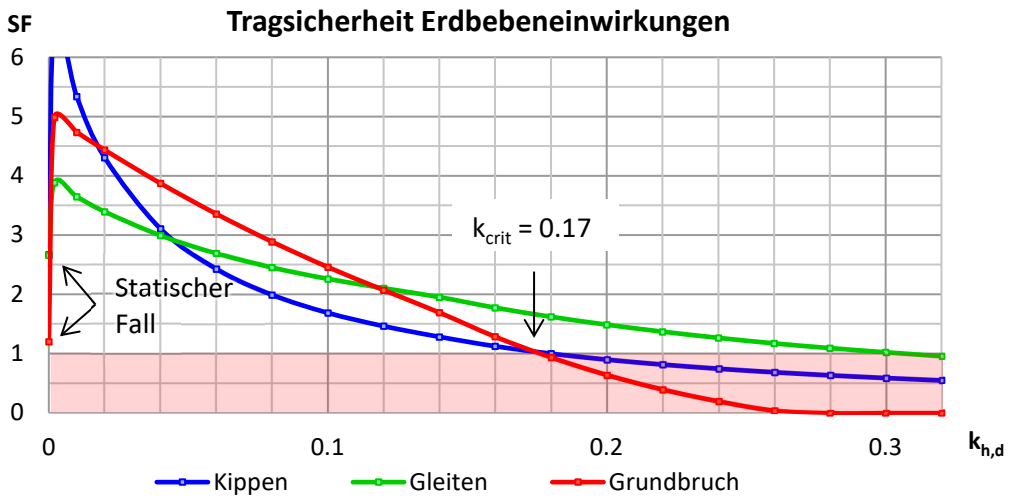


Abb. 5.11 Tragsicherheit in Abhängigkeit des Erdbebenbeschleunigungskoeffizienten $k_{h,d}$.

Eine Erdbebenbeschleunigung $k_{h,d}$ wird kritisch, wenn der Sicherheitsfaktor unter 1 fällt. In diesem Fall ist die Tragsicherheit nicht mehr gewährleistet. Im betrachteten Beispiel wird das Gefährdungsbild Grundbruch bei der horizontalen Erdbebenbeschleunigung von $k_{h,d}$ = 0.17 kritisch, was einen Wert von a_{gd} = 1.5 m/s² entspricht. Oberhalb dieses Werts übersteigen die Einwirkungen den Tragwiderstand des Stützbauwerks.

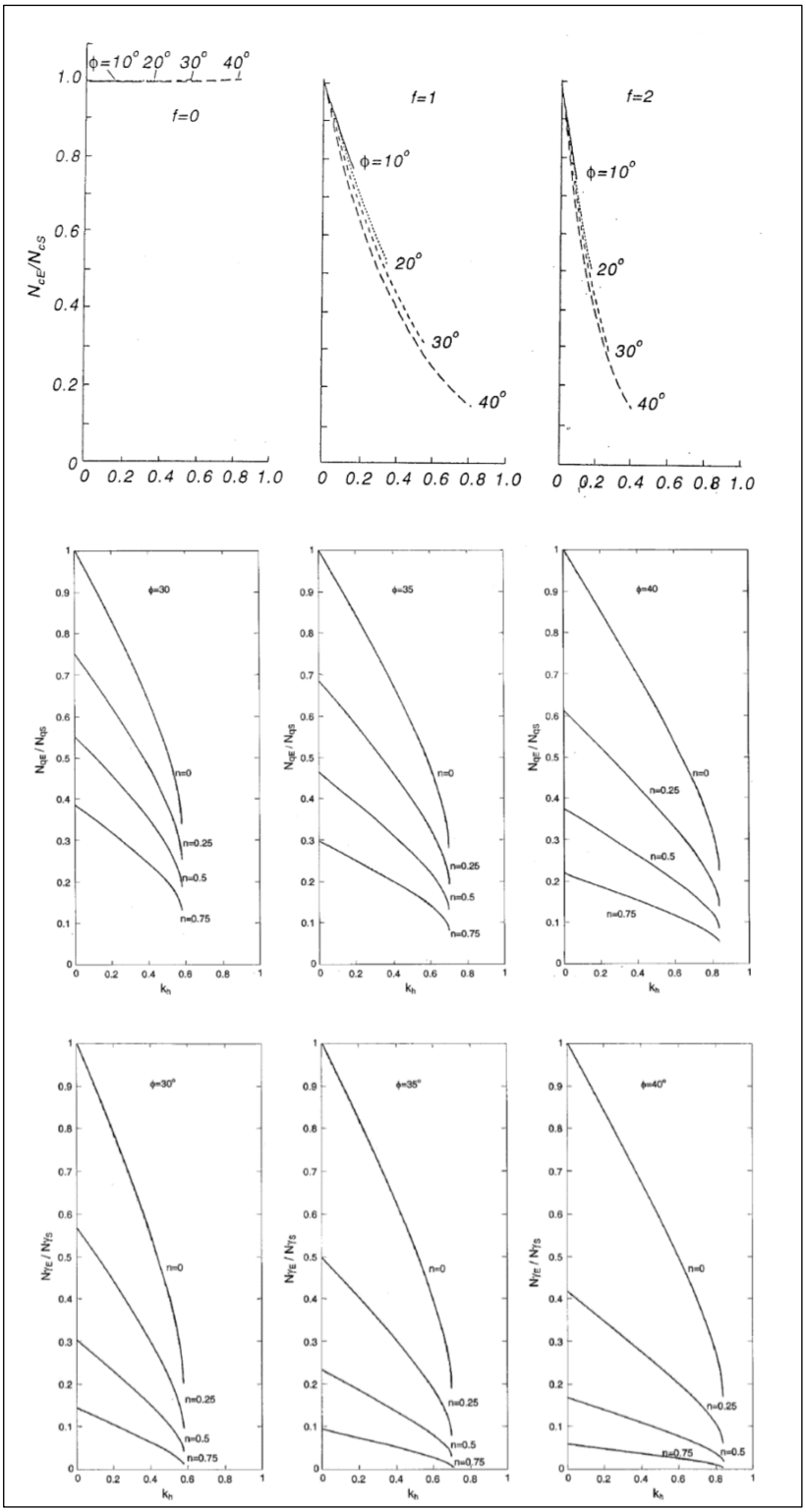


Abb. 5.12 Verhältnis zwischen seismischen und statischen Tragfähigkeitsfaktoren, nach Fishman et al. (2003) [33] und Shi et al. (1995) [53].

5.3.11 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich gemäss Ziffer 9.1.3 SIA 269/8 [17] aus einem Vergleich der Erdbebeneinwirkung A_R, die zum nominellen Versagen von tragenden Bauteilen (inkl. Boden) führt, mit dem Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung $A_{d,act}$:

$$\alpha_{eff} = \frac{A_R}{A_{d,act}} = \frac{k_{crit} \cdot G_k}{k_{h,d} \cdot G_k} = \frac{k_{crit}}{k_{h,d}} = \frac{0.17}{0.183} = 0.93 \qquad \text{(26) SIA 269/8 [17]}$$

Gemäss Ziffer 9.1 SIA 269/8 [17] sind Massnahmen in diesem Fall in der Regel unverhältnismässig. Der Ist-Zustand kann akzeptiert werden. Mit einem Wert von q_a = 2,0 anstatt 1,5 wäre der Erfüllungsfaktor α_{eff} > 1.0.Die Anforderungen an die ESK II (Grenzwerte der Setzungen der Strasse v_{Rk} = 10 cm) sind sehr wahrscheinlich vollumfänglich eingehalten. Dies wird mit der nachfolgenden deformationsbasierten Überprüfung untersucht, welche in der Praxis in diesem Fall nicht durchgeführt werden müsste.

5.3.12 Sensitivitätsstudie: Geländeneigung und kapillare Kohäsion

Zur Abschätzung des Einfluss von Kohäsion und ansteigendem Gelände oberhalb der Mauer wurden insgesamt sechs Beispiele die knapp die Nachweise der Tragsicherheit für ständige Lasten erfüllen mit dem kraftbasierten Verfahren bezüglich der Erdbebensicherheit überprüft. Die Mauersohlbreiten B_u für die verschiedenen Situationen sind in der Abb. 5.13 dargestellt:

Abb. 5.13 Minimale Mauersohlbreiten aufgrund der betrachteten Gefährdungsbilder

	ϕ'_k = 30° Kohäsion c'_k = 0			ϕ'_k = 30° Kohäsion c'_k = 10 kPa		
	β = 0°	β = 10°	β = 20°	β = 0°	β = 10°	β = 20°
Gleiten	1.24 m	1.39 m	1.54 m	0.73 m	0.81 m	0.96 m
Kippen	1.35 m	1.42m	1.65 m	1.11 m	1.16 m	1.24 m
Grundbruch	2.61 m	2.78 m	3.04 m	1.42 m	1.52 m	1.69 m

In den Beispielen wurden jeweils die drei Gefährdungsbilder Gleiten, Kippen und Grundbruch berücksichtigt. Massgebend war in allen Fällen der statische Grundbruch. Die minimalen Mauerfundamente nehmen mit zunehmendem Hinterfüllungswinkel leicht zu. Wird die Kohäsion berücksichtigt, so reduzieren sich die berechneten Abmessungen deutlich.

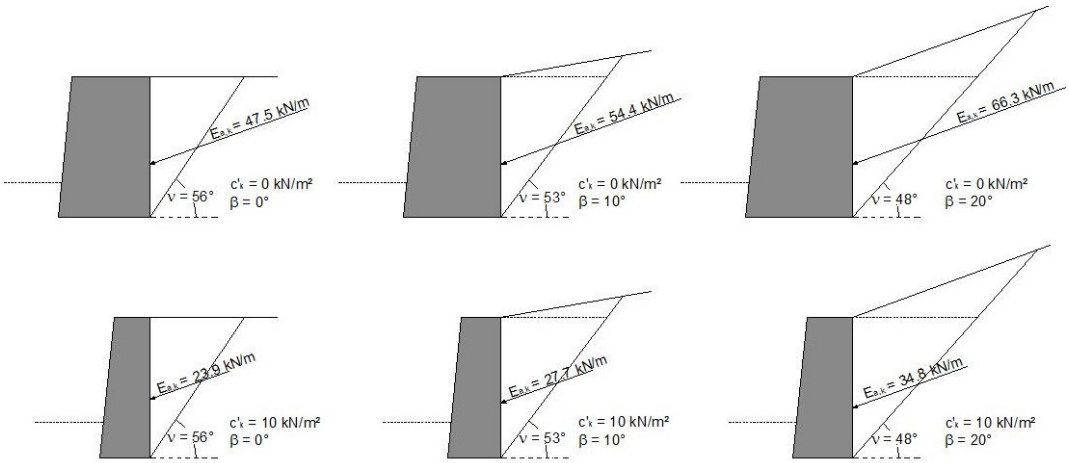


Abb. 5.14 Mindestabmessungen der Schwergewichtsmauer für die Erfüllung der Nachweise der Tragsicherheit für ständige Lasten in Abhängigkeit der Kohäsion und des Hinterfüllungswinkels.

Die Schwergewichtsmauern in kohäsionslosem Material weisen Kronenbreiten von über zwei Metern auf und liegen aufgrund des grossen Materialeinsatzes wohl jenseits einer wirtschaftlichen Bauweise. In der Praxis wären hier andere Bauwerkstypen (z.B. Winkelstützmauer, Sporn, bewehrte Erde) vorzuziehen. Aus Vergleichsgründen wurden die Stützbauwerke dennoch als trapezförmige Schwergewichtsmauern aus Beton dimensioniert.

Der kritische Bodenbeschleunigungskoeffizient für das massgebende Gefährdungsbild liegt für jede der betrachteten Situationen im Bereich von k_{crit} = 0.13 bis 0.17. Das massgebende Gefährdungsbild im kohäsionslosen Hinterfüllungsmaterial ist der Grundbruch. Im kohäsiven Boden wird teilweise Kippen massgebend; die Mauerfussdimensionen sind hier deutlich geringer ausgebildet, sodass zusätzliche horizontale Kräfte schnell zur Instabilität führen können. Bezüglich des Geländeneigungswinkels β lässt sich keine deutliche Erkenntnis ableiten.

Abb. 5.15 Massgebendes Gefährdungsbild (rot) und kritische Beschleunigung k_{crit}

	ϕ'_k = 30° Kohäsion c'_k = 0			ϕ'_k = 30° Kohäsion c'_k = 10 kPa		
	β = 0°	β = 10°	β = 20°	β = 0°	β = 10°	β = 20°
Kippen	> 0.32	> 0.32	≈ 0.16	0.14	0.18	≈ 0.16
Gleiten	0.26	0.22	≈ 0.16	0.32	0.30	≈ 0.16
Stat. Grundbruch	0.17	0.16	0.13	0.16	0.17	≈ 0.16

Übersteigt der horizontale Bodenbeschleunigungskoeffizient den Wert $k_{h,d}$ = 0.16, erreicht die Methode nach Shukla beim Hinterfüllungswinkel von β = 20° ihre Grenzen. Der Gleitwinkel υ_{ae} wird kleiner als der Hangneigungswinkel, sodass kein Kräftegleichgewicht erreicht werden kann.

Falls $\beta > \varphi'_k - \theta$ empfiehlt sich die Erddruckermittlung mit der allgemeinen Methode des Grenzgleichgewichts nach Chugh [32]. Dieses Verfahren basiert auf der Verwendung von weit verbreiteten Hangstabilitäts-Programmen und empfiehlt sich auch für kompliziertere Hanggeometrien und bei geschichteter Hinterfüllung. Eine mögliche Anwendung ist im Kapitel 7 dokumentiert.

Der minimale Erfüllungsfaktor aus diesen sechs verschiedenen Situationen beträgt α_{eff} = k_{crit} / $k_{h,d}$ = 0.13 / 0.183 = 0.70. Hier wieder wäre der minimale Erfüllungsfaktor mit einem Wert von q_a = 2.0 anstatt 1.5 sehr wahrscheinlich ≈ 1.0.

5.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FE-basiertes Verfahren

5.4.1 Einleitung

In den Handrechnungen wird unterschieden zwischen verschiedenen Gefährdungsbildern wie „Kippen“, „Gleiten“ und „Grundbruch“. Die Methoden für das Gefährdungsbild „Gleiten“ basieren meistens auf der Newmark-Analyse. Für andere Gefährdungsbilder finden sich in der Literatur sowie auch in den Normen SIA und Eurocode nur vereinzelt Ansätze für ein verformungsbasiertes Verfahren. Deshalb wird meist die Anwendung einer Finite-Elemente-Methode empfohlen.

Werden die Verformungen numerisch ermittelt, lässt sich nicht a priori sagen, welcher Grenzzustand massgebend wird. Meistens lässt sich das Versagen auch nicht auf eine einzige Grenzsituation beschränken. Vielmehr weisen typische Schadbilder von Erdbeben auf ein kombiniertes Versagen hin.

5.4.2 FE Modell

Die Berechnungen werden mit dem Programmsystem PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) durchgeführt. Das verwendete Finite-Elemente-Modell ist in Abb. 5.16 dargestellt. Der Ausschnitt umfasst einen Bereich von 300 m x 20 m. Es wurde eine grosse Modellbreite gewählt, damit sich die Randeinflüsse nicht bis in das Umfeld des Bauwerks auswirken.

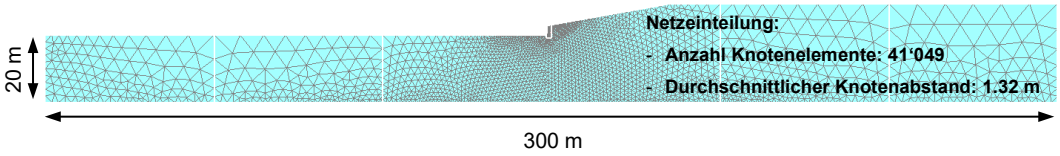


Abb. 5.16 Connectivity Plot mit Darstellung der Netzeinteilung.

Die Netzdichte wurde so gewählt, dass der durchschnittliche Knotenabstand eine genügende Auflösung der Scherwellen gewährleistet:

$$Elementgrösse \leq \frac{v_s}{f_{max} \cdot 10} \cong \frac{200\,\frac{m}{s}}{15\,Hz\ \cdot 10} = 1.33\,m$$

In Bauwerksnähe wurde das Netz stark verdichtet, damit die Wellenfortpflanzung und das Deformationsverhalten im interessierenden Bereich möglichst genau abgebildet werden kann.

Für die Modellierung des Baugrunds wird das Stoffgesetz Hardening Soil Small Strain (HSS) verwendet. Dieses berücksichtigt sowohl die spannungsabhängige Steifigkeit als auch Ent- und Wiederbelastungsvorgänge. Zudem ist der Schermodul *G* abhängig von der Grösse der Scherdeformation. Wird ein Bodenelement durch eine Schwingung beansprucht, so beschreiben die Schubspannung und die zugehörige Scherdehnung eine Hystereseschlaufe. Die Dämpfung im HSS Modell erfolgt deshalb modellbedingt hysteretisch. Der Schermodul *G* wird bei kleinen Dehnungen maximal und nimmt mit zunehmender Deformation ab. Die hysteretische Dämpfung verhält sich umgekehrt. Um auch bei geringen Scherdeformationen eine Dämpfung zu gewährleisten, kann deshalb optional eine geringe Rayleigh-Dämpfung in die Berechnung eingeführt werden.

Wenn wie im vorliegenden Beispiel eine grössere Rayleigh-Dämpfung eingeführt wird, so muss sichergestellt werden, dass die systemrelevanten Frequenzen nicht überdämpft werden. Die Rayleigh-Dämpfungsparameter wurden deshalb so festgelegt, dass die ersten beiden Eigenfrequenzen der Bodensäule mit rund 5% gedämpft werden. Die Eigenfrequenzen wurden mittels einer äquivalent-linearen Analyse an der eindimensionalen Bodensäule ermittelt.

Das Stützbauwerk selbst wird als Kontinuumselement mit einem linear-elastischen Stoffgesetz modelliert. Die Bauwerksdämpfung wird vernachlässigt.

Im verformungsbasierten Verfahren sind die bleibenden Deformationen gemäss Ziffer 8.4.4 SIA 269/8 [17] mit charakteristischen Bodenkennwerten zu bestimmen (vgl. Abb. 5.17). Deshalb erfolgen sämtliche Modelleingaben mit charakteristischen Boden- und Materialkennwerten.

Abb. 5.17 Verwendete Modellparameter. Legende Herkunft: 1 = Laborversuch, 2 = Schätzwert (Literatur), 3 = Annahme, 4 = Norm, 5 = Äquivalent-lineare Analyse

Modellparameter Baugrund und Bauwerk (Referenzdruck p_{ref} = 100 kN/m²)				**Charakt. Wert**	**Herkunft**
Hinterfüllung und anstehender Baugrund (HSS Modell)	Eigenlast, ungesättigt	γ_{unsat}	[kN/m³]	20	1
	Steifigkeit Erstbelastung	$E_{50,ref}$	[MPa]	20	1
		$E_{oed,ref}$	[MPa]	20	1
	Steifigkeit Wiederbelastung	$E_{ur,ref}$	[MPa]	70	1
	Modellfaktor für spannungs-abhängige Steifigkeitszunahme	m	[-]	0.5	2
	Kohäsion	c'	[kPa]	10	1
	Reibungswinkel	ϕ'	[°]	30	1
	Dilatanzwinkel	ψ	[°]	0	1
	Querdehnzahl (Wiederbelastung)	ν'_{ur}	[-]	0.2	1
	Ruhedruck-Beiwert	$K_{0,nc}$	[-]	0.5	2
	Rayleigh Dämpfung	α_R	[-]	1.185	5
		β_R	[-]	0.0016	5
	Schubmodul bei kleinen Dehnungen	$G_{0,ref}$	[MPa]	100	1
	Modellfaktor zur Festlegung des Anwendungsbereichs von $G_{0,ref}$	$\gamma_{0.7}$	[-]	$2.5 \cdot 10^{-4}$	1
Stahlbeton (linear-elastisch)	Eigenlast, ungesättigt	γ_{unsat}	[kN/m³]	25	4
	Rayleigh Dämpfung	α_R	[-]	0	3
		β_R	[-]	0	3
	Steifigkeit	E'	[kPa]	$3 \cdot 10^7$	2
	Querdehnungszahl	ν'	[-]	0.15	2

Für die Modellierung des seitlichen Übergangs zwischen Stützbauwerk und Boden werden sogenannte Interface-Elemente verwendet. Damit wird das verminderte Reibungsverhalten berücksichtigt, wobei deren Scherfestigkeitsparameter in den seitlichen Kontaktflächen zur Mauer auf 2/3 reduziert werden. Die Scherfestigkeitsparameter entlang der Bauwerkssohle wurden jedoch analog zur Handrechnung nicht reduziert. Damit gilt im besagten Bereich $\delta_k = \varphi'_k$.

Der Schubmodul G wird hier als bekannt angenommen. Geotechnische Standardberichte enthalten jedoch häufig keine dynamischen Kennwerte (v_s, G-Modul). Für numerische Modellierungen von Erdbebeneinwirkungen sind entweder zusätzliche dynamische Untersuchungen durchzuführen oder Schätzwerte zu verwenden.

5.4.3 Randbedingungen und Erdbebenanregung

Da ein Felshorizont mit starkem Impedanzkontrast vorhanden ist, lässt sich der untere Rand des FE-Modells realitätsnah durch fixe Randbedingungen modellieren.

Für die seitlichen Randbedingungen werden sogenannte „free-field boundaries“ gewählt. Diese setzen separat berechnete Bewegungen des freien Feldes als seitliche Verschiebungsbedingungen an. Durch Einsetzen von viskosen Dämpfern zwischen dem Modellbereich und den Free-field Randelementen können relative Bewegungen absorbiert werden. Befinden sich die seitlichen Ränder zu nahe am interessierenden Modellausschnitt, kann es aufgrund von Randeinflüssen zu einer Verfälschung der

Deformation führen. Die Abmessungen des FE-Modells sind deshalb in der Modellvalidierung zu überprüfen.

Aus der Liste der vorgeschlagenen Erdbebenzeitverläufe (siehe Anhang Abb. I.1) wird die Serie für die Baugrundklasse E verwendet. Weitere Hinweise zu den Anforderungen für die Selektion von Erdbebenzeitverläufen sind im Anhang III der begleitenden Dokumentation gegeben.

Abb. 5.18 Überblick über die verwendeten Beschleunigungszeitverläufe

Datei Zeitverlauf	**Dauer [s]**	**PGA skaliert · a_{gd} · γ_f = $a_{h,max}$ [m/s²]**
BGK_E_1	15.0	1.93 · 1.6 · 1.2 = 3.706
BGK_E_2	20.0	-1.43 · 1.6 · 1.2 = -2.746
BGK_E_3	15.0	1.40 · 1.6 · 1.2 = 2.688
BGK_E_4	25.0	-1.41 · 1.6 · 1.2 = -2.707
BGK_E_5	20.0	-1.74 · 1.6 · 1.2 = -3.341
BGK_E_6	15.0	-1.77 · 1.6 · 1.2 = -3.398
BGK_E_7	35.0	-1.55 · 1.6 · 1.2 = -2.976

Die berechneten Beschleunigungsspitzen $a_{h,max}$ in Abb. 5.18 beziehen sich auf den Bauwerksstandort an der Erdoberfläche. In PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) erfolgt die Erdbebenanregung jedoch am Modellgrund (Brinkgreve et al., 2012 [25]). Im vorliegenden Fall ist der Modellgrund starr und entspricht dem Übergang von der Felsschicht zur Lockergesteinsschicht. Die eingegebenen Bewegungen propagieren durch die Bodenschichten zur Oberfläche, wo sie reflektiert werden. Da sich der Beschleunigungszeitverlauf durch die dynamischen Eigenschaften des Bodens verändert, unterscheidet sich das Signal an der Bodenoberfläche von der Eingabe am Modellgrund.

5.4.4 Kontrolle des Antwortspektrums im FE-Modell

Vor den eigentlichen Auswertungen sind die in der FE-Analyse verwendeten Zeitverläufe an der freien Oberfläche zu überprüfen. Diese Kontrollen erfolgen an dem Punkt C, welcher sich in diesem Fallbeispiel in einem Abstand von 5 m von der Schwergewichtsmauer befindet (vgl. Abb. 5.22).

Dabei sind folgende beiden Anforderungen zu erfüllen:

1. Der Mittelwert dieser erfassten maximalen horizontalen Beschleunigungen muss mindestens dem normgemässen $a_{h,max} = \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S$ entsprechen.
2. Für die Gesamtheit der verwendeten Zeitverläufe ist das über alle Verläufe gemittelte, elastische Antwortspektrum an der Bodenoberfläche zu generieren. Im Bereich bis 2 s soll dieses Spektrum im Normalfall über 90% des elastischen Normspektrums liegen.

Im vorliegenden Beispiel wurde die zweite oben genannte Anforderung nicht auf Anhieb erfüllt. Aus diesem Grund wurden die Erdbebenzeitverläufe aus Abb. 5.18 mittels der Software *SeismoMatch* gezielt moduliert (vgl. Abb. 5.19) und deren Amplitude anschliessend noch auf 125% hochskaliert. Mit diesen beiden Massnahmen konnten einerseits beide Anforderungen erfüllt werden und andererseits konnte dadurch der Durchschnitt der Antwortspektren besser an das Normspektrum angenähert werden (vgl. Abb. 5.20). Überflüssige Konservativität wurde auf diese Weise ebenfalls aus dem System entfernt.

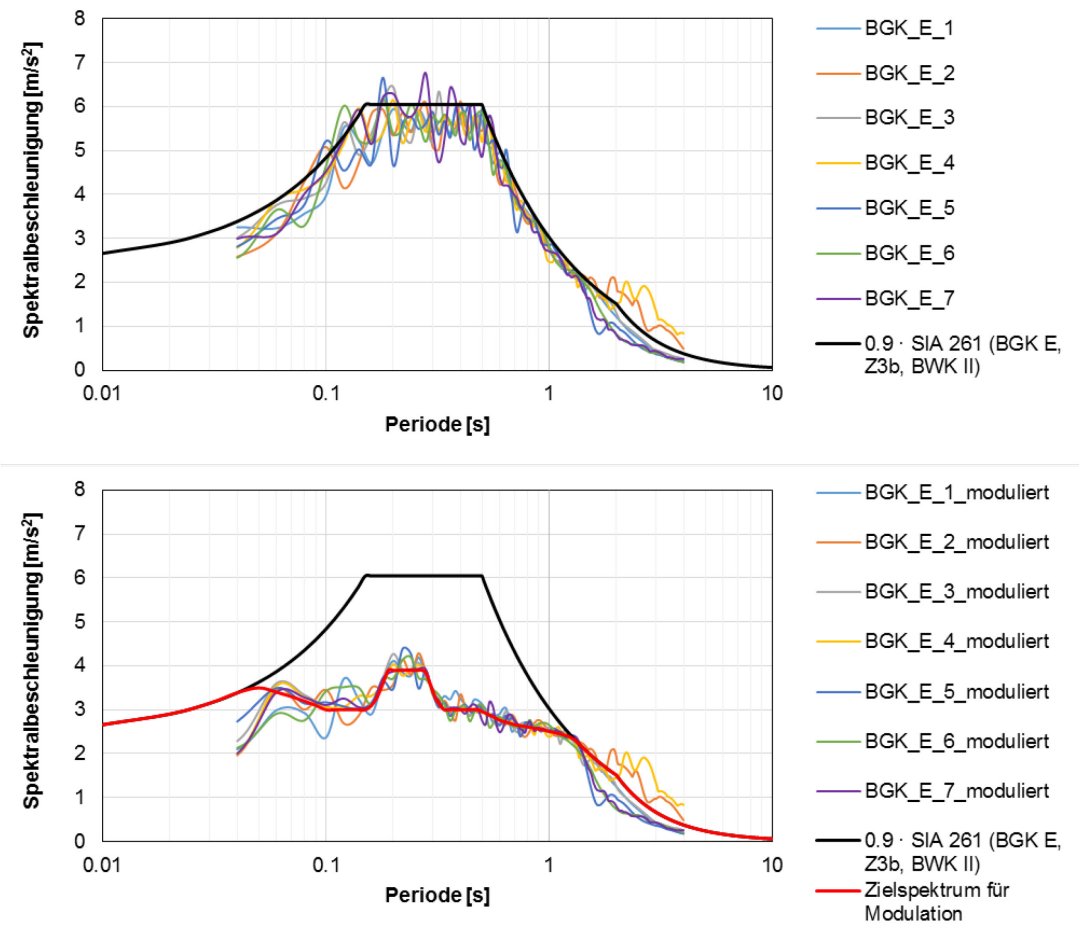


Abb. 5.19 Vergleich der elastischen mit 5% gedämpften Antwortspektren der Erdbebenzeitverläufe vor der Modulation (oben) und nach der Modulation (unten) mittels der Software SeismoMatch.

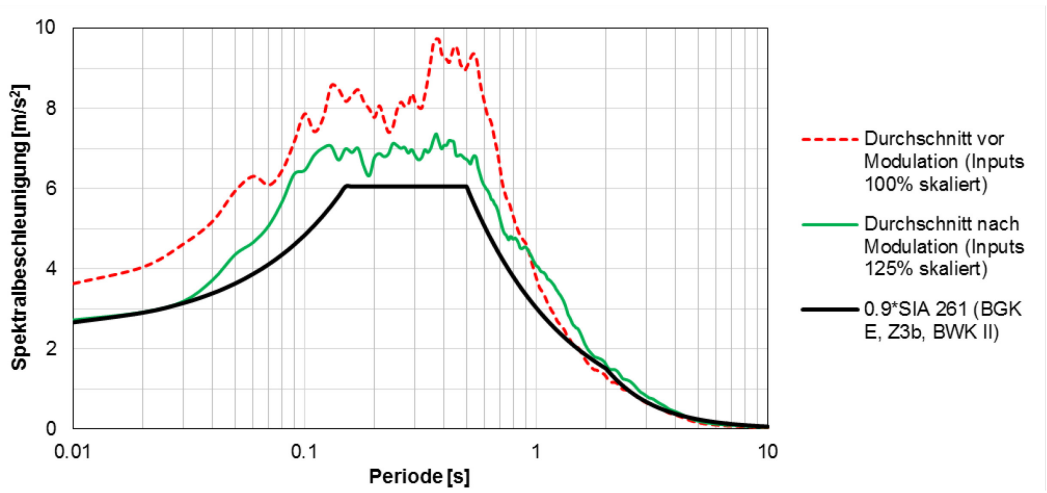


Abb. 5.20 Vergleich des mittleren mit 5% gedämpften elastischen Spektrums im FE-Modell bei Punkt C mit 90% des elastischen Antwortspektrums gemäss SIA 261 [2] (inkl. γ_I).

5.4.5 Validierung des FE-Modells

Die Modellabmessungen wurde mittels einer Vergleichsmodellierung mit verschiedenen Modellbreiten validiert: 100 m, 200 m, 300 m und 400 m. Abb. 5.21 und Abb. 5.22 zeigen die relevanten Resultate für den modulierten und skalierten Zeitverlauf BGK_E_3. Ab einer Modellbreite von 200 bis 300 m bleiben sowohl die Antwortspektren im Kontrollpunkt als auch die Mauerverschiebung annähernd konstant.

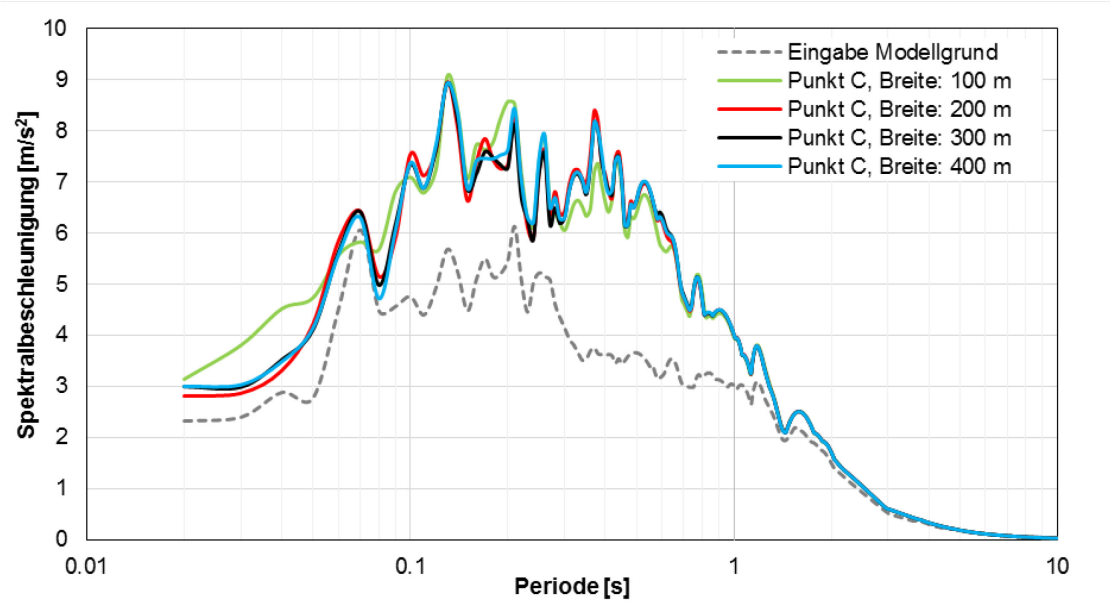


Abb. 5.21 Elastisches Antwortspektrum im Kontrollpunkt C mit 5 m Distanz zum Mauerfuss in Abhängigkeit der Modellbreite. Zeitverlauf: BGK_E_3 (moduliert & skaliert).

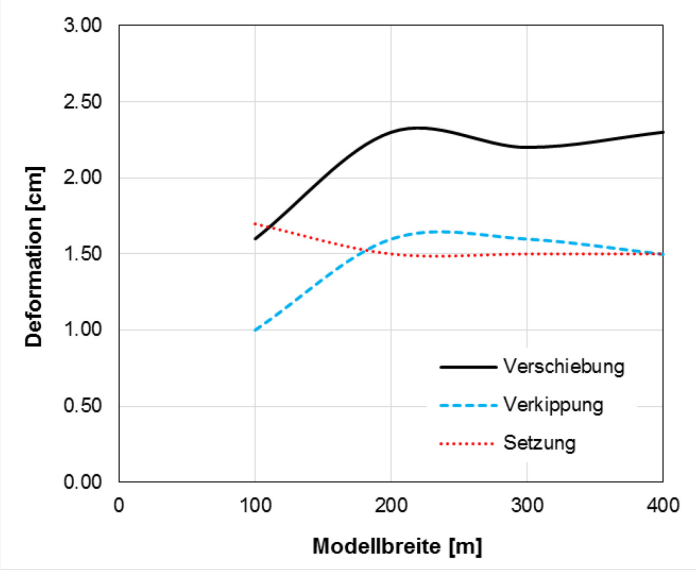


Abb. 5.22 Verschiebung, Verkippung und Setzung der Mauer in Abhängigkeit der Modellbreite. Zeitverlauf: BGK_E_3 (moduliert & skaliert).

Die Netzeinteilung wurde ebenfalls anhand einer Sensitivitätsstudie kontrolliert. Bei der Verwendung des HSS Modells kann die Netzabhängigkeit der Berechnung grösser sein als bei einem herkömmlichen Mohr-Coulomb Modell. Die Berechnung mit einem durchschnittlichen Knotenabstand von 1.04 m führte jedoch im vorliegenden Fall praktisch zu den gleichen Resultaten wie die Berechnung mit einem durchschnittlichen Knotenabstand von 1.33 m. Die zeitliche Diskretisierung wurde so festgelegt, dass der Berechnungszeitschritt dem Zeitschritt des Inputsignals entspricht (= 0.01 s).

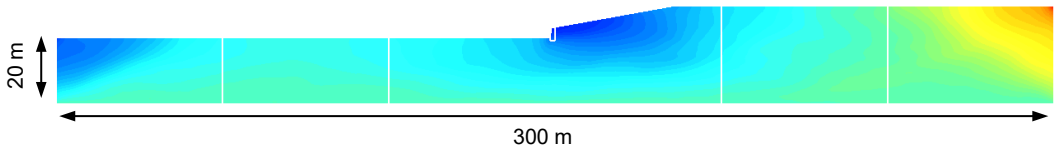


Abb. 5.23 Darstellung der horizontalen Verschiebungen am Ende des Zeitverlaufs BGK_E_3 (moduliert & skaliert).

In Abb. 5.23 sind die Verschiebungen am Ende des Zeitverlaufs BGK_E_3 (moduliert & skaliert) dargestellt. An den seitlichen Modellrändern entstehen grosse plastische Deformationen. Aufgrund der gewählten Modellabmessungen erstrecken sich die Randeffekte jedoch nicht bis zur gestützten Böschung. Das Verformungsbild in diesem Bereich zeigt einen physikalisch sinnvollen Bruchkörper.

5.4.6 Resultate der FE-Analyse und bleibende Verformungen

Die Simulation mit PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) wird mit sämtlichen Zeitverläufen jeweils über die gesamte Dauer geführt. Die Darstellung des Outputs erfolgt hier für den modulierten und skalierten Zeitverlauf BGK_E_1. Die übrigen Zeitverläufe werden analog dazu ausgewertet und die Deformationsresultate in Abb. 5.27 zusammengefasst.

Die Auswirkungen des Erdbebens wurden anhand der vier Messpunkte A (Mauerkrone), B (Mauerfuss), C (freie Bodenoberfläche mit 5 m Distanz zur Mauer) und D (Felsoberfläche) aufgezeichnet. Abb. *5.24* zeigt die Lage dieser Punkte anhand des überzeichneten Deformationszustandes am Ende der Erdbebeneinwirkung.

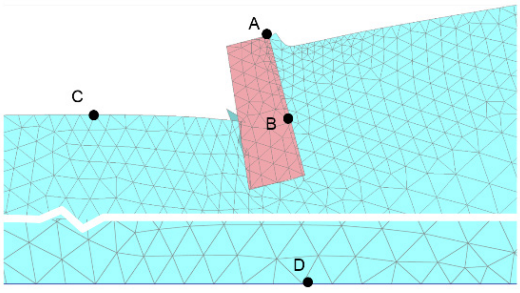


Abb. 5.24 Deformation des Netzes (50-fach verstärkt) und Lage der Messpunkte. Zeitverlauf: BGK_E_3 (moduliert & skaliert).

Der Beschleunigungsverlauf in Abb. 5.25 zeigt eine markante Amplitudenverstärkung zwischen Punkt D am Modellgrund und dem Kontrollpunkt C. Die stärkste Horizontalbeschleunigung an der Oberfläche beträgt 2.9 m/s² und übersteigt somit $a_{h,max} = \gamma_I \cdot a_{gd} \cdot S$ = 1.2·1.6 m/s²·1.4 = 2.69 m/s².

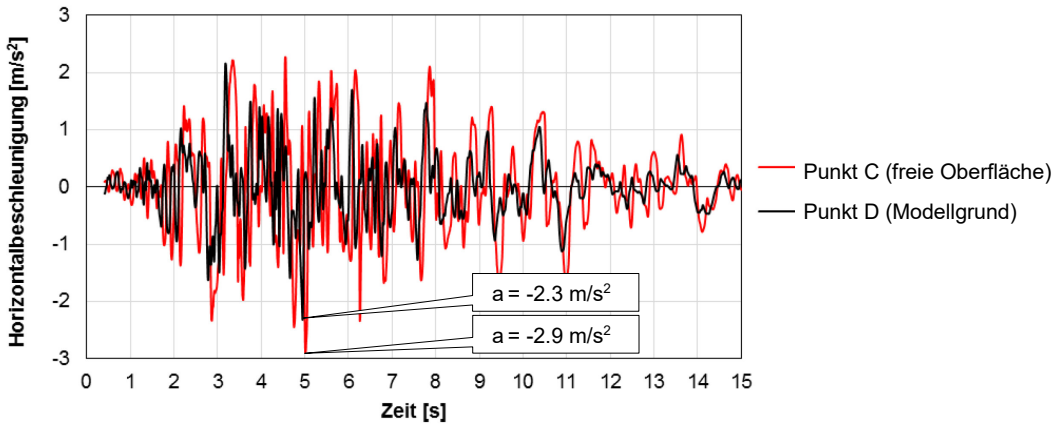


Abb. 5.25 Berechnete horizontale Beschleunigungszeitverläufe in PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]). Inputzeitverlauf: BGK_E_3 (moduliert & skaliert).

Das Hauptaugenmerk der Analyse liegt auf der Bauwerksdeformation. Abb. 5.26 zeigt den Verlauf der Verschiebung während des Erdbebens. Das Bauwerk erfährt während der Maximalbeschleunigung die grösste Deformation; anschliessend bewegen sich die Ausschläge um einen mehr oder weniger stabilen Wert.

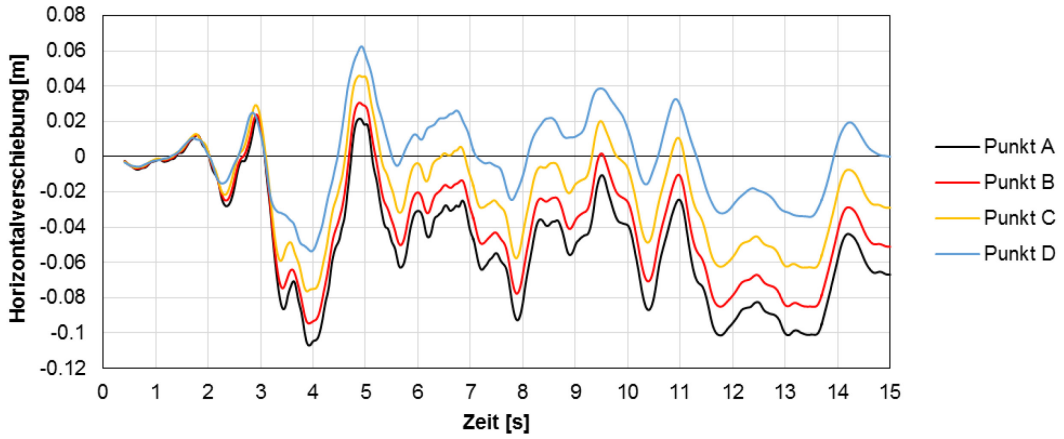


Abb. 5.26 Mit PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) berechnete Horizontalverschiebungen. Zeitverlauf: BGK_E_3 (moduliert & skaliert).

Für sämtliche Zeitverläufe wird die bleibende Verschiebung der Schwergewichtsmauer in horizontaler und vertikaler Richtung aufgezeichnet (vgl. Abb. 5.27). Im Hinblick auf die Nachweise interessieren die Setzung der Strasse im Punkt C sowie die Verschiebung der Schwergewichtsmauer.

Abb. 5.27 Zusammenstellung der Resultate aus der FE Analyse

Erdbeben	**Bleibende Verschiebung Punkt A [cm]**		**Bleibende Verschiebung Punkt B [cm]**		**Bleibende Verschiebung Punkt C [cm]**	
	x_A	y_A	x_B	y_B	x_C	y_C
BGK_E_1 (moduliert & skaliert)	6.0	2.8	5.0	2.8	3.2	1.2
BGK_E_2 (moduliert & skaliert)	6.1	2.3	4.6	2.3	2.0	0.7
BGK_E_3 (moduliert & skaliert)	6.7	1.9	5.1	1.9	2.9	0.4
BGK_E_4 (moduliert & skaliert)	7.0	2.1	5.4	2.1	3.2	0.7
BGK_E_5 (moduliert & skaliert)	3.3	1.8	2.5	1.8	1.2	0.5
BGK_E_6 (moduliert & skaliert)	2.3	2.2	1.7	2.2	0.3	0.8
BGK_E_7 (moduliert & skaliert)	6.8	2.3	5.4	2.3	3.1	0.8
Durchschnitt	**5.5**	**2.2**	**4.2**	**2.2**	**2.3**	**0.7**

5.4.7 Nachweis der Tragsicherheit der Stützmauer

Der verformungsbasierte Tragsicherheitsnachweis für die Stützmauer erfolgt mit den Durchschnittswerten der FE-Analyse gemäss Ziffer 8.4.8 SIA 269/8 [17]. Die Nachweise der Setzung und Verschiebung beziehen sich dabei auf das angrenzende Gelände bei Kontrollpunkt C:

Verkippung: $w_{bd} = x_A - x_B = 5.5 - 4.2 = 1.3\ cm$

$$w_{bd} = 1.3\ cm \leq \frac{w_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{0.1 \cdot h}{2.5} = \frac{0.1 \cdot 300\ cm}{2.5} = 12.0\ cm \qquad \rightarrow \text{i.O.}$$

Setzung: $w_{bd} = y_B - y_C = 2.2 - 0.7 = 1.5\ cm$

$$w_{bd} = 1.5\ cm \leq \frac{w_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{0.025 \cdot 300\ cm}{2.5} = 3.0\ cm \qquad \rightarrow \text{i.O.}$$

Verschiebung: $w_{bd} = x_B - x_C = 4.2 - 2.3 = 1.9\ cm$

$$w_{bd} = 1.9\ cm \leq \frac{w_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{0.05 \cdot 300\ cm}{2.5} = 6.0\ cm \qquad \rightarrow \text{i.O.}$$

5.4.8 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees

In Analogie zu 4.3.3.4.3 EC 8-1 [20] dürfen die Nachweise bei Verwendung von mindestens 7 Verläufen mit Mittelwerten der Serie geführt werden. Die Richtwerte für Grenzwerte der Setzung für Fahrbahnen der Erdbebenstreckenklasse ESK II betragen v_{Rk} = 10···25 cm (Abb. 4.2 ASTRA 82017 [22]). In diesem Fall wurde v_{Rk} = 10 cm als Anforderung festgelegt. Mit der durchschnittlichen differentiellen Setzung zwischen den Punkten C und B lässt sich diese Forderung erfüllen:

Setzung: $$w_{bd} = y_B - y_C = 2.2 - 0.7 = 1.5\ cm \leq \frac{v_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{10\ cm}{2.5} = 4.0\ cm$$ → i.O.

5.4.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich gemäss Ziffer 9.1.3 SIA 269/8 [17] aus einem Vergleich der Erdbebeneinwirkung A_R, die zur Erreichung der Grenzwerte für bleibenden Verschiebungen führt, mit dem Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung $A_{d,act}$. Bei FEM Analysen kann dieser Erfüllungsfaktor nur iterativ mit einem grossen Aufwand bestimmt werden. Im vorliegenden Fall ist der tiefste verformungsbasierte Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} \geq 1.0$ und braucht daher nicht näher bestimmt zu werden.

Gemäss Ziffer 9.1 SIA 269/8 [17] ist die Erdbebensicherheit vollumfänglich erfüllt und der Ist-Zustand kann akzeptiert werden.

6 Fallbeispiel Winkelstützmauer

6.1 Ausgangslage

Als Beispiel dient eine Winkelstützmauer aus Stahlbeton (γ_{ck} = 25.0 kN/m³) mit einer Sichthöhe *h* von 4.00 m die für Erdbebeneinwirkungen nicht bemessen wurde. Die Kronenbreite beträgt B_o = 0.30 m. Der Mauerfuss ist 0.50 m dick. Die Stützmauer liegt bergseitig von einer Nationalstrasse. Eine freie Schenkellänge von *b* = 3.2 m und eine Sohlenbreite von B_u = 4.0 m werden angenommen (Abb. 6.1 nicht massstabgerecht bezüglich *b* und B_u).

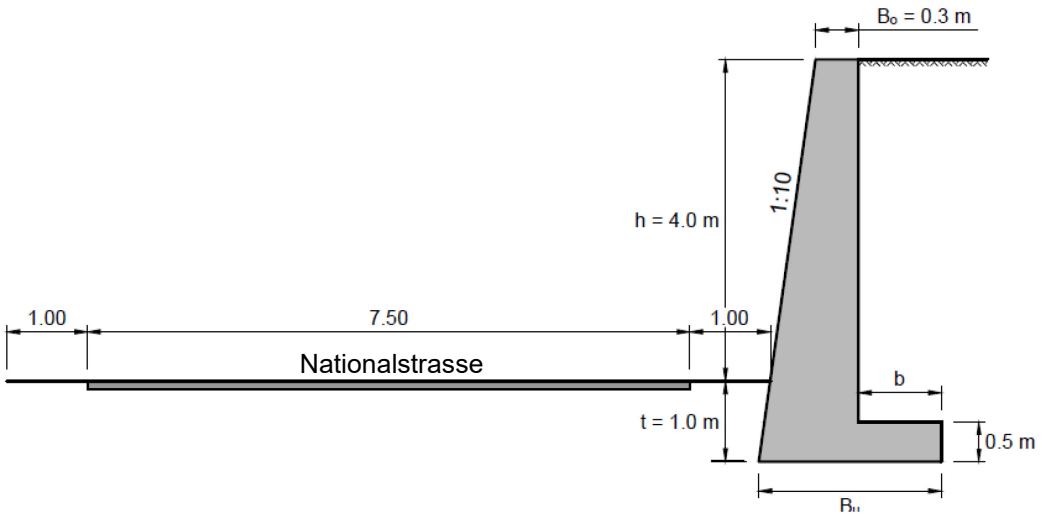


Abb. 6.1 *Charakteristische Baugrundwerte*		
Raumlast γ_{ek}	[kN/m³]	20.0
Reibungswinkel ϕ'_k	[°]	30.0
Kohäsion c'_k	[kN/m²]	0

Abb 6.1 Schematische Darstellung der Situation der Winkelstützmauer und charakteristische Baugrundwerte.

Die Stützmauer befindet sich in der Erdbebenzone 3b an einer Strasse, die weder hohe wirtschaftliche Bedeutung noch eine erheblich Funktion zur Bewältigung von Erdbeben hat (Erdbebenstreckenklasse ESK I). Der Untergrund besteht bis zum Fels in 20 m Tiefe aus sandig-kiesigen Flussablagerungen. Die Mauer wurde mit dem anstehenden, kohäsionslosen Material hinterfüllt.

Die Grenzverschiebung für Winkelstützmauern sind gemäss Abb. 4.4 ASTRA-Dokumentation 82017 [22] $w_{Rk.kipp}$ = 0.10 · H = 0.1 · 400 = 40 cm, $w_{Rk.stzg}$ = 0.025 · H = 0.025 · 400 = 10 cm und $w_{Rk.gleit}$ = 0.05 · H = 0.05 · 400 = 20 cm. Da der Verkehrsträger der Erdbebenstreckenklasse ESK I zugeordnet ist, betragen die Richtwerte für Grenzwerte der Setzungen der Strasse v_{Rk} = 30⋯50 cm. In diesem Fall wurde v_{Rk} = 30 cm als Anforderung festgelegt.

Für sämtliche Berechnungen werden drainierte Zustände ohne Grundwassereinfluss angenommen. Wasserdrücke und Auftriebskräfte fallen somit ausser Betracht. Der Verdichtungsdruck der Hinterfüllung ist vernachlässigbar.

6.2 Tragsicherheit für ständige Lasten

6.2.1 Tragwerksanalyse

Die Einbindetiefe *t* beträgt 1.00 m. Da während der Betriebszeit für die Verlegung von Werkleitungen sowie für Arbeiten an der Fahrbahn mit der Freilegung des talseitigen Mauerfusses gerechnet werden muss, wurde für die Überprüfung der Tragsicherheit unter ständigen Lasten der passive Erddruck vernachlässigt.

Bei der Bemessung von Winkelstützmauern darf in der Regel vereinfachend eine fiktive senkrechte Wandfläche, ausgehend vom hinteren Ende des horizontalen Schenkels, betrachtet werden. In diesem Schnitt ist die Erddruckneigung parallel zur Neigung der Geländeoberfläche anzusetzen ($\delta_{a,k1} = \beta$). Der aktive Errduckkoeffizient nach Coulomb beträgt hier K_{a1} = 0.333. Der Erddruck auf die hintere Seite des horizontalen Sporns beträgt K_{a2} = 0.297 (mit $\delta_{a,k2} = 2/3\phi'_k$).

Wenn der Wandreibungswinkel $\delta_{a,k2}$ kleiner als β ist, liegt man auf der sicheren Seite, wenn $\delta_{a,k2}$ ebenfalls mit β angesetzt wird.

Für die Grenzzustände 1 und 2 der Tragwerksanalyse ergeben sich damit die folgenden Einwirkungen:

Eigengewicht Stützmauer:

$$G_{1k} = \frac{0.30+0.80}{2} \cdot H \cdot \gamma_{ck} = 0.55 \cdot 5.00 \cdot 25.0 = 68.7\ kN/m'$$

$$G_{2k} = b \cdot (H - h_1) \cdot \gamma_{ck} = b \cdot 0.50 \cdot 25.0 = 12.5 \cdot b\ kN/m'$$

$$G_{3k} = b \cdot h_1 \cdot \gamma_{ek} = b \cdot 4.50 \cdot 20.0 = 90.0 \cdot b\ kN/m'$$

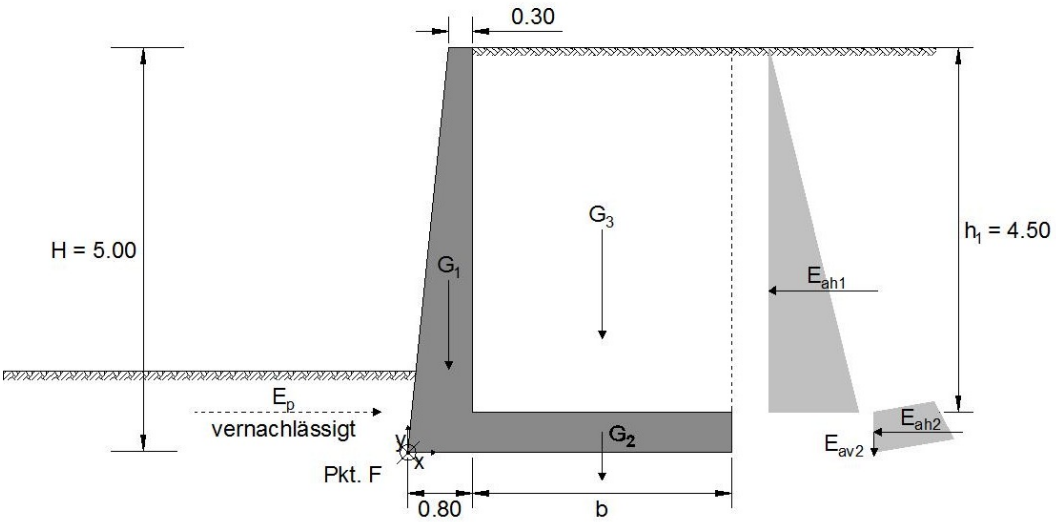


Abb. 6.2 Berücksichtigte Einwirkungen für die Überprüfung der Tragsicherheit für ständige Lasten.

Erddruck der Dreieckfläche:

$$e_{ah1} = \gamma_{ek} \cdot h_1 \cdot K_{a1} = 20.0 \cdot 4.50 \cdot 0.333 = 30.0\ kN/m^2$$

$$E_{ah1,k} = e_{ah,k} \cdot \frac{h_1}{2} = 30.0 \cdot \frac{4.50}{2} = 67.5\ kN/m'$$

Erddruck der Trapezfläche:

$$e_{a2} = \gamma_{ek} \cdot h_1 \cdot K_{a2} = 20.0 \cdot 4.50 \cdot 0.297 = 26.7\ kN/m^2$$

$$e_{a3} = \gamma_{ek} \cdot H \cdot K_{a2} = 20.0 \cdot 5.00 \cdot 0.297 = 29.7\ kN/m^2$$

$E_{a2,k} = \frac{(e_{ah2}+e_{ah3})}{2} \cdot (H - h_1) = \frac{26.7+29.7}{2} \cdot 0.5 = 14.1\ kN/m'$

$E_{ah2,k} = E_{a2,k} \cdot \cos(\delta + \alpha) = 14.1 \cdot \cos(20° + 0°) = 13.2\ kN/m'$

$E_{av2,k} = E_{a2,k} \cdot \sin(\delta + \alpha) = 14.1 \cdot \sin(20° + 0°) = 4.8\ kN/m'$

Resultierender Erddruck:

$E_{ah,k} = E_{ah1,k} + E_{ah2,k} = 67.5 + 13.2 = 80.7\ kN/m'$

$E_{av,k} = E_{av2,k} = 4.8\ kN/m'$

6.2.2 Nachweise

Für den Nachweis der Tragsicherheit werden die Grenzzustände der Ziffer 12.5.1.2 SIA 267 [8] als massgebend angenommen:

- Grenzzustand des Gleichgewichts (Kippen)
- Erreichen des Grundbruchwiderstands
- Erreichen des Gleitwiderstands

Es werden die Lastkombinationen aus Abb. 6.3 betrachtet. Die entsprechenden Berechnungen sind hier nicht aufgeführt.

Massgebend ist der Grenzzustand Grundbruch mit dem Lastbeiwert γ_G = 1.0 für Eigenlasten und Hinterfüllung. Mit einer freien Schenkellänge von *b* = 3.20 m (Sohlenlänge B_u = *b* + 0.80 m = 4.00 m) werden die Tragsicherheits-nachweise knapp erfüllt.

Abb. 6.3 Übersicht der Lastfälle für die Nachweise Kippen, Gleiten und Grundbruch

Nachweis	Typ	Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren γ_m			Erforderliche Freie Schenkellänge *b* [m]
		Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c	
Kippen	GZ 1	0.9	1.35	-	-	-	1.53
Gleiten	GZ 2	1.0	1.35	1.0	1.2	1.5	1.48
Grundbruch	GZ 2	1.0	1.35	1.0	1.2	1.5	3.20
Grundbruch	GZ 2	1.35	1.35	1.0	1.2	1.5	< 3.20

6.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit

6.3.1 Ausgangswerte

Die Winkelstützmauer, die die Nachweise der Tragsicherheit für ständige Lasten knapp erfüllt, wird auf die Tragsicherheit bei Erdbebeneinwirkung überprüft. Es ist davon auszugehen, dass der Mauerfuss in der Regel talseitig erdbedeckt ist. Für die Überprüfung der Erdbebensicherheit wird der passive Erddruck deshalb berücksichtigt. Für kraftbasierte Methoden hängt der Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung von folgenden standort- und bauwerksbezogenen Einflussparametern ab:

Abb. 6.4 Einflussparameter für die kraftbasierte Bestimmung der Erdbebeneinwirkung

Bauwerksklasse BWK I, Erdbebenstreckenklasse ESK I, kein Personenrisiko	$\gamma_f = 1.0$	Abb. 4.5 ASTRA 82017 [22] Tab. 25 SIA 261 [2]
Erdbebenzone Z3a	$a_{gd} = 1.3\ m/s^2$	16.2.1.2 SIA 261 [2]
Baugrundklasse E	$S = 1.40$	Tab. 24 SIA 261 [2]
$s_{zul} = 200\ mm$	$300 \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S = 55.6\ mm \rightarrow q_a = 2.0$	Tab. 2 SIA 267 [8]
Kleine Bruchkörper	$q_h = 1.0$	Tab. 3 SIA 267 [8]

Die Bauwerksklasse wurde anhand Abb. 4.5 der ASTRA-Dokumentation 82017 [22] zugeordnet. Aus der Erdbebenstreckenklasse ESK I ohne Personenrisiko ergibt sich die Bauwerksklasse I.

Die zulässige Verschiebung s_{zul} wurde gleich gesetzt mit dem charakteristischen Wert der Grenzverschiebung für die Tragsicherheit w_{Rk} für bergseitige Winkelstützmauern (Abb. 4.4 der ASTRA-Dokumentation 82017 [22]).

6.3.2 Erforderliche Nachweise

Der Überprüfungswert der Bodenbeschleunigung am Standort beträgt $a_{h,max} = \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S$ = 1.82 m/s². Somit sind die Bedingungen der Ziffer 8.2.1 SIA 269/8 [17] erfüllt und ein Tragsicherheitsnachweis wäre für die Überprüfungsssituation Erdbeben nicht verlangt. Die explizite Überprüfung der Tragsicherheit wird hier trotzdem durchgeführt. Gleich wie im statischen Fall werden die Grenzzustände Kippen, Gleiten und Grundbruch untersucht.

Für Bauwerke der Bauwerksklasse BWK I ist für die Überprüfungssituation Erdbeben kein Gebrauchstauglichkeitsnachweis erforderlich (Ziffer 7.5.5.1 SIA 267 [8]).

6.3.3 Verfahren

Bei der Tragwerksanalyse nach dem Ersatzkraftverfahren gemäss Geotechnik-Norm SIA 267 [8] werden die Einwirkungen aus ständigen Lasten ergänzt mit Erdbebeneinwirkungen, die für Einwirkungen aus dem Baugrund folgendermassen bestimmt werden:

$$A_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S \cdot G_k \qquad \text{(23) SIA 267 [8]}$$

G_k bezeichnet dabei die erfassten Tragwerksteile und die massgebenden Bruchkörper im Baugrund. Die Faktoren γ_f, a_{gd}, g, q_a, q_h und S werden für kraftbasierte Nachweise häufig zum horizontalen Beschleunigungskoeffizienten $k_{h,d}$ zusammengefasst.

$$k_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S = 1.0 \cdot \frac{1.3}{9.81 \cdot 2.0 \cdot 1} \cdot 1.4 = 0.093$$

Die vertikalen Kräfte aus Erdbebeneinwirkungen werden hier vernachlässigt (vgl. Ziffer 7.5.2.1 SIA 267 [8]), somit beträgt der vertikale Beschleunigungskoeffizient $k_{v,d}$ für die Tragwerksanalyse:

$$k_{v,d} = 0$$

Die um die Erdbebeneinwirkung vergrösserten Erd- und Wasserdrücke können mit einer verallgemeinerten Methode des Grenzgleichgewichts ermittelt werden (Ziffer 7.5.2.5 SIA 267 [8]). Für einfache Verhältnisse empfiehlt sich die Verwendung der Formeln nach Mononobe-Okabe (Anhang E $_{\text{EC 8-5}}$ [21]). Die Mononobe-Okabe Methode ersetzt die dynamische Erdbebenbelastung durch eine pseudostatische Beschleunigung, die auf einen idealisierten Erdkeil auf der aktiven oder passiven Erddruckseite eines Stützmauers einwirkt. Die pseudostatische Belastung der Wand wird aus den Gleichgewichtsbedingungen im entsprechenden Kräftepolygon abgeleitet.

Mononobe-Okabe ist einfach in der Anwendung, deshalb werden die entsprechenden Formeln zur Ermittlung des einwirkenden Erddrucks verwendet. Gleich wie im statischen Fall und abweichend zu den aufgeführten Formeln in Eurocode 8 – Teil 5 [21] fliessen die charakteristischen Werte in die Bestimmung der Erddruckkoeffizienten ein.

6.3.4 Ermittlung der Erddruckbeiwerte (aktive Seite)

Der aktive totale Erddruck unter Erdbebeneinwirkung wird nach Mononobe-Okabe wie folgt definiert:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \cdot K_{ae} \cdot \gamma_{ek} \cdot H^2 \cdot \left(1 \pm k_{v,d}\right)$$ (E.1) EC 8-5 [21]

Für $\beta \leq \varphi'_k - \theta$ beträgt der aktive dynamische Erddruckkoeffizient:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2\left(\varphi'_k - \theta - \alpha\right)}{\cos\theta \cos^2\alpha \cos\left(\delta_{a,k} + \alpha + \theta\right) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\left(\varphi'_k + \delta_{a,k}\right)\sin\left(\varphi'_k - \beta - \theta\right)}{\cos\left(\delta_{a,k} + \alpha + \theta\right)\cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

mit:

$$\theta = arctan\left(\frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}}\right)$$

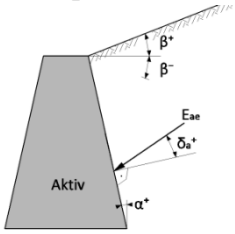


Abb. 6.5 Verwendete Vorzeichenregelung.

Der Winkel der kritischen Gleitebene ϑ_{ae} ist kleiner als im statischen Fall. Der Bruchwinkel nach der Mononobe-Okabe - Methode kann mittels folgender Formel bestimmt werden [59]:

$$\vartheta_{ae} = \varphi'_k - \theta + arctan\left[\frac{-tan(\varphi'_k - \theta - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}}\right]$$

mit:

$$C_{1E} = \sqrt{tan(\varphi'_k - \theta - \beta)[tan(\varphi'_k - \theta - \beta) + cot(\varphi'_k - \theta - \alpha)]\left[1 + tan\left(\delta_{a,k} + \theta + \alpha\right) cot(\varphi'_k - \theta - \alpha)\right]}$$

$$C_{2E} = 1 + \left\{tan\left(\delta_{a,k} + \theta + \alpha\right)[tan(\varphi'_k - \theta - \beta) + cot(\varphi'_k - \theta - \alpha)]\right\}$$

Der charakteristische Wert des aktiven Wandreibungswinkels wird unter Einhaltung des Maximalwerts nach Eurocode 8 – Teil 5 [21] ($\delta_{a,k} \leq 2/3\ \phi'_k$) gleich angenommen wie im statischen Fall:

$$\delta_{a,k2} = \frac{2}{3}\varphi'_k$$ 7.3.2.3(6)P EC 8-5 [21], (74) SIA 267 [8]

Damit wird:

$$\theta = arctan\left(\frac{0.093}{1-0}\right) = 5.3°$$

$$K_{ae1}\left(\alpha = 0, \beta = 0, \varphi'_k = 30°, \delta_{a,k1} = \beta, \theta = 5.3°\right) = 0.390$$

$$K_{ae2}\left(\alpha = 0, \beta = 0, \varphi'_k = 30°, \delta_{a,k2} = 20°, \theta = 5.3°\right) = 0.359$$

$$\vartheta_{ae}\left(\alpha = 0, \beta = 0, \varphi'_k = 30°, \delta_{a,k} = 20°, \theta = 5.3°\right) = 50.9°$$

6.3.5 Ermittlung der Erddruckbeiwerte (passive Seite)

Der resultierende passive Erddruck unter Erdbebeneinwirkung und der entsprechende passive Erddruckbeiwert werden wie folgt definiert:

$$E_{pe} = \frac{1}{2} \cdot K_{pe} \cdot \gamma_{ek} \cdot t^2 \cdot \left(1 \pm k_{v,d}\right)$$

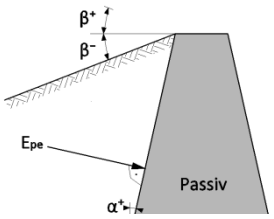


Abb. 6.6 Verwendete Vorzeichenregelung.

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi'_k - \theta + \alpha)}{\cos\theta \cos^2\alpha \cos(\theta - \alpha) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_k)\sin(\varphi'_k + \beta - \theta)}{\cos(\theta - \alpha)\cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Der passive Wandreibungswinkel wird gemäss Eurocode 8 – Teil 5 [21] gleich 0 gesetzt. Diese vorsichtige Annahme trägt der Überschätzung des passiven Erddrucks Rechnung, welche durch die vereinfachende Voraussetzung von ebenen Gleitflächen eintreten kann:

$$\delta_{p,k} = 0$$ 7.3.2.3(6)P EC 8-5 [21]

Unter Vernachlässigung des geringen luftseitigen Maueranzugs wird:

$K_{pe}(\alpha = 0, \beta = 0°, \varphi'_k = 30°, \delta_{p,k} = 0, \theta = 5.3°) = 2.84$

6.3.6 Einwirkungen pro m[1]

Die Berechnungen im Ersatzkraftverfahren erfolgen anhand des vereinfachten Modells mit der vertikalen Ersatzwand:

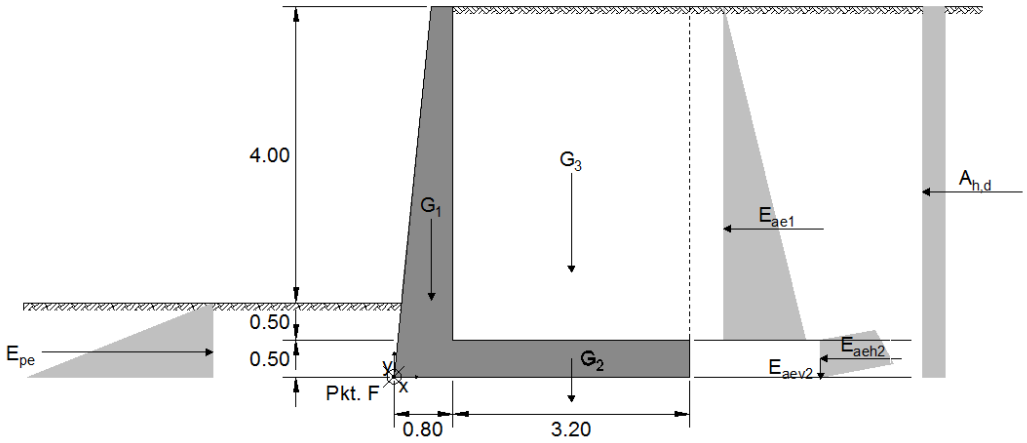


Abb. 6.7 Berücksichtigte Einwirkungen für die Erdbebenüberprüfung.

Eigengewicht Stützmauer:

$G_{1k} = \frac{0.30+0.80}{2} \cdot H \cdot \gamma_{ck} = \frac{0.30+0.80}{2} \cdot 5.00 \cdot 25.0 = 68.7\ kN/m'$

$G_{2k} = b \cdot (H - h_1) \cdot \gamma_{ck} = 3.20 \cdot 0.50 \cdot 25.0 = 40.0\ kN/m'$

$G_{3k} = b \cdot h_1 \cdot \gamma_{ek} = 3.20 \cdot 4.50 \cdot 20.0 = 288.0\ kN/m'$

$G_{Mauer,k} = G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} = 68.7 + 40.0 + 288.0 = 396.7\ kN/m'$

Schwerpunkt Stützmauer:

$$x_{s,G} = \frac{G_{1k} \cdot x_{s,G1k} + G_{2k} \cdot x_{s,G2k} + G_{3k} \cdot x_{s,G3k}}{G_{Mauer,k}} = \frac{68.7 \cdot 0.50 + 40.0 \cdot 2.40 + 288.0 \cdot 2.40}{396.7} = 2.07\ m$$

$$y_{s,G} \frac{G_{1k} \cdot y_{s,G1k} + G_{2k} \cdot y_{s,G2k} + G_{3k} \cdot y_{s,G3k}}{G_{Mauer,k}} = \frac{68.7 \cdot 2.12 + 40.0 \cdot 0.25 + 288.0 \cdot 2.75}{396.7} = 2.39\ m$$

Aktiver Erddruck der Dreieckfläche:

$e_{aeh1,k} = \gamma_{ek} \cdot h_1 \cdot K_{ae1} = 20.0 \cdot 4.50 \cdot 0.390 = 35.1\ kN/m^2$

$E_{aeh1,k} = e_{aeh1,k} \cdot \frac{h_1}{2} = 35.1 \cdot \frac{4.50}{2} = 79.0\ kN/m'$

Aktiver Erddruck der Trapezfläche:

$e_{aeh2,k} = \gamma_{ek} \cdot h_1 \cdot K_{ae2} = 20.0 \cdot 4.50 \cdot 0.359 = 32.3\ kN/m^2$

$e_{aeh3,k} = \gamma_{ek} \cdot H \cdot K_{ae2} = 20.0 \cdot 5.00 \cdot 0.359 = 35.9\ kN/m^2$

$E_{ae2,k} = \frac{(e_{aeh2,k}+e_{aeh3,k})}{2} \cdot (H - h_1) = \frac{32.3+35.9}{2} \cdot 0.50 = 17.1\ kN/m'$

$E_{aeh2,k} = E_{ae2,k} \cdot cos(\delta_{a,k} + \alpha) = 17.1 \cdot cos(20 + 0) = 16.1\ \ kN/m'$

$E_{aev2,k} = E_{ae2,k} \cdot sin(\delta_{a,k} + \alpha) = 17.1 \cdot sin(20 + 0) = 5.8\ \ kN/m'$

Resultierender aktiver Erddruck:

$E_{aeh,k} = E_{aeh1,k} + E_{aeh2,k} = 79.0 + 16.1 = 95.1\ kN/m'$

$E_{aev,k} = E_{aev2,k} = 5.8\ kN/m'$

Angriffspunkt bezogen auf Fusspunkt F:

$x_{s,Eae} = B_u = 4.00\ m$

$y_{s,Eae} = 1.73\ m$ (aus statischer Berechnung)

Ersatzkraft Tragwerkbeschleunigung

$A_{h,d} = k_{h,d} \cdot G_{Mauer,k} = 0.093 \cdot 396.7 = 36.5\ kN/m'$

Passiver Erddruck

$E_{pe,k} = \gamma_{ek} \cdot t \cdot K_{pe} \cdot \frac{t}{2} = 20.0 \cdot 1.00 \cdot 2.84 \cdot \frac{1.00}{2} = 28.4\ kN/m'$

$E_{peh,k} = E_{pe,k} \cdot cos(\delta_{p,k}) = 28.4 \cdot cos(0) = 28.4\ kN/m'$

$E_{pev,k} = 0$

6.3.7 Nachweis Kippen (GZ Typ 1)

Bei Schwergewichtsmauern und Winkelstützmauern ist die Wirkungslinie der Zusatzdrücke im dynamischen Fall wie jene der statischen Drücke anzusetzen (7.5.2.4 SIA 267 [8]). Die horizontale Komponente des vergrösserten Erddrucks wirkt deshalb auf der Höhe $y_{s,Eae}$ = 1.73 m auf die Stützmauer ein. Die Resultierende des Erdwiderstands greift auf der Höhe $y_{s,Epe}$ = t/3 = 0.33 m an.

Abb. 6.8 Verwendete Lastbeiwerte und Partialfaktoren

Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren γ_m		
Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c
-	-	-	-	-

Nachweis: $e_d \leq e_{gr}$ (38) SIA 267 [8]

Überprüfungswert der Lastexzentrizität:

$$e_d = \frac{B_u}{2} - a$$

mit $$a = \frac{G_{Mauer,k} \cdot x_{sG} + E_{aev,k} \cdot x_{s,Eae} + \frac{E_{peh,k}}{\gamma_M} \cdot y_{s,Epe} - A_{h,d} \cdot y_{sG} - E_{aeh,k} \cdot y_{s,Eae}}{G_{Mauer,k} + E_{aev,k} + \frac{E_{pev,k}}{\gamma_M}}$$

$$= \frac{396.7 \cdot 2.07 + 5.8 \cdot 4.00 + \frac{28.3}{1.4} \cdot 0.33 - 36.5 \cdot 2.39 - 95.1 \cdot 1.73}{396.7 + 5.8 + 0} = 1.49\ m$$

$\gamma_M = 1.4$ (14) SIA 267 [8]

$$e_d = \frac{4.00}{2} - 1.49 = 0.51\ m$$

Zulässige Lastexzentrizität:

$$e_{gr} = \frac{B_u}{3} = \frac{4.00}{3} = 1.33\ m$$ (39) SIA 267 [8]

Nachweis:

$$e_d = 0.51 \leq e_{gr} = 1.33 \rightarrow i.O. \qquad \left(SF = \frac{e_{gr}}{e_d} = \frac{1.33}{0.51} = 2.62\right)$$

6.3.8 Nachweis Gleiten (GZ Typ 2)

Abb. 6.9 Verwendete Lastbeiwerte und Partialfaktoren

Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren			
Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c	γ_R
-	-	1.0	1.2	1.5	1.0

Nachweis: $\mathrm{E_{T,d}} \leq \mathrm{R_{T,d}} + \mathrm{R_{E,d}}$ (36) SIA 267 [8]

Überprüfungswert der Auswirkung:

$$E_{T,d} = E_{aeh,k} + A_{h,d} = 95.1 + 36.5 = 131.6\ kN/m'$$

Überprüfungswert des Gleitwiderstandes:

$$R_{T,d} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \left(E_{aev,k} + \frac{E_{pev,k}}{\gamma_M} + G_{Mauer,k}\right) \cdot tan\,\delta_d$$ (31) SIA 267 [8]

mit $\delta_k = \varphi'_k$ ← raue Sohle, $\varphi_k < 35°$ (27) SIA 267 [8]

$$\tan \delta'_d = \frac{\tan \delta'_k}{\gamma_\varphi} = \frac{\tan 30°}{1.2} = 0.48$$ (5) SIA 267 [8]

$$\gamma_M = 1.4$$ (14) SIA 267 [8], (34) SIA 267 [8]

$$R_{T,d} = 1 \cdot (5.8 - 0 + 396.7) \cdot 0.48 = 193.2\ kN/m'$$

Bodenreaktion an der Stirnseite des Fundamentkörpers:

$$R_{E,d} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot R_{E,k} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot E_{peh,k}$$ (33) SIA 267 [8]

mit $\gamma_M = 1.4$ (14) SIA 267 [8], (34) SIA 267 [8]

$$R_{E,d} = \frac{1}{1.4} \cdot 28.4 = 20.2\ kN/m'$$

Mit der Grenzzustandsgleichung:

$$E_{T,d} = 131.6 \leq R_{T,d} + R_{E,d} = 193.2 + 20.2 \rightarrow i.O. \qquad \left(SF = \frac{R_{T,d} + R_{E,d}}{E_{T,d}} = \frac{193.2 + 20.3}{131.8} = 1.62\right)$$

6.3.9 Nachweis Grundbruch (GZ Typ 2)

Da ein Streifenfundament auf homogenem kohäsionslosem Boden vorliegt, eignet sich der vom Eurocode 8 – Teil 5 (Anhang F) [21] vorgeschlagene Grundbruchnachweis. Dieser Ansatz verknüpft die Bodenfestigkeit, die Überprüfungsschnittkräfte (N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed}) in der Fundationsebene und die Trägheitskräfte im Boden miteinander.

Abb. 6.10 Verwendete Lastbeiwerte und Partialfaktoren

Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren γ_m		
Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c
-	-	1.0	1.2	1.5

Nachweis:
$$\frac{(1-e\bar{F})^{c_T}(\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a[(1-m\bar{F}^k)^{k'}-\bar{N}]^b}+\frac{(1-f\bar{F})^{c'_M}(\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c[(1-m\bar{F}^k)^{k'}-\bar{N}]^d}-1\leq 0 \qquad \text{(F.1) EC 8-5 [21]}$$

mit:
$$\bar{N}=\frac{\gamma_{Rd}N_{Ed}}{N_{max}},\ \bar{V}=\frac{\gamma_{Rd}V_{Ed}}{N_{max}},\ \bar{M}=\frac{\gamma_{Rd}M_{Ed}}{BN_{max}} \qquad \text{(F.2) EC 8-5 [21]}$$

N_{max} Grenztragfähigkeit

B Fundamentbreite

$\bar{F}$ dimensionslose Trägheitskraft des Bodens

mit $\tan\varphi'_d=\frac{\tan\varphi'_k}{\gamma_\varphi}=\frac{\tan 30°}{1.2}=0.48$

γ_{Rd} Modell-Teilsicherheitsfaktor (Tab. F.2) EC 8-5 [21]

$a,b,c,d,e,f,m,k,k',c_T,c_M,c'_M,\beta,\gamma$ sind numerische Parameter, die vom Boden abhängen (Tab. F.1) EC 8-5 [21]

Gemäss der Formel (F.6) EC 8-5 [21] beträgt die Grenztragfähigkeit N_{max} eines Streifenfundamentes unter zentrischer vertikaler Last in kohäsionslosem Boden:

$$N_{max}=\frac{1}{2}\gamma_{ek}(1\pm k_{v,d})B^2N_\gamma \qquad \text{(F.6) EC 8-5 [21]}$$

Mit

$$N_\gamma=2\left[\tan^2\left(45°+\frac{\varphi'_d}{2}\right)e^{\pi\tan\varphi'_d}-1\right]\tan\varphi'_d=10.08$$

ergibt sich die totale Tragfähigkeit

$$N_{max}=\frac{1}{2}\cdot 20.0\cdot\left(1\pm\frac{0}{9.81}\right)4.0^2\cdot 10.08=1612.5\ kN/m'$$

und mit γ_{Rd} = 1.15 für mitteldichten, trockenen Sand:

$$\bar{N}=\frac{\gamma_{Rd}N_{Ed}}{N_{max}}=\frac{\gamma_{Rd}\left(G_{Mauer,k}+E_{aev,k}+\frac{E_{pev,k}}{\gamma_M}\right)}{N_{max}}=\frac{1.15\left(396.7\ +5.8\ +\frac{0}{1.4}\right)}{1612.5}=0.287$$

$$\bar{V}=\frac{\gamma_{Rd}V_{Ed}}{N_{max}}=\frac{\gamma_{Rd}\left(E_{aeh,k}+A_{h,d}-\frac{E_{peh,k}}{\gamma_M}\right)}{N_{max}}=\frac{1.15\left(95.3+36.5\ -\frac{28.3}{1.4}\right)}{1612.5}=0.080$$

$$\bar{M}=\frac{\gamma_{Rd}M_{Ed}}{BN_{max}}=\frac{\gamma_{Rd}\left(y_{s,Eae}E_{aeh,k}+y_{s,G}A_{h,d}-\frac{t}{3}\frac{E_{peh,k}}{\gamma_M}-\frac{B}{2}E_{aev,k}-\left(x_{s,G}-\frac{B}{2}\right)G_{Mauer,k}\right)}{BN_{max}}$$
$$=\frac{1.15\left(1.73\cdot 95.2+2.39\cdot 36.5-\frac{1}{3}\frac{28.3}{1.4}-\frac{4.00}{2}5.8-\left(2.07-\frac{4.00}{2}\right)396.7\right)}{4.00\cdot 1612.5}$$
$$=0.037$$

Für einen kohäsionslosen Boden schreibt sich die dimensionslose Trägheitskraft des Bodens zu:

$$\bar{F} = \frac{\gamma_f \cdot a_{gd}}{g \cdot \tan \varphi'_d} = \frac{1.0 \cdot 1.3}{9.81 \cdot 0.48} = 0.276 \qquad \text{(F.7) EC 8-5 [21]}$$

Damit wird die Einschränkung für $\bar{N}$ erfüllt:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'} = (1 - 0.96 \cdot 0.275)^{0.39} = 0.89 \qquad \text{(F.8) EC 8-5 [21]}$$

Mit der Grenzzustandsgleichung:

$$\frac{(1 - 0.41 \cdot 0.275)^{1.14}(2.90 \cdot 0.080)^{1.14}}{(0.287)^{0.92}[(1 - 0.96 \cdot 0.276^{1.00})^{0.39} - 0.287]^{1.25}} + \frac{(1 - 0.32 \cdot 0.275)^{1.01}(2.80 \cdot 0.037)^{1.01}}{(0.287)^{0.92}[(1 - 0.96 \cdot 0.276^{1.00})^{0.39} - 0.287]^{1.25}} - 1 = 0.535 \geq 0 \rightarrow n.i.O$$

Für die massgebende Erdbebeneinwirkung kann der Nachweis der Tragsicherheit nicht erbracht werden.

Der Grundbruchnachweis unter Erdbebeneinwirkungen lässt sich alternativ mit der Methode nach Fishman et al. (2003) [33] führen. Diese ist häufig weniger konservativ als die vom Eurocode 8 – Teil 5 [21] vorgeschlagene Methode. Mit

$$\mathrm{n} = \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{V} \cdot \tan \varphi'_\mathrm{d}} = \frac{\mathrm{E_{aeh,k}} + \mathrm{A_{h,d}} - \frac{\mathrm{E_{peh,k}}}{\gamma_\mathrm{M}}}{(\mathrm{G_{Mauer,k}} + \mathrm{E_{aev,k}}) \cdot \tan \varphi'_\mathrm{d}} = \frac{95.1 + 36.5 - \frac{28.4}{1.4}}{(396.7 + 5.8) \cdot \frac{\tan 30°}{1.2}} = 0.57$$

lassen sich die Reduktionsfaktoren aus den Diagrammen der Abb. 5.12 in Kapitel 5 zu N_{qE}/N_{qS} = 0.53 und $N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$ = 0.32 herleiten. Damit ergibt sich ein Grundbruchwiderstand von $R_{N,d}$ = 652.0 kN/m' und ein Sicherheitsfaktor SF (= $R_{N,d}/E_{N,d}$) von 1.62. Nach der Methode Fishman wäre der Grundbruchnachweis im vorliegenden Fall also erfüllt.

6.3.10 Kritischer Erdbebenbeschleunigungskoeffizient k_{crit}

Abb. 6.11 illustriert die Tragsicherheit der Winkelstützmauer in Abhängigkeit des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten $k_{h,d}$. Zur Erinnerung:

$k_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S$ *mit* $\gamma_f = 1.2$, *q_a = 2.0, q_h = 1.0 und S = 1.40 im vorliegendem Fall.*

Die Tragsicherheit der Gefährdungsbilder Kippen und Gleiten ist als globaler Sicherheitsfaktor *SF* dargestellt. Der Nachweis ist erfüllt, wenn *SF* grösser als 1 ist. Die Grundbruchsicherheit für die Berechnung nach der Methode Fishman et al. (2003) [33] wird ebenfalls durch den globalen Sicherheitsfaktor SF beschrieben. Für die Berechnung nach Eurocode 8 – Teil 5 (Anhang F) [21] wird die Grundbruchsicherheit durch den linken Term der entsprechenden Ungleichung dargestellt. Hier ist die Schwelle 0; negative Terme bedeuten, dass die Grundbruchsicherheit erfüllt ist.

Massgebend wird das Gefährdungsbild „Grundbruch“, unabhängig davon, welche der beiden Berechnungsmethoden verwendet wird. Die Berechnung nach Eurocode 8 – Teil 5 [21] ergibt jedoch mit k_{crit} = 0.04 einen deutlich tieferen kritischen Beschleunigungskoeffizienten als die Berechnung nach Fishman et al. (2003) [33], wonach das Kriterium der Grundbruchsicherheit bis zu einem Bodenbeschleunigungskoeffizient von $k_{h,d}$ = 0.14 erfüllt wird, was einen Wert von a_{gd} = 2.0 m/s^2 entspricht. Die Methode nach Eurocode 8 – Teil 5 [21] erscheint aufgrund der Resultate der verformungsbasierten Überprüfung als zu konservativ (vgl. Bemerkung zu diesem Sachverhalt im Kap. 6.4.9).

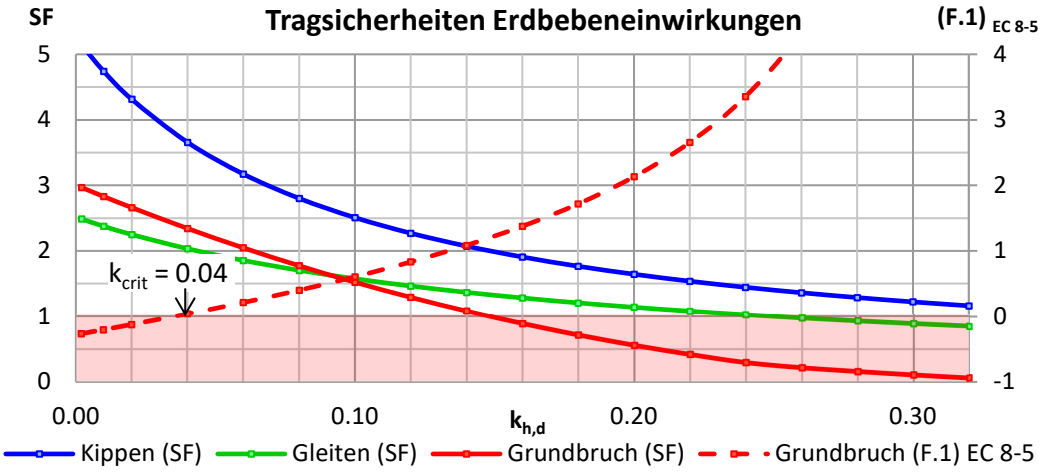


Abb. 6.11 Tragsicherheit SF resp. linker Term der Ungleichung (F.1) EC 8-5 [21] in Abhängigkeit des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten $k_{h,d}$.

6.3.11 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich gemäss Ziffer 9.1.3 SIA 269/8 [17] aus einem Vergleich der Erdbebeneinwirkung A_R, die zum nominellen Versagen von tragenden Bauteilen (inkl. Boden) führt, mit dem Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung $A_{d,act}$:

Grundbruch nach EC 8-5 [21]:

$$\alpha_{eff} = \frac{A_R}{A_{d,act}} = \frac{k_{crit} \cdot G_k}{k_{h,d} \cdot G_k} = \frac{k_{crit}}{k_{h,d}} = \frac{0.04}{0.093} = 0.43 \qquad \text{(26) SIA 269/8 [17]}$$

Grundbruch nach Fishman et al. (2003) [33]:

$$\alpha_{eff} = \frac{A_R}{A_{d,act}} = \frac{k_{crit} \cdot G_k}{k_{h,d} \cdot G_k} = \frac{k_{crit}}{k_{h,d}} = \frac{0.145}{0.093} = 1.56 \qquad \text{(26) SIA 269/8 [17]}$$

Falls der Grundbruchnachweis nach Fishman berücksichtigt wird, ist die Erdbebensicherheit nach Normen vollumfänglich erfüllt und der Ist-Zustand kann akzeptiert werden.

Falls der Grundbruchnachweis nach EC 8-5 [21] berücksichtigt wird ist gemäss Ziffer 9.1 SIA 269/8 [17] die Verhältnismässigkeit von Massnahmen zur Verbesserung der Erdbebensicherheit zu untersuchen. Da es sich um eine Strecke ohne wichtige Infrastrukturfunktion handelt, kann auf die Suche von verhältnismässigen Massnahmen verzichtet werden (siehe Ziffer 8.2.3 SIA 269/8 [17]).

Die Anforderungen an die ESK I (Grenzwerte der Setzungen der Strasse v_{Rk} = 30 cm) sind sehr wahrscheinlich vollumfänglich eingehalten. Dies wird mit der nachfolgenden deformationsbasierten Überprüfung untersucht, welche in der Praxis in diesem Fall nicht durchgeführt werden müsste.

6.3.12 Sensitivitätsstudie: Mauerhöhe

Die Winkelstützmauer von 4.00 m Sichthöhe wird mit einem gleichartigen Bauwerk von 8.00 m Sichthöhe verglichen. Die 8 m hohe Wand hat Fundamentbreite von 7.20 m. Sie erfüllt knapp die Nachweise der Tragsicherheit für ständige Lasten wie die 4m hohe Wand. Massgebend ist ebenfalls das Gefährdungsbild Grundbruch.

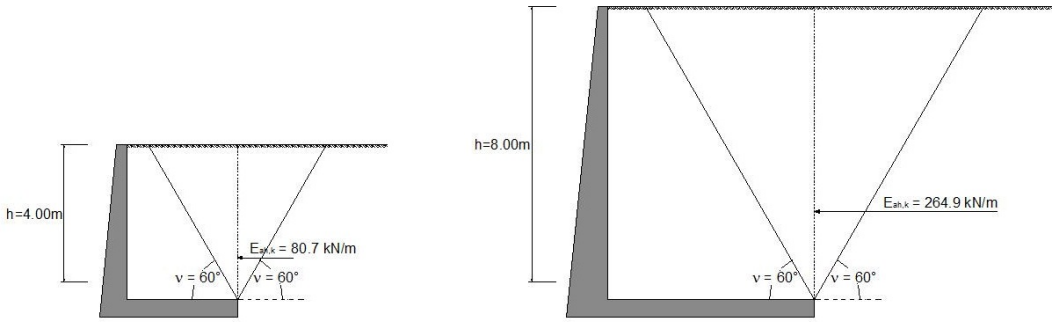


Abb. 6.12 Geometrie der zwei untersuchten Stützmauern mit 4.00 m resp. 8.00 m Sichthöhe.

Für die Winkelstützmauer mit Sichthöhe h = 8.00 m wurde die gleiche kraftbasierte Analyse unter Erdbebeneinwirkung durchgeführt, wie für die Winkelstützmauer mit h = 4.00 m. Der Vergleich zeigt, dass das Gefährdungsbild Grundbruch in beiden Situationen klar massgebend wird. (vgl. Abb. 6.13). Die Methode nach Eurocode 8 – Teil 5 [21] zur Berechnung des Grundbruchwiderstandes unter Erdbebeneinwirkung erscheint wie vorher kommentiert für Stützbauwerke zu konservativ und ist deshalb nicht zu empfehlen (vgl. Bemerkung in Kap. 6.4.9).

Abb. 6.13 Massgebendes Gefährdungsbild (rot) und kritischer Beschleunigungskoeffizient k_{crit}

	h = 4 m	h = 8 m
Kippen	> 0.32	> 0.32
Gleiten	0.25	0.22
Grundbruch (nach Eurocode 8 – Teil 5 [21])	*0.04*	*0.02*
Grundbruch (nach Fishman et al., 2003 [33])	0.15	0.09

Der massgebende Erfüllungsfaktor α_{eff} für Grundbruch nach Fischmann beträgt 1.56 für die 4 m hohe Wand und 0.94 für die 8 m hohe Wand. Eine Reduktion des kritischen Beschleunigungskoeffizientes ist ersichtlich. Im zweiten Fall liegt die Erdbebensicherheit knapp unter der Normanforderungen für Neubauten. Gemäss Ziffer 9.1 SIA 269/8 [17] ist in der vorliegenden Situation sind Massnahmen in der Regel nicht verhältnismässig. Der Ist-Zustand kann akzeptiert werden. Die Anforderungen an die Schadenbegrenzung des Trassees sind sehr wahrscheinlich erfüllt.

6.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FE-basiertes Verfahren

6.4.1 Gefährdungsbilder

In der kraftbasierten Überprüfung wurde das Gefährdungsbild Grundbruch massgebend. Ein Vergleich des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten für die verformungsbasierte Berechnung mit der Abb. 6.11 deutet ebenfalls auf ein Versagen infolge Grundbruchs hin. Es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass zusätzlich zur Grundbruchdeformation eine Bauwerksverkippung oder eine Verschiebung eintritt.

6.4.2 FE Modell

Die Berechnungen werden mit dem Programmsystem PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) durchgeführt. Zur Reduktion von Randeffekten wird ein Modellausschnitt von 200.0 m x 20.0 m gewählt. Die Netzeinteilung wird so festgelegt, dass es nicht zu ungewünschter Dissipation kommt (vgl. Kapitel 5.4.2).

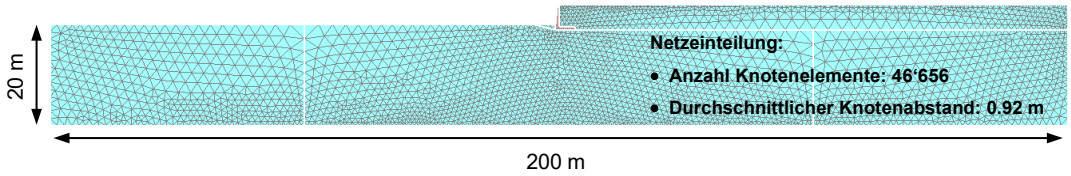


Abb. 6.14 Connectivity Plot mit Darstellung der Netzeinteilung.

Die verwendeten Stoffgesetze mit den zugehörigen Dämpfungsarten entsprechen dem Fallbeispiel „Schwergewichtsmauer". Für die Bodenparameter wurden die gleichen Parameter wie in Abb. 5.17 gewählt mit Ausnahme der Kohäsion *c'*, welche gleich Null gesetzt wurde.

Für gewisse Modellierungsprogramme wird empfohlen, auch in kohäsionslosem Boden eine vernachlässigbar kleine Kohäsion c' zur Erhöhung der numerischen Stabilität einzuführen.

6.4.3 Erdbebenanregung

Die Eingabe der dynamischen Anregung erfolgt am festen Modellgrund. Aus der Liste der vorgeschlagenen Erdbebenzeitverläufe (siehe Anhang Abb. I.1) wird die Serie für die Baugrundklasse E ausgewählt. Weitere Hinweise zu den Anforderungen für die Selektion von Erdbebenzeitverläufen sind im Anhang III der begleitenden Dokumentation gegeben.

Abb. 6.15 Überblick über die verwendeten Beschleunigungszeitverläufe

Datei Zeitverlauf	Dauer [s]	PGA skaliert · $a_{gd} \cdot \gamma_I = a_{h,max}$ [m/s²]
BGK_E_1	15.00	1.93 · 1.3 · 1.0 = 2.509
BGK_E_2	20.00	-1.43 · 1.3 · 1.0 = -1.859
BGK_E_3	15.00	1.40 · 1.3 · 1.0 = 1.820
BGK_E_4	25.00	-1.41 · 1.3 · 1.0 = -1.833
BGK_E_5	20.00	-1.74 · 1.3 · 1.0 = -2.262
BGK_E_6	15.00	-1.77 · 1.3 · 1.0 = -2.301
BGK_E_7	35.00	-1.55 · 1.3 · 1.0 = -2.015

Die Randbedingungen sind identisch mit den Bedingungen in Kapitel 5.4.3. Da dieses Beispiel ebenfalls mit einem festen Modellgrund durchgeführt wird, erfolgt die Skalierung und Eingabe der dynamischen Anregung analog zu Kapitel 5.4.3. Die erfasste Beschleunigung der Bodenoberfläche wird bezüglich Spitzenbeschleunigung und elastischem Spektrum im Punkt C kontrolliert. Bei Abweichungen von den Anforderungen der Norm können die Inputsignale moduliert und/oder skaliert werden.

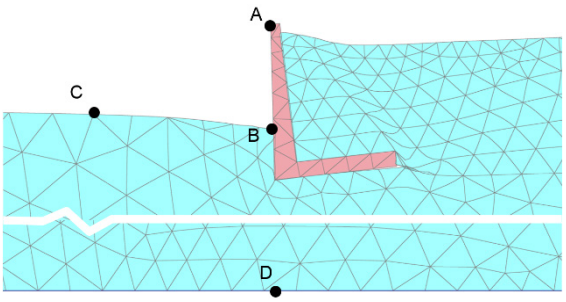


Abb. 6.16 Deformation des Netzes (50-fach verstärkt) und Lage der Messpunkt. Zeitverlauf: BGK_E_1.

Die Simulation mit PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) wird mit jedem Zeitverlauf der Serie jeweils über die gesamte aufgezeichnete Dauer geführt.

Die Auswirkungen des Erdbebens werden anhand der vier Messpunkte A (Mauerkrone), B (Mauerfuss), C (freie Bodenoberfläche mit 5 m Distanz zur Mauer) und D (Felsoberfläche) aufgezeichnet. Abb. 6.16 zeigt die Lage dieser Punkte anhand des überzeichneten

Deformationszustandes am Ende der Erdbebeneinwirkung BGK_E_1 (moduliert & skaliert).

6.4.4 Kontrolle des Antwortspektrums im FE-Modell

Vor den eigentlichen Auswertungen sind die verwendeten Zeitverläufe an der freien Oberfläche zu überprüfen. Diese Kontrollen erfolgen in diesem Beispiel an dem Punkt C, welcher sich in einem Abstand von 5 m von der Winkelstützmauer befindet.

Dabei sind folgende beiden Anforderungen zu erfüllen:

1. Der Mittelwert dieser erfassten Beschleunigungsspitzen muss mindestens dem normgemässen $a_{h,max} = \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S$ entsprechen.
2. Für die Gesamtheit der verwendeten Zeitverläufe ist das über alle Verläufe gemittelte, elastische Antwortspektrum an der Bodenoberfläche zu generieren. Im Bereich bis 2 s soll dieses Spektrum im Normalfall über 90% des elastischen Normspektrums liegen.

Im vorliegenden Beispiel wurde die zweite oben genannte Anforderung nicht auf Anhieb erfüllt. Aus diesem Grund wurden die Erdbebenzeitverläufe aus Abb. 6.15 mittels der Software *SeismoMatch* gezielt moduliert und deren Amplitude anschliessend noch auf 155% hochskaliert. Dieses Vorgehen wird im Fallbeispiel „Schwergewichtsmauer“ genauer beschrieben. Mit diesen beiden Massnahmen konnten beide Anforderungen erfüllt werden (vgl. Abb. 6.17).

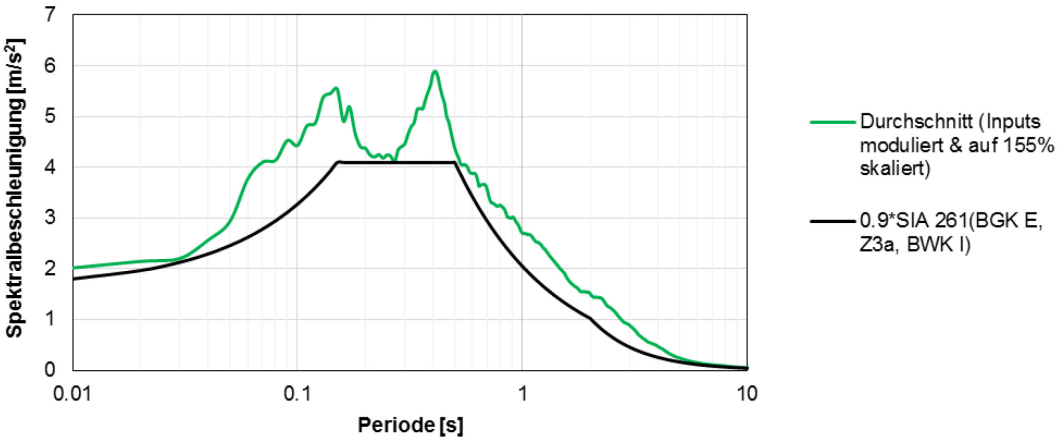


Abb. 6.17 Vergleich des mittleren mit 5% gedämpften elastischen Spektrums im FE-Modell bei Punkt C mit 90% des elastischen Antwortspektrums gemäss SIA 261 [2] (inkl. γ_f).

6.4.5 Validierung des FE-Modells

Die Validierung erfolgt anhand des modulierten und skalierten Zeitverlaufs BGK_E_1. Die Wahl einer grösseren Modellweite (300 m) und auch eine feinere Netzeinteilung führen im Bereich der Winkelstützmauer zu annähernd den gleichen Resultaten. Die Modellwahl gemäss Abb. 6.14 wird somit für die Deformationsberechnung des Stützbauwerks als geeignet betrachtet.

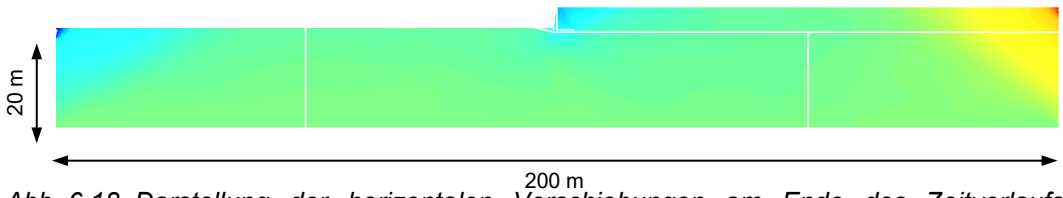


Abb. 6.18 Darstellung der horizontalen Verschiebungen am Ende des Zeitverlaufs BGK_E_1 (moduliert & skaliert).

In Abb. 6.18 sind die horizontalen Verschiebungen am Ende des modulierten und skalierten Zeitverlaufs BGK_E_1 dargestellt. An den seitlichen Modellrändern entstehen plastische Deformationen. Aufgrund der gewählten Modellabmessungen erstrecken sich die Randeffekte jedoch nicht bis zur gestützten Böschung. Das Verformungsbild in diesem Bereich zeigt einen physikalisch sinnvollen Bruchkörper.

6.4.6 Bleibende Verformungen

Die Resultate der FE-Modellierung werden hinsichtlich bleibender Deformationen analysiert. Die Vorgehensweise der Output Analyse folgt sinngemäss dem entsprechenden Kapitel im Fallbeispiel „Schwergewichtsmauer“.

Abb. 6.19 Zusammenstellung der Resultate aus der FE Analyse

Erdbeben	**Bleibende Verschiebung Punkt A [cm]**		**Bleibende Verschiebung Punkt B [cm]**		**Bleibende Verschiebung Punkt C [cm]**	
	x_A	y_A	x_B	y_B	x_C	y_C
BGK_E_1 (moduliert & skaliert)	2.9	1.8	1.9	2.0	0.5	0.5
BGK_E_2 (moduliert & skaliert)	3.3	2.2	2.0	2.4	0.4	0.5
BGK_E_3 (moduliert & skaliert)	2.6	1.7	1.8	1.8	0.7	0.4
BGK_E_4 (moduliert & skaliert)	3.1	1.7	2.1	1.9	0.7	0.4
BGK_E_5 (moduliert & skaliert)	2.8	1.8	1.8	2.0	0.7	0.4
BGK_E_6 (moduliert & skaliert)	2.3	1.6	1.5	1.8	0.4	0.5
BGK_E_7 (moduliert & skaliert)	4.4	2.2	3.1	2.4	1.4	0.5
Durchschnitt	**3.1**	**1.9**	**2.0**	**2.0**	**0.7**	**0.5**

6.4.7 Nachweis der bleibenden Verschiebungen der Stützmauer

Der verformungsbasierte Tragsicherheitsnachweis für die Stützmauer erfolgt mit den Durchschnittswerten der FE-Analyse gemäss Ziffer 8.4.8 SIA 269/8 [17]. Die Nachweise der Setzung und Verschiebung beziehen sich dabei auf das angrenzende Gelände bei Kontrollpunkt C:

Verkippung: $w_{bd} = x_A - x_B = 3.1 - 2.0 = 1.1\ cm$

$$w_{bd} = 1.1\ cm \leq \frac{w_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{0.1 \cdot h}{2.5} = \frac{0.1 \cdot 400\ cm}{2.5} = 16.0\ cm$$ → i.O.

Setzung: $w_{bd} = y_B - y_C = 2.0 - 0.5 = 1.5\ cm$

$$w_{bd} = 1.5\ cm \leq \frac{w_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{0.025 \cdot 400\ cm}{2.5} = 4.0\ cm$$ → i.O.

Verschiebung: $w_{bd} = x_B - x_C = 2.0 - 0.7 = 1.3\ cm$

$$w_{bd} = 1.3\ cm \leq \frac{w_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{0.05 \cdot 400\ cm}{2.5} = 8.0\ cm$$ → i.O.

Bemerkung: Die Verkippung- und Setzungsnachweise werden in dieser Berechnung erfüllt. Dies stützt die Vermutung, dass der kraftbasierte Grundbruchnachweis nach Eurocode 8 – Teil 5 [21] zu konservativ ist (siehe Abb. 6.11) und deshalb bei Stützbauwerken die Verwendung der herkömmlichen Methode nach Fishman et al. (2003) [33] vorzuziehen ist.

6.4.8 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees

In Analogie zu 4.3.3.4.3 EC 8-1 [20]dürfen die Nachweise bei Verwendung von mindestens 7 Verläufen mit Mittelwerten der Serie geführt werden. Die Richtwerte für Grenzwerte der Setzung der Fahrbahn der Erdbebenstreckenklasse ESK I betragen v_{Rk} = 30···50 cm (Abb. 4.2 ASTRA 82017 [22]). In diesem Fall wurde v_{Rk} = 30 cm als Anforderung festgelegt. Mit der durchschnittlichen differentiellen Setzung zwischen den Punkten C und B lässt sich diese Forderung erfüllen:

Setzung: $$w_{bd} = y_B - y_C = 2.2 - 0.7 = 1.5\ cm \leq \frac{v_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{30\ cm}{2.5} = 12.0\ cm$$ → i.O.

Die Grenzverschiebung für den Tragsicherheitsnachweis w_{Rk} entspricht den vorgeschlagenen Werten aus der ASTRA-Dokumentation 82017 [22]. Diese können verwendet werden, wenn keine abweichenden Grenzwerte in der Nutzungsvereinbarung festgelegt sind.

6.4.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich gemäss Ziffer 9.1.3 SIA 269/8 [17] aus einem Vergleich der Erdbebeneinwirkung A_R, die zur Erreichung der Grenzwerte für bleibenden Verschiebungen führt, mit dem Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung $A_{d,act}$. Bei FEM Analysen kann dieser Erfüllungsfaktor nur iterativ mit einem grossen Aufwand bestimmt werden. Im vorliegenden Fall ist der tiefste verformungsbasierte Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} \geq 1.0$ und braucht daher nicht näher bestimmt zu werden.

Gemäss Ziffer 9.1 SIA 269/8 [17] ist die Erdbebensicherheit vollumfänglich erfüllt und der Ist-Zustand kann akzeptiert werden.

7 Fallbeispiel durchgehend verankerte Stützwand

7.1 Ausgangslage

Als Beispiel dient eine Ortsbetonwand (γ_{ck} = 25.0 kN/m^3) mit einer Sichthöhe *h* von 4.5 m und mit vorgespannten permanenten Stahlankern permanent im anstehenden Alluvialboden. Die verankerte Stützwand wurde für Erdbebeneinwirkungen nicht bemessen. Das Gelände oberhalb der Mauer weist eine 25 m lange Böschung mit 20° Neigung auf. Die totale Einbindetiefe beträgt *t* = 3.40 m und die Ankerkraft A_d = 142.4 kN/m'.

Die Kennwerte für die Anker sind wie folgt:

- Ankerabstand d = 3.00 m
- Ankerkraft A_d = 427.2 kN
- Charakteristischer Ankerwiderstand R_k = 577.0 kN
- Innerer Tragwiderstand $R_{i,k}$ = 744.0 kN (4 Litzen à 100 mm^2 und f_{pk} = 1860 N/mm^2)
- Gewählte Festsetzkraft P_0 = 440.0 kN
- Verankerungslänge l_v = 5.0 m
- Freie Ankerlänge l_{fr} = 7.00 m

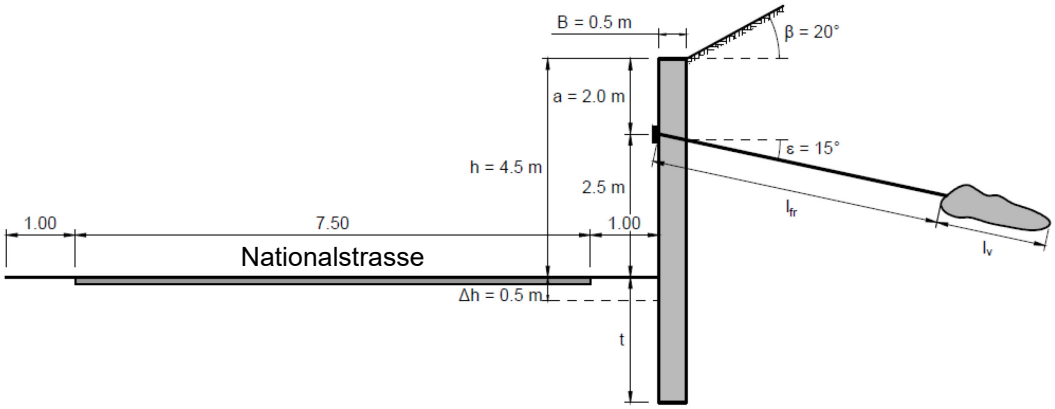


Abb. 7.1 Charakteristische Baugrundwerte		
Raumlast γ_{ek}	[kN/m^3]	20.0
Reibungswinkel ϕ'_k	[°]	30.0
Kohäsion c'_k	[kN/m^2]	0

Abb 7.1 Schematische Darstellung der Situation der verankerte Stützwand und charakteristische Baugrundwerte.

Der Ankerkopf liegt 2 m unterhalb der Mauerkrone. Das Zugglied des Verpressankers besteht aus Litzen und ist um 15° fallend gegen die Waagrechte geneigt. Für Überprüfung der Tragsicherheit unter ständigen Lasten wird die Terrainkote durch einen Zuschlag Δh zur sicheren Seite hin korrigiert. Für die Erdbebenüberprüfung wird jedoch davon ausgegangen, dass die Sichthöhe *h* mit genügend grosser Wahrscheinlichkeit eingehalten ist und der Sicherheitszuschlag weggelassen werden kann.

Die Stützmauer befindet sich in der Erdbebenzone 3b an einer Strasse, die weder hohe wirtschaftliche Bedeutung noch eine erheblich Funktion zur Bewältigung von Erdbeben hat

(Erdbebenstreckenklasse ESK I). Der Untergrund besteht bis zum Fels in 20 m Tiefe aus sandig-kiesigen Flussablagerungen.

Die Grenzverschiebung für Stützwände mit vorgespannten Ankern sind gemäss Abb. 4.4 ASTRA-Dokumentation 82017 [22]

a. Wenn die Anker die betrachtete Bruchfläche nicht queren: $w_{Rk.kipp}$ = 0.10 · H = 0.1 · 450 = 45 cm, $w_{Rk.stzg}$ = 0.025 · H = 0.025 · 450 = 11 cm und $w_{Rk.gleit}$ = 0.05 · H = 0.05 · 450 = 22 cm.

b. Wenn die Anker die betrachtete Bruchfläche queren: Wie für a., jedoch maximal was die Ankerzugglieder als Differenzverschiebung zwischen l_v (Veränkerungsstrecke) und Ankerkopf zulassen.

Da der Verkehrsträger der Erdbebenstreckenklasse ESK I zugeordnet ist, betragen die Richtwerte für Grenzwerte der Setzungen der Strasse v_{Rk} = 30···50 cm. In diesem Fall wurde v_{Rk} = 30 cm als Anforderung festgelegt.

Für sämtliche Berechnungen werden drainierte Zustände ohne Grundwassereinfluss angenommen. Wasserdrücke und Auftriebskräfte fallen somit ausser Betracht.

7.2 Tragsichserheit für ständige Lasten

7.2.1 Tragwerksanalyse

Das Stützbauwerk befindet sich in einer Hanglage mit Neigung $\beta > ½\ \phi'_k$. Es wird deshalb nach Ziffer 12.4.3.3 SIA 267 [8] erhöhter Erddruck angesetzt. Die horizontale Komponente des erhöhten Erddrucks wird zu E'_{ah} = 0.75 · E_{ah} + 0.25 · E_{0h} angenommen. Mit einem Reibungswinkel $\delta_{a,k}$ = 2/3 ϕ'_k beträgt der Beiwert für den aktiven Erddruck K_{ah} = 0.389. Nach Formel (5) SIA 261 [2]) ergibt sich ein Erdruhedruckkoeffizient von K_{0h} = 0.671. Damit beträgt der erhöhte Erddruck K'_{ah} = 0.460. Der passive Erddruckbeiwert wird mithilfe von Anhang B SIA 261 [2]) zu K_{ph} = 4.6 bestimmt.

Für die Berechnung der Einbindetiefe *t* werden die Überprüfungs-Erddrücke entsprechend dem Grenzzustand Typ 2 bestimmt. Die Terrainkote wird um einen Sicherheitszuschlag Δh von 0.5 m reduziert (Ziffer 12.4.2.1 SIA 267 [8]). Unterhalb der reduzierten Terrainkote darf der charakteristische Erddruck angesetzt werden (Ziffer 12.5.2.1 SIA 267 [8]) und Figur 9 SIA 267 [8]. Gemäss der Tabelle 2 SIA 261 [2] darf bei 1- bis 2-fach abgestützten Wänden eine rechteckförmige Erddruckverteilung angenommen werden.

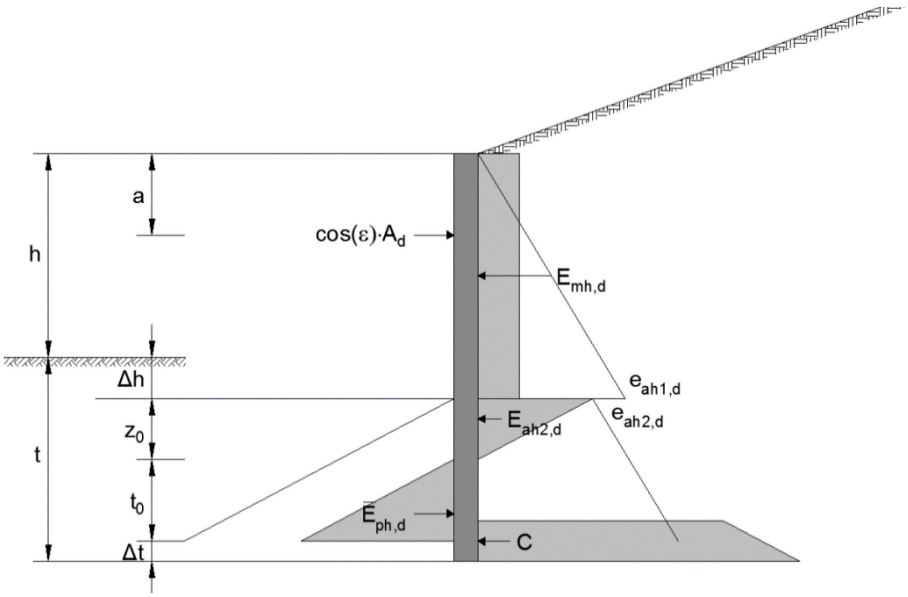


Abb. 7.1 Berücksichtigte Einwirkungen für die Überprüfung der Tragsicherheit für ständige Lasten.

$e_{ah1,k} = \gamma_{ek} \cdot (h + \Delta h) \cdot K'_{ah} = 20 \cdot (4.50 + 0.50) \cdot 0.460 = 46.0\ kN/m^2$

$e_{ah1,d} = e_{ah1,k} \cdot \gamma_{G,Q} = 46.0 \cdot 1.35 = 62.1\ kN/m^2$

$e_{mh,d} = e_{ah1,d} \cdot 0.5 = 31.1\ kN/m^2$

$E_{mh,d} = e_{mh,d} \cdot (h + \Delta h) = 31.1 \cdot (4.50 + 0.50) = 155.3\ kN/m^2$

$e_{ah2,d} = e_{ah2,k} = e_{ah1,k} = 46.0\ kN/m^2$

$E_{ah2,d} = E_{ah2,k} = e_{ah2,d} \cdot \frac{z_0}{2} = 46.0 \cdot \frac{z_0}{2}$

$\bar{E}_{ph,d} = \frac{t_0^2}{2} \cdot \gamma_{ek} \cdot (\frac{K_{ph}}{\gamma_M} - K'_{ah})$

7.2.2 Nachweise

Die Wand wird als voll eingespannt angenommen. Mit den Einwirkungen des Grenzzustands Typ 2 (vgl. Abb. 7.1) und den Gleichgewichtsbedingungen sind die Nachweise der Tragsicherheit mit der totalen Einbindetiefe *t* = 3.40 m und die Ankerkraft A_d = 142.4 kN/m‘ knapp erfüllt.

Der Nachweis der Standsicherheit wurde anhand einer Geländebruchuntersuchung nach der Methode Morgenstern-Price geführt. Mittels Stabilitätsberechnung wurde auch der Nachweis erbracht, dass die freie Ankerlänge ausreichend ist.

7.3 Kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit

7.3.1 Ausgangswerte

Die verankerte Stützwand die die Nachweise der Tragsicherheit für ständige Lasten knapp erfüllt, wird auf die Tragsicherheit bei Erdbebeneinwirkung überprüft. Für kraftbasierte Methoden hängt der Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung von folgenden standort- und bauwerksbezogenen Einflussparametern ab:

Abb. 7.2 Einflussparameter für die kraftbasierte Bestimmung der Erdbebeneinwirkung

Bauwerksklasse BWK I, Erdbebenstreckenklasse ESK I, kein Personenrisiko	$\gamma_f = 1.0$	Abb. 4.1 ASTRA 82017[22] Tab. 25 SIA 261 [2]
Erdbebenzone Z3a	$a_{gd} = 1.3\ m/s^2$	16.2.1.2 SIA 261 [2]
Baugrundklasse E	$S = 1.4$	Tab. 24 SIA 261 [2]
$s_{zul} = 18\ mm$	$200 \frac{a_{g,d}}{g} S\ mm = 37\ mm$ → $q_a = 1.0$	Tab. 2 SIA 267 [8]
Bruchkörpergrösse	$q_h = 1.0$ (GZ Typ 1 und 2) $q_h = 1.5$ (GZ Typ 3)	Tab. 3 SIA 267 [8]

Darin hängt der seismische Verhaltensbeiwert q_a von der zulässigen Verschiebung der Stützwand ab. Die zulässige Verschiebung s_{zul} entspricht gemäss Ziffer 7.5.2.3 SIA 267 [8] der Ankerdehnung zwischen der vorhandenen Ankerkraft *P* und dem in der betrachteten Überprüfungssituation angesetzten Tragwiderstand des Ankers. Für die vorliegende Situation werden die Bedingungen von Ziffer 7.5.4.6 SIA 267 [8] als erfüllt angenommen und für Grenzzustand Typ 3 darf der gleiche Überprüfungswert des Tragwiderstands angesetzt werden wie für den Grenzzustand Typ 2.

$$s_{zul} = \frac{\Delta\sigma \cdot l_{fr}}{E_{Zugglied}} \cdot \cos\varepsilon$$

Mit:

$$\Delta\sigma = \frac{R_d - \gamma_A \cdot P_0}{A_{Zugglied}}$$

$$R_d = P_{p0.1k} = A_p f_{p0.1k} = 400\ mm^2 \cdot 1600\ N/mm^2 = 640.0\ kN$$ (26) SIA 267 [8] Tab. 7 SIA 262 [3]

$$\Delta\sigma = \frac{640.0 - 1.0 \cdot 440.0}{400} = 0.5\ kN/mm^2$$

$$s_{zul} = \frac{0.5\ kN/mm^2 \cdot 7.00\ m}{195\ kN/mm^2} \cdot \cos 15° = 0.018\ m$$

Der Beiwert q_h berücksichtigt den Umstand, dass die maximale Beschleunigung nicht gleichzeitig auf den ganzen Gleitkörper wirkt. q_h ist deshalb von der Mächtigkeit und Ausdehnung des Gleitkörpers abhängig und unterscheidet sich hier für die betrachteten Grenzzustände.

Aufgrund der steilen Hinterfüllung ergeben sich Bruchkörper mit relativ grosser Ausdehnung. Entsprechend könnten für den vorliegenden Fall auch grössere Beiwerte q_h in Erwägung gezogen werden.

7.3.2 Erforderliche Nachweise

Der Überprüfungswert der Bodenbeschleunigung am Standort beträgt $a_{h,max} = \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S$ = 1.82 m/s². Somit sind die Bedingungen der Ziffer 8.2.1 SIA 269/8 [17] nicht erfüllt und ein Tragsicherheitsnachweis wird für die Überprüfungssituation Erdbeben verlangt. Gleich wie für ständige Lasten werden hier für den Nachweis der Tragsicherheit die Grenzzustände des Gleichgewichts sowie das Erreichen des Baugrundwiderstands berücksichtigt.

Für Bauwerke der Bauwerksklasse BWK I und II-i wird kein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bei Erdbebeneinwirkung verlangt (Ziffer 7.5.5.1 SIA 267 [8]).

7.3.3 Verfahren

Bei der Tragwerksanalyse nach dem Ersatzkraftverfahren gemäss Geotechnik-Norm SIA 267 [8] werden die Einwirkungen aus ständigen Lasten ergänzt durch Erdbebeneinwirkungen, die für Einwirkungen aus dem Baugrund folgendermassen bestimmt werden:

$$A_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{g,d}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S \cdot G_k$$ (23) SIA 267 [8]

Die Einflussfaktoren γ_f, a_{gd}, g, q_a, q_h und S werden zum horizontalen Beschleunigungskoeffizienten $k_{h,d}$ zusammengefasst.

$$k_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S = 1.0 \cdot \frac{1.3}{9.81 \cdot 1.0 \cdot 1.0} \cdot 1.4 = 0.186$$ (GZ Typ 1 und 2)

$$k_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S = 1.0 \cdot \frac{1.3}{9.81 \cdot 1.0 \cdot 1.5} \cdot 1.4 = 0.124$$ (GZ Typ 3)

Die vertikalen Kräfte aus Erdbebeneinwirkungen werden hier vernachlässigt (vgl. Ziffer 7.5.2.1 SIA 267 [8]), somit beträgt der vertikale Beschleunigungskoeffizient $k_{v,d}$ für die Tragwerksanalyse:

$$k_{v,d} = 0$$

Für einfache Verhältnisse ohne Kohäsion eignen sich die Formeln für die totalen Erddrücke unter Erdbebeneinwirkung nach Mononobe-Okabe. Diese pseudostatische Methode beruht auf dem Kräftegleichgewicht eines idealisierten Gleitkeils. Die Methode ergibt deshalb nur eine Lösung, wenn die Bruchfläche steiler geneigt ist als die

Hinterfüllungsböschung und sich mit dieser schneidet. Die entsprechende Bedingung lautet:

$\beta < \varphi'_k - \theta$

$$\theta = arctan\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.186}{1-0}\right) = 10.5°$$

$20° < 30° - 10.5° = 19.5°$ → nicht erfüllt

Falls diese Bedingung nicht erfüllt ist empfiehlt sich die allgemeine Grenzgleichgewichtsmethode nach Chugh [32], da diese nicht von einer unendlich langen Böschung sondern von der tatsächlichen Hanggeometrie ausgeht.

Die allgemeine Grenzgleichgewichtsmethode bedingt eine Böschungsstabilitäts-Software zur Ermittlung des Wanddrucks. Vorliegend wurde die Software SLOPE/W (GeoStudio 2012 [27]) verwendet. In einer iterativen Stabilitätsberechnung wird die um den Wandreibungswinkel δ gegen die Wandfläche geneigte Kraft $E_{ae,k}$ unter Erdbebenbeschleunigung solange verändert, bis der Sicherheitsfaktor 1 wird. In diesem Grenzzustand entspricht $E_{ae,k}$ dem einwirkenden totalen Erddruck unter Erdbebeneinwirkung. Die Bodenparameter für die Erddruckberechnung entsprechen dabei den charakteristischen Werten. Die Wandreibungswinkel werden nach Formel (74) SIA 267 [8] zu $\delta_{a,k}$ = 2/3 ϕ'_k, resp. nach Ziffer 7.3.2.3(6)P EC 8-5 [21] zu $\delta_{p,k}$ = 0 angenommen.

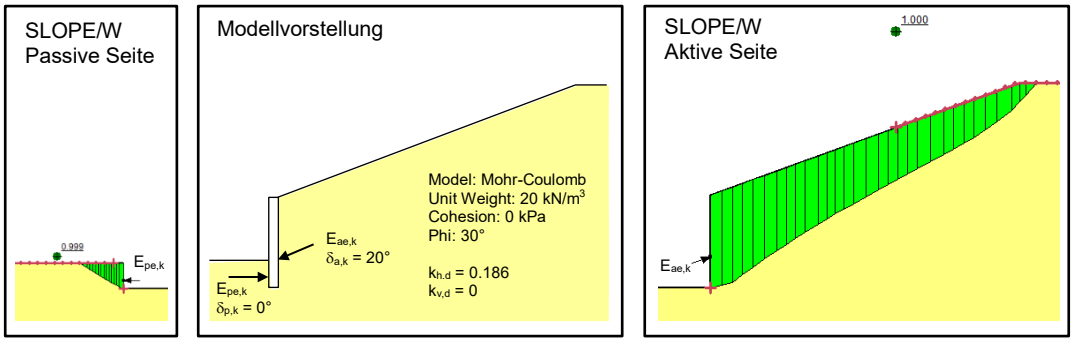


Abb. 7.3 Ermittlung des aktiven und passiven Erddrucks mit der Hangstabilitäts-Analyse Software SLOPE/W (GeoStudio 2012 [27]).

Mit dem allgemeinen Grenzgleichgewichtsverfahren und der Stabilitätsberechnung nach Morgenstern-Price ergeben sich folgende Erddrücke:

$E_{ae,k} = 559.0\ kN/m'$

$E_{aeh,k} = E_{ae,k} \cdot \cos\delta_{a,k} = 559.0\ \cdot \cos(20°) = 525.3\ kN/m'$

$E_{peh,k} = E_{pe,k} = 308.0\ kN/m'$

7.3.4 Einwirkungen pro m[1]

Die Wirkungslinie der Zusatzdrücke ist gemäss 7.5.2.4 SIA 267 [8] auf halber Wandhöhe anzusetzen. Deshalb wird die aktive Erddruckkraft E_{ae} in einen statischen und einen dynamischen Anteil aufgeteilt. Der dynamische Anteil wird verteilt über die ganze Wandhöhe angenommen, während der statische Erddruck oberhalb der Aushubkote gemäss Tabelle 2 SIA 261 [2] in eine rechteckförmige Lastfigur umgelagert wird.

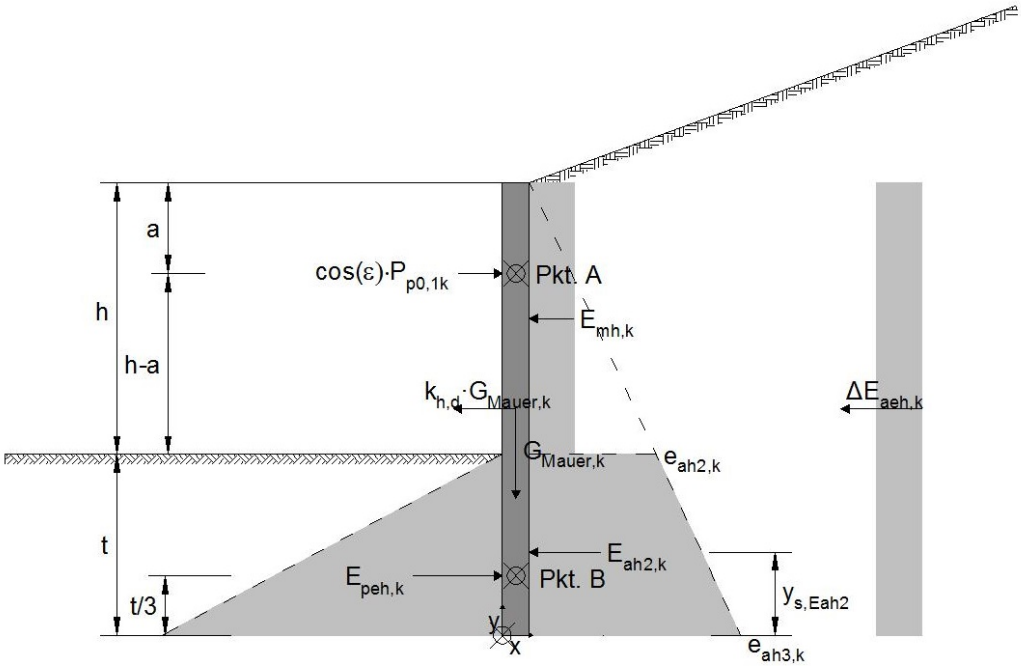


Abb. 7.4 Berücksichtigte Einwirkungen für den Erdbebennachweis.

Eigengewicht Stützmauer:

$G_{Mauer,k} = B \cdot (h + t) \cdot \gamma_{ck} = 0.50 \cdot (4.50 + 3.40) \cdot 25.0 = 98.8\ kN/m'$

Ersatzkraft Tragwerkbeschleunigung

$k_{h,d} \cdot G_{Mauer,k} = 0.186 \cdot 98.8 = 18.4\ kN/m'$

Aktiver Erddruck, statischer Anteil:

$e_{ah2,k} = \gamma_{ek} \cdot h \cdot K_{ah} = 20.0 \cdot 4.50 \cdot 0.460 = 41.4\ kN/m^2$

$e_{ah3,k} = \gamma_{ek} \cdot H \cdot K_{ah} = 20.0 \cdot 7.90 \cdot 0.460 = 72.7\ kN/m^2$

$E_{mh,k} = \frac{1}{2} \cdot e_{ah2,k} \cdot h = \frac{1}{2} \cdot 41.4 \cdot 4.50 = 93.1\ kN/m'$

$E_{ah2,k} = \frac{(e_{ah2,k} + e_{ah3,k})}{2} \cdot t = \frac{41.4 + 72.7}{2} \cdot 3.40 = 193.8\ kN/m'$

$y_{s,Eah2} = \frac{t}{3} \cdot \frac{e_{ah3,k} + 2e_{ah2,k}}{e_{ah3,k} + e_{ah2,k}} = \frac{3.40}{3} \cdot \frac{72.7 + 2 \cdot 41.4}{72.7 + 41.4} = 1.54\ m$

Aktiver Erddruck, dynamischer Anteil

$\Delta E_{aeh,k} = E_{aeh,k} - (E_{mh,k} + E_{ah2,k}) = 525.3\ - (93.1 + 193.8) = 238.4\ kN/m'$

Passiver Erddruck

$E_{peh,k} = 308.0\ \ kN/m'$

7.3.5 Nachweis der Einbindetiefe t (GZ Typ 2)

Die volle Einspannung der Wand im Boden ist die grösste statisch sinnvolle Einbindetiefe. Die minimale Einbindetiefe wird durch ein statisches System mit freien Auflagern am Ankerpunkt und am Fusspunkt bestimmt. Dazwischen gilt die Wand als teileingespannt. Da das statische System im Erdbebenfall nicht a priori bekannt ist, wird der Nachweis des Bodenauflagers mit der Annahme einer frei aufgelagerten Wand durchgeführt, d.h. es wird nachgewiesen, dass die minimale Einbindetiefe nicht unterschritten wird.

Der angenommene Balken liegt auf dem Ankerpunkt A und dem Schwerpunkt des Erdwiderstandes B frei auf. Die Lage von Punkt B wird auf Höhe *t*/3 über dem Wandfuss angenommen.

Abb. 7.5 Verwendete Lastbeiwerte und Partialfaktoren

Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren γ_m		
Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c
-	-	1.0	1.2	1.5

Nachweis: $\mathrm{E_d} \leq \mathrm{R_d}$ (16) SIA 267 [8]

Überprüfungswert der Auswirkung:

Die Auswirkung E_d des Auflagers B lässt sich aus dem Moment um den Angriffspunkt der Ankerkraft (Punkt A) bestimmen:

$$E_d = \frac{\sum M_A}{H - a - \frac{t}{3}}$$

$$\sum M_A = E_{mh,k} \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right) + E_{ah2,k} \cdot \left(H - a - y_{s,Eah2}\right) + \Delta E_{aeh,k} \cdot \left(\frac{H}{2} - a\right) + G_{Mauer,k} \cdot k_{h,d} \cdot \left(\frac{H}{2} - a\right)$$

$$= 93.1 \cdot \left(\frac{4.50}{2} - 2.00\right) + 193.8 \cdot (7.90 - 2.00 - 1.54) + 238.4 \cdot \left(\frac{7.90}{2} - 2.00\right) + 18.4 \cdot \left(\frac{7.90}{2} - 2.00\right)$$

$$= 1369.0\ kNm/m'$$

$$E_d = \frac{1369.0}{7.90 - 2.00 - \frac{3.40}{3}} = 287.0\ kN/m'$$

Überprüfungswert des Widerstandes:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot R_{ek} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot E_{peh,k}$$ (33) SIA 267 [8]

mit $\gamma_M = 1.4$ (14) SIA 267 [8], (34) SIA 267 [8]

$$R_d = \frac{1}{1.4} \cdot 308.0 = 220.0\ kN/m'$$

Mit der Grenzzustandsgleichung:

$$E_d = 287.0 \geq R_d = 220.0 \rightarrow n.i.O. \qquad \left(SF = \frac{R_d}{E_d} = \frac{220.0}{287.0} = 0.77\right)$$

7.3.6 Nachweis der Ankerkraft A (GZ Typ 2)

Der Überprüfungswert der Ankerkraft wird ebenfalls unter der Annahme eines aufgelagerten Balkens ermittelt. Somit resultiert die rechnerisch grösstmögliche Auswirkung des Ankerzugglieds. Tatsächlich ist die Kraft *A* eines (teil-) eingespannten Systems jedoch geringer, der Nachweis ist deshalb konservativ.

Die Auswirkung lässt sich aus dem Moment um den Schwerpunkt des Erdwiderstandes (Punkt B) bestimmen.

Abb. 7.6 Verwendete Lastbeiwerte und Partialfaktoren

Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren γ_m		
Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c
-	-	1.0	1.2	1.5

Nachweis: $E_d \leq R_d$ (16) SIA 267 [8]

Überprüfungswert der Auswirkung:

$$E_d = d \cdot A_d$$

$$A_d = \frac{\sum M_B}{H - a - \frac{t}{3}} \cdot \frac{1}{\cos \varepsilon}$$

$$\sum M_B = E_{ah2,k} \cdot \left(y_{s,Eah2} - \frac{t}{3}\right) + E_{mh,k} \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{2t}{3}\right) + \Delta E_{aeh,k} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{t}{3}\right) + G_{Mauer,k} \cdot k_{h,d} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{t}{3}\right)$$
$$= 193.8 \cdot \left(1.54 - \frac{3.40}{3}\right) + 93.1 \cdot \left(\frac{4.50}{2} + \frac{2 \cdot 3.40}{3}\right) + 238.2 \cdot \left(\frac{7.90}{2} - \frac{3.40}{3}\right) + 18.4 \cdot \left(\frac{7.90}{2} - \frac{3.40}{3}\right) = 1223.4\ kNm/m'$$

$$A_d = \frac{1223.4}{7.90 - 2.00 - \frac{3.40}{3}} \cdot \frac{1}{\cos(15°)} = 265.7\ kN/m'$$

$$E_d = 3.00 \cdot 265.7 = 797.1\ kN$$

Überprüfungswert des Ankerwiderstands:

$$R_d = P_{p0,1k} = A_p \cdot f_{p0,1k} = 400 \cdot 1600 = 640000\ N = 640\ kN$$ (26) SIA 267 [8], Tab. 7 SIA 262 [3]

Mit der Grenzzustandsgleichung:

$$E_d = 797.1 \geq R_d = 640.0 \rightarrow n.i.O. \qquad \left(SF = \frac{R_d}{E_d} = \frac{640.0}{797.1} = 0.80\right)$$

7.3.7 Kontrolle der Gesamtstabilität (GZ Typ 3)

Die Kontrolle der Gesamtstabilität erfolgt als Gleitkreisberechnung nach dem Lamellenverfahren mit der Software SLOPE/W (GeoStudio 2012 [27]). Die Gesamtstabilität wird unter dem Ansatz abgeminderter Scherparameter nach den Regeln des Grenzzustands Typ 3 durchgeführt.

Abb. 7.7 Verwendete Lastbeiwerte und Partialfaktoren

Lastbeiwerte γ_F		Partialfaktoren			
Eigengewicht γ_G	Erddruck $\gamma_{G,Q}$	γ_γ	γ_ϕ	γ_c	γ_R
-	-	1.0	1.2	1.5	1.1

Unter der Annahme, dass die Bedingungen von Ziffer 7.5.4.6 SIA 267 [8] erfüllt sind, darf für Grenzzustand Typ 3 der gleiche Überprüfungswert des Ankerwiderstands angesetzt werden wie für den Grenzzustand Typ 2.

$$R_d = P_{p0.1k} = A_p f_{p0.1k} = 400\ mm^2 \cdot 1600\ N/mm^2 = 640\ kN$$ (26) SIA 267 [8]

Mit dem Partialfaktor γ_R = 1.1 für die Unschärfe des Modells resultiert mit der Morgenstern-Price Methode ein Sicherheitsfaktor *SF* von:

$$SF = \frac{SF_{Morgenstern-Price}}{\gamma_R} = \frac{1.057}{1.1} = 0.96$$

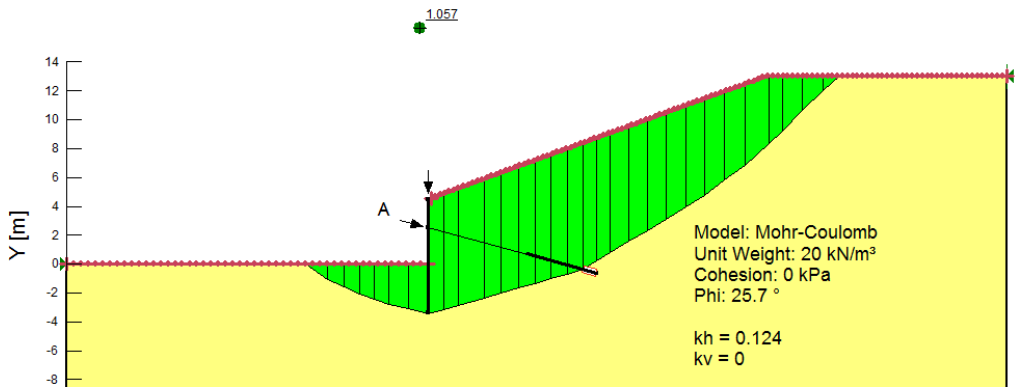


Abb. 7.8 Berechnungsresultat SLOPE/W (GeoStudio 2012 [27]): Bruchfigur mit minimalem Sicherheitsfaktor.

Die Gesamtstabilität kann für die Erdbebeneinwirkung nicht nachgewiesen werden. Die Verankerungslänge liegt grösstenteils innerhalb des kritischen Bruchkörpers, die freie Ankerlänge ist somit nicht ausreichend.

7.3.8 Kritischer Erdbebenbeschleunigungskoeffizient k_{crit}

Abb. 7.9 zeigt den Sicherheitsfaktor *SF* für die oben aufgeführten Nachweise in Abhängigkeit des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten $k_{h,d}$. Ab einer Erdbebeneinwirkung von k_{crit} = 0.13 wird die Einbindetiefe ungenügend. Unter der Annahme eines aufgelagerten Balkens überschreiten dann die aktiven Drücke infolge Erdbebeneinwirkung den Erdwiderstand. Die kritische Beschleunigung der Gesamtstabilität beträgt k_{crit} = 0.10.

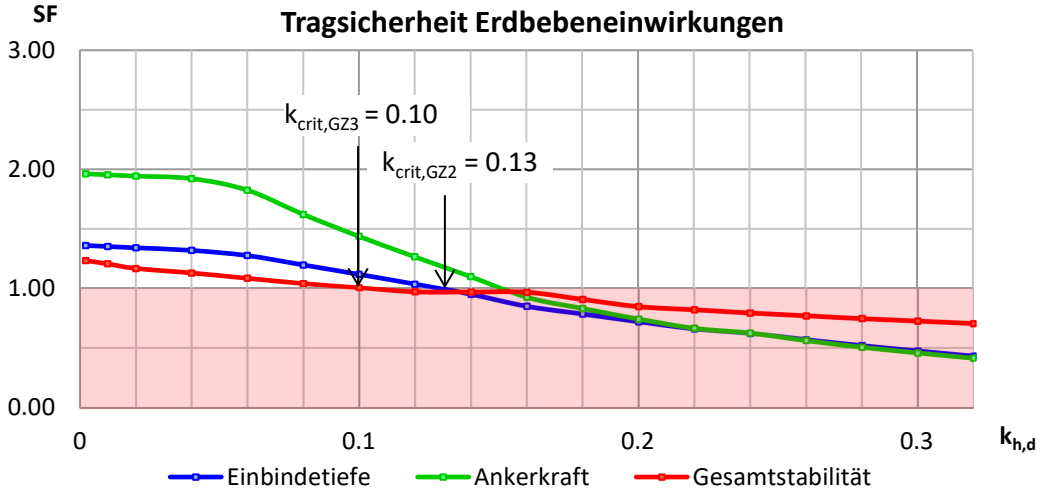


Abb. 7.9 Tragsicherheit SF in Abhängigkeit des Erdbebenbeschleunigungskoeffizienten $k_{h,d}$.

Der Überprüfungswert des horizontalen Bodenbeschleunigungskoeffizient $k_{h,d}$ ist vorliegend mit einem Wert von 0.186 für GZ2 und 0.124 für GZ3 deutlich höher als der kritische Beschleunigungskoeffizient k_{crit}. Eine hier nicht aufgeführte Berechnung ergab, dass zur Erfüllung des kraftbasierten Tragsicherheitsnachweises eine Erhöhung der Einbindetiefe auf t = 4.7 m und des Ankerquerschnitts auf A = 600 mm² notwendig wäre. Mit stärker reduzierter Erdbebeneinwirkung (q_h = 1.5 für GZ Typ 2 resp. q_h = 2 für GZ Typ 3), könnte die Tragsicherheit hingegen mit den gewählten Abmessungen nachgewiesen werden.

7.3.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich gemäss Ziffer 9.1.3 SIA 269/8 [17] aus einem Vergleich der Erdbebeneinwirkung A_R, die zum nominellen Versagen von tragenden Bauteilen (inkl. Boden) führt, mit dem Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung $A_{d,act}$:Der Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung A_d unterscheidet sich je nach Grenzzustand; entsprechend sind die Typen 2 und 3 separat zu prüfen:

$$\alpha_{eff} = \frac{A_R}{A_{d,act}} = \frac{k_{crit} \cdot G_k}{k_{h,d} \cdot G_k} = \frac{k_{crit}}{k_{h,d}} \qquad \text{(26) SIA 269/8 [17]}$$

GZ Typ 2: $\alpha_{eff} = \frac{0.13}{0.186} = 0.69$

GZ Typ 3 [1]: $\alpha_{eff} = \frac{0.10}{0.124} = 0.80$

Gemäss Ziffer 9.1 SIA 269/8 [17] ist die Verhältnismässigkeit von Massnahmen in diesem Fall zu untersuchen. Da es sich um eine Strecke ohne wichtige Infrastrukturfunktion handelt, kann auf die Suche von verhältnismässigen Massnahmen verzichtet werden und der Ist-Zustand akzeptiert werden (siehe Ziffer 8.2.3 SIA 269/8 [17]).

Die Anforderungen an die ESK I (Grenzwerte der Setzungen der Strasse v_{Rk} = 30 cm) sind sehr wahrscheinlich vollumfänglich eingehalten. Dies wird mit der nachfolgenden deformationsbasierten Überprüfung untersucht, welche in der Praxis in diesem Fall nicht durchgeführt werden müsste.

7.3.10 Sensitivitätsstudie: Böschungswinkel

Die Neigung der Hinterfüllung hat einen deutlichen Einfluss auf die resultierenden Erddruckeinwirkungen. Die erforderliche Einbindetiefe und die Ankerkraft bestimmen sich jeweils aus den Gleichgewichtsbedingungen für eine Volleinspannung (vgl. Abb. 7.10). Folgende drei Konfigurationen erfüllen knapp die Nachweisen der Tragsicherheit für ständige Lasten.

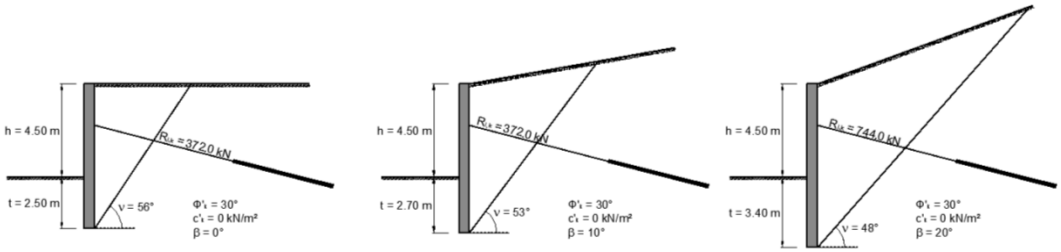


Abb. 7.10 Geometrie der drei untersuchten Stützwänden.

Für die Stützwände mit Hinterfüllungsneigung β = 10° und mit horizontaler Hinterfüllung wurde die gleiche kraftbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit durchgeführt, wie für das aufgeführte Fallbeispiel mit β = 20°. Die kritische Beschleunigung für die Einbindetiefe und die Gesamtstabilität scheint bei statisch korrekt dimensionierten Stützwänden deutlich von der Hinterfüllungsneigung abzuhängen. Der kritische Beschleunigungskoeffizient k_{crit} für den Nachweis der Ankerkraft verhält sich diskontinuierlich aufgrund eines sprunghaften Anstiegs des Litzenquerschnitts von der Situation β = 10° zur Situation β = 20°.

[1] Da der allgemeine Nachweis nach Formel 27 (ASTRA-Dokumentation 82017 [22]) zufriedenstellende Resultate ergibt, wird hier auf den genaueren Nachweis nach Formel 28 (ASTRA-Dokumentation 82017 [22]) verzichtet.

Abb. 7.11 Kritische Beschleunigungskoeffizienten k_{crit} für unterschiedliche Gefährdungsbilder (massgebende Gefährdungsbilder in orange)

	k_{crit} für β = 0°	k_{crit} für β = 10°	k_{crit} für β = 20°
Einbindetiefe	0.22	0.18	0.13
Ankerkraft	0.16	0.10	0.15
Gesamtstabilität	0.28	0.18	0.10

Aus diesen drei Situationen ergibt sich der tiefste Erfüllungsfaktor für den GZ 2 (Ankerkraft) in der Situation mit β = 10°. Der Erfüllungsfaktor beträgt in dieser Situation $\alpha_{eff} = k_{crit} / k_{h,d}$ = 0.10 / 0.186 = 0.53.

7.4 Verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit - FE-basiertes Verfahren

7.4.1 Gefährdungsbilder

Die kraftbasierten Nachweise von Ankerwiderstand, Einbindetiefe und Gesamtstabilität konnten nicht erfüllt werden. Es ist wahrscheinlich, dass bei der massgebenden Bodenbeschleunigung mehrere Deformationsmechanismen gleichzeitig auftreten.

7.4.2 FE Modell

Die Berechnungen werden mit dem Programmsystem PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) durchgeführt. Wie im Fallbeispiel „Winkelstützmauer“ wird zur Reduktion von Randeffekten ein Modellausschnitt von 200.0 m x 20.0 m gewählt. Die Netzeinteilung wird so festgelegt, dass es nicht zu ungewünschter numerischer Zerstreuung kommt (vgl. Kapitel 5.4.2).

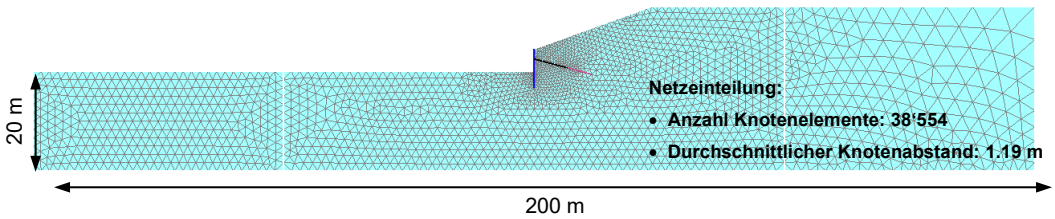


Abb. 7.12 Connectivity Plot mit Darstellung der Netzeinteilung.

Für den Boden werden die gleichen Stoffgesetze und Dämpfungsarten gewählt wie im Fallbeispiel „Winkelstützmauer“. Die Stützwand wird jedoch nicht als Volumen sondern als Strukturelement *„Plate“* eingeführt. Die Bauwerksdämpfung erfolgt mittels der Rayleigh Dämpfung.

Abb. 7.13 Verwendete Modellparameter. Legende Herkunft: 1 = Laborversuch, 2 = Schätzwert (Literatur), 3 = Annahme, 4 = Norm

Modellparameter Platte			**Charakt. Wert**	**Herkunft**
Dicke	δ	[m]	0.5	
Eigenlast	γ	[kN/m³]	25	4
Steifigkeit	E_1	[MPa]	35	3
Poisson Zahl	ν_{12}	[-]	0	3
Rayleigh Dämpfung	α_R	[-]	0.2320	3
	β_R	[-]	0.0080	3

Der Verpresskörper des Ankers wird als sogenannter „*Embedded Pile*“ modelliert. Das Zugglied wird als elastischer Anker angenommen mit einer Steifigkeit *EA* von 78‘000 kN.

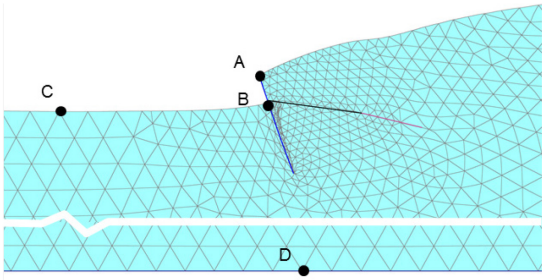
7.4.3 Erdbebenanregung

Die vorliegende Stützwand befindet sich im gleichen Streckenabschnitt wie die Winkelstützmauer des Fallbeispiels „Winkelstützmauer“. Da sowohl die Überprüfungswerte der Erdbebeneinwirkungen als auch die geologischen Randbedingungen übereinstimmen, werden die gleichen Erdbebenzeitverläufe als Erdbebenanregung verwendet wie im Fallbeispiel „Winkelstützmauer“. Die Randbedingungen des Modells werden ebenfalls gleich gewählt.

Die Simulation mit PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve et al., 2012 [25]) wird mit jedem Zeitverlauf der Serie jeweils über die gesamte aufgezeichnete Erdbebendauer geführt.

Die Auswirkungen des Erdbebens werden an den Messpunkten A (Wandkopf), B (Wandfuss), C (freie Bodenoberfläche mit 15 m Distanz zur Mauer) und D (Felsoberfläche) aufgezeichnet. Abb. *7.14* zeigt die Lage dieser Punkte anhand des überzeichneten Deformationszustandes am Ende der Erdbebeneinwirkung.

Abb. 7.14 *Deformation des Netzes (50-fach verstärkt) und Lage der Messpunkt. Zeitverlauf: BGK_E_1 (moduliert & skaliert).*



7.4.4 Kontrolle der Antwortspektrums im FE-Modell

Vor den eigentlichen Auswertungen sind die verwendeten Zeitverläufe an der freien Oberfläche zu überprüfen. Diese Kontrollen erfolgen in diesem Beispiel an dem Punkt C, welcher sich in einem Abstand von 15 m von der Winkelstützmauer befindet.

Dabei sind folgende beiden Anforderungen zu erfüllen:

1. Der Mittelwert dieser erfassten Beschleunigungsspitzen muss mindestens dem normgemässen $a_{h,max} = \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S$ entsprechen.
2. Für die Gesamtheit der verwendeten Zeitverläufe ist das über alle Verläufe gemittelte, elastische Antwortspektrum an der Bodenoberfläche zu generieren. Im Bereich bis 2 s soll dieses Spektrum im Normalfall über 90% des elastischen Normspektrums liegen.

Im vorliegenden Beispiel wurden diese Anforderungen nicht auf Anhieb erfüllt. Aus diesem Grund wurden die Erdbebenzeitverläufe aus Abb. 7.14 mittels der Software *SeismoMatch (Modul aus der Programmgruppe Seismosoft)* gezielt moduliert und deren Amplitude anschliessend noch auf 130% hochskaliert. Dieses Vorgehen wird im Fallbeispiel „Schwergewichtsmauer“ genauer beschrieben. Mit diesen beiden Massnahmen konnten beide Anforderungen erfüllt werden (vgl. Abb. 7.15).

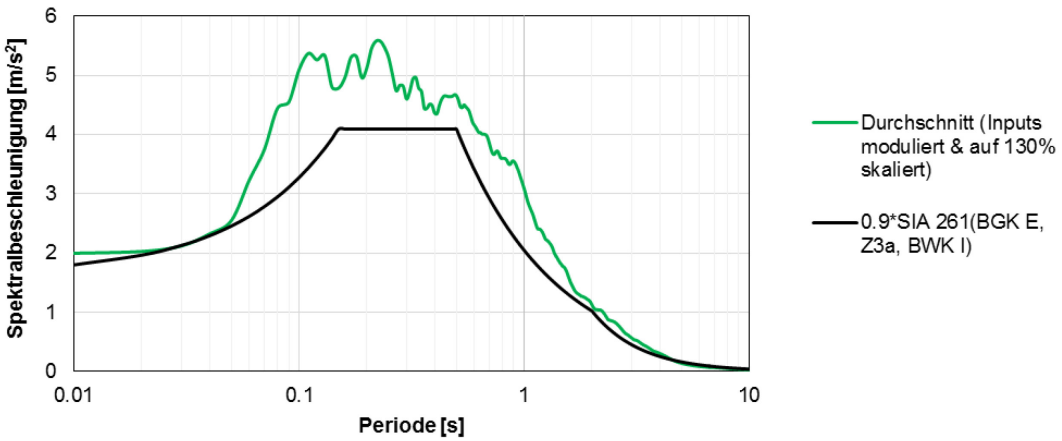


Abb. 7.15 Vergleich des mittleren mit 5% gedämpften elastischen Spektrums im FE-Modell bei Punkt C mit 90% des elastischen Antwortspektrums gemäss SIA 261 [2] (inkl. γ_f).

Aus Abb. 7.15 geht hervor, dass das mittlere elastische Spektrum an der freien Oberfläche im relevanten Periodenbereich bis 2 s die Anforderung der Norm erfüllt.

7.4.5 Validierung des FE-Modells

Die Validierung erfolgt anhand des modulierten und skalierten Zeitverlaufs BGK_E_1. Die Wahl einer grösseren Modellweite (300 m) und auch eine feinere Netzeinteilung führen im Bereich der Ankerwand zu annähernd den gleichen Resultaten. Die Modellwahl gemäss Abb. 7.12 wird somit für die Deformationsberechnung des Stützbauwerks als geeignet betrachtet.

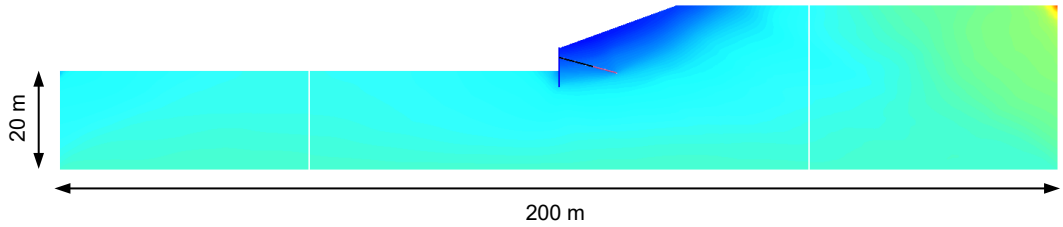


Abb. 7.16 Darstellung der horizontalen Verschiebungen am Ende des Zeitverlaufs BGK_E_1 (moduliert & skaliert).

In Abb. 7.16 sind die Verschiebungen am Ende des modulierten & skalierten Zeitverlaufs BGK_E_1 dargestellt. Insbesondere am rechten Modellrand sind grosse plastische Deformationen sichtbar. Aufgrund der gewählten Modellabmessungen erstrecken sich die Randeffekte jedoch nicht bis zur gestützten Böschung. Das Verformungsbild in diesem Bereich zeigt einen physikalisch sinnvollen Bruchkörper.

7.4.6 Bleibende Verformungen

Die Resultate der FE-Modellierung werden hinsichtlich bleibender Verfomungen analysiert. Die Vorgehensweise der Output Analyse folgt sinngemäss dem Kapitel 5.4.8.

Für alle Zeitverläufe wird die bleibende Stützwerkverschiebung in horizontaler und vertikaler Richtung aufgezeichnet (vgl. Abb. 7.17).

Abb. 7.17 Zusammenstellung der Resultate aus der FE Analyse

Erdbeben	**Bleibende Verschiebung Punkt A [cm]**		**Bleibende Verschiebung Punkt B [cm]**		**Bleibende Verschiebung Punkt C [cm]**		**Maximale Ankerzug -kraft**
	x_A	y_A	x_B	y_B	x_C	y_C	**[kN]**
BGK_E_1 (moduliert & skaliert)	9.3	3.8	6.0	3.8	1.6	0.6	596.8
BGK_E_2 (moduliert & skaliert)	10.6	4.5	6.7	4.5	1.0	0.5	608.6
BGK_E_3 (moduliert & skaliert)	9.3	3.5	6.0	3.5	1.0	0.3	605.3
BGK_E_4 (moduliert & skaliert)	9.8	3.8	6.2	3.8	1.1	0.3	612.6
BGK_E_5 (moduliert & skaliert)	7.4	3.1	4.5	3.1	0.6	0.4	595.8
BGK_E_6 (moduliert & skaliert)	5.7	2.7	3.5	2.7	0.5	0.3	565.7
BGK_E_7 (moduliert & skaliert)	8.6	3.4	5.6	3.4	1.0	0.4	596.6
Durchschnitt	**8.7**	**3.5**	**5.5**	**3.5**	**1.0**	**0.4**	**597.3**

Aufgrund von Ziffer 8.4.3 SIA 269/8 [17] muss bei verankerten Bauwerken nachgewiesen werden, dass die Ankerdehnung unter Erdbebeneinwirkung aufgenommen werden kann. Dazu wird im vorliegenden Fallbeispiel von einem Litzentyp Y1860S7-12.9 mit E-Modul E_p = 195 kN/mm² und einer Dehnung bei Höchstlast von $\varepsilon_{u,k}$ = 3.5% ausgegangen [28]. Im Durchschnitt tritt im Zugglied eine Spitzenkraft von $F_{p,max}$ = 597.3 kN auf, was in den Ankerlitzen einer maximalen Zugspannung von $\sigma_{p,max} = F_{p,max} / A_p$ = 597.3 kN / 400 mm² = 1.49 kN/mm² entspricht. Damit ergibt sich die maximale Ankerdehnung zu:

$$\varepsilon_{p,max} = \frac{\sigma_{p,max}}{E_p} = \frac{1.49\ kN/mm^2}{195\ kN/mm^2} = 0.0076 = 0.76\%$$

Der Nachweis gemäss Ziffer 8.4.3 SIA 269/8 [17] kann somit erbracht werden:

$$\varepsilon_{p,max} = 0.76\% \leq \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_D} = \frac{3.5\%}{2.5} = 1.4\%$$ → i.O.

7.4.7 Nachweis der bleibenden Verschiebungen der Stützmauer

Der verformungsbasierte Tragsicherheitsnachweis für die Stützmauer erfolgt mit den Durchschnittswerten der FE-Analyse gemäss Ziffer 8.4.8 SIA 269/8 [17]. Die Nachweise der Setzung und Verschiebung beziehen sich dabei auf das angrenzende Gelände bei Kontrollpunkt C:

Verkippung: $w_{bd} = x_A - x_B = 8.7 - 5.5 = 3.2\ cm$

$$w_{bd} = 3.2\ cm \leq \frac{w_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{0.1 \cdot h}{2.5} = \frac{0.1 \cdot 450\ cm}{2.5} = 18.0\ cm$$ → i.O.

Setzung: $w_{bd} = y_B - y_C = 3.5 - 0.4 = 3.1\ cm$

$$w_{bd} = 3.1\ cm \leq \frac{w_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{0.025 \cdot 450\ cm}{2.5} = 4.5\ cm$$ → i.O.

Verschiebung: $w_{bd} = x_B - x_C = 5.5 - 1.0 = 4.5\ cm$

$$w_{bd} = 4.5\ cm \leq \frac{w_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{0.05 \cdot 450\ cm}{2.5} = 9.0\ cm$$ → i.O

Die charakteristischen Werte der Grenzverschiebung für die Tragsicherheit w_{Rk} *entstammen der ASTRA-Dokumentation 82017 [22]. Unter der Voraussetzung, dass der Tragwiderstand des Ankers eingehalten wird, gelten die gleichen Grenzwerte wie für Schwergewichtsmauern.*

7.4.8 Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees

In Analogie zu 4.3.3.4.3 EC 8-1 [20] dürfen die Nachweise bei Verwendung von mindestens 7 Verläufen mit Mittelwerten der Serie geführt werden. Die Richtwerte für Grenzwerte der Sezung für Fahrbahnen der Erdbebenstreckenklasse ESK I betragen v_{Rk} = 30···50 cm (Abb. 4.2 ASTRA 82017 [22]). In diesem Fall wurde v_{Rk} = 30 cm als Anforderung festgelegt. [22]). In diesem Fall wurde v_{Rk} = 30 cm als Anforderung festgelegt. Mit der durchschnittlichen differentiellen Setzung zwischen den Punkten C und B lässt sich diese Forderung erfüllen:

Setzung: $$w_{bd} = y_B - y_C = 3.5 - 0.4 = 3.1\ cm \leq \frac{v_{Rk}}{\gamma_D} = \frac{30\ cm}{2.5} = 12.0\ cm$$ → i.O.

7.4.9 Erfüllungsfaktor und Beurteilung der Erdbebensicherheit

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich gemäss Ziffer 9.1.3 SIA 269/8 [17] aus einem Vergleich der Erdbebeneinwirkung A_R, die zur Erreichung der Grenzwerte für bleibenden Verschiebungen führt, mit dem Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung $A_{d,act}$. Bei FEM Analysen kann dieser Erfüllungsfaktor nur iterativ mit einem grossen Aufwand bestimmt werden. Im vorliegenden Fall ist der tiefste verformungsbasierte Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} \geq 1.0$ und braucht daher nicht näher bestimmt zu werden.

Gemäss Ziffer 9.1 SIA 269/8 [17] ist die Erdbebensicherheit vollumfänglich erfüllt und der Ist-Zustand kann akzeptiert werden.

Anhänge

I Verwendete Erdbebenzeitverläufe 129

I Verwendete Erdbebenzeitverläufe

Abb. I.1 Verwendete Zeitverläufe

BGK	Zeitverlauf	Erdbeben	Datum	Zeit [UTC]	Land	Mw	Erdbebenstation	Richtung	Datenbank [1)] / Signal ID	Lokale Geologie	Epizentral-distanz [km]	PGA original [m/s²]
D	BGK_D_1	Spitak	07.12.1988	07:41:24	Armenia	6.7	Gukasian	E-W	ESD / 000439	soft soil	36	1.796
	BGK_D_2	Campano Lucano	23.11.1980	18:34:52	Italy	6.9	Bagnoli-Irpino	E-W	ESD / 000287	rock	23	1.776
	BGK_D_3	Basso Tirreno	15.04.1978	23:33:00	Italy	6.0	Patti-Cabina Prima	E-W	ESD / 000170	soft soil	18	1.585
	BGK_D_4	Montenegro	15.04.1979	06:19:41	Montenegro	6.9	Hercegnovi Novi-OSD Pavici School	E-W	ESD / 000200	rock	65	-2.509
	BGK_D_5	Alkion	25.02.1981	02:35:53	Greece	6.3	Korinthos-OTE Building	N120	ESD / 000335	soft soil	25	-1.179
	BGK_D_6	www.seismotoolbox.ca	n/a	n/a	W-Canada	6.5	2005 NBCC compatible signal	n/a	west6e1/signal 44	soft soil	10-15	-3.08
	BGK_D_7	Umbria Marche (as)	06.10.1997	23:24:00	Italy	5.5	Colfiorito	N-S	ESD / 000622	soft soil	7	-1.04
B, C, D	BGK_B_C_E_1	Basso Tirreno	15.04.1978	23:33:00	Italy	6.0	Patti-Cabina Prima	E-W	ESD / 000170	soft soil	18	1.585
	BGK_B_C_E_2	Alkion	25.02.1981	02:35:53	Greece	6.3	Korinthos-OTE Building	N120	ESD / 000355	soft soil	25	-1.176
	BGK_B_C_E_3	Friuli (aftershock)	15.09.1976	03:15:09	Italy	6.0	Buia	N-S	ESD / 000133	soft soil	11	1.069
	BGK_B_C_E_4	Aigion	15.06.1995	00:15:51	Greece	6.5	Patra-San Dimitrios Chruch	110	ESD / 006142	stiff soil	43	-0.911
	BGK_B_C_E_5	Volvi	20.06.1978	20:03:22	Greece	6.2	Thessaloniki-City Hotel	N-S	ESD / 000175	soft soil	29	-1.43
	BGK_B_C_E_6	Kalamata	13.09.1986	17:24:34	Greece	5.9	Kalamata-Prefecture	355	ESD / 000413	stiff soil	10	-2.909
	BGK_B_C_E_7	Niigata Chuetsu-Oki	16.07.2007	10:13:00	Japan	6.8	NIGH13 (Channel 5)	E-W	Kik-Net, Japan	stiff soil	59	-1.70

[1)] Datenbank: ESD [23]; seismotoolbox.ca [31]; KiK-Net [30]

Literaturverzeichnis

Normen

[1] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), „**Grundlagen der Projektierung von Tragwerken**“, *Norm SIA 260.*

[2] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2014), „**Einwirkungen auf Tragwerke“** und „**Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 261 und 261/1.*

[3] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), „**Betonbau**“ und „**Betonbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 262 und 262/1.*

[4] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), „**Stahlbau**“ und „**Stahlbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 263 und 263/1.*

[5] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2014), „**Stahl-Beton-Verbundbau**“ und „**Stahl-Betonbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 264 und 264/1.*

[6] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2012), „**Holzbau**“ und „**Holzbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 265 und 265/1.*

[7] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2015), „**Mauerwerk**“ und „**Mauerwerk – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 266 und 266/1.*

[8] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), „**Geotechnik**“ und „**Geotechnik – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 267 und 267/1.*

[9] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken**“, *Norm SIA 269.*

[10] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken - Einwirkungen**“, *Norm SIA 269/1.*

[11] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken - Betonbau**“, *Norm SIA 269/2.*

[12] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken - Stahlbau**“, *Norm SIA 269/3.*

[13] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken – Stahl-Betonbau**“, *Norm SIA 269/4.*

[14] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken - Holzbau**“, *Norm SIA 269/5.*

[15] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken - Mauerwerk**“, *Norm SIA 269/6.*

[16] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken - Geotechnik**“, *Norm SIA 269/7.*

[17] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2017), „**Erhaltung von Tragwerken - Erdbeben**“, *Norm SIA 269/8.*

[18] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Geotechnik**“ und „**Geotechnik – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 267 und 267/1.*

[19] Europäisches Komitee für Normung (2004), „**Eurocode 7: Entwurf. Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln**“, *EN 1997-1, Norm SIA 267.001*

[20] Europäisches Komitee für Normung (2004), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten**“, *EN 1998-1, Norm SIA 260.801.*

[21] Europäisches Komitee für Normung (2004), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte**“, *EN 1998-5, Norm SIA 260.805.*

Dokumentation des ASTRA

[22] Bundesamt für Strassen ASTRA (2019), „**Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken - Bemessung**“, *ASTRA-Dokumentation 82017.*

Dokumentation

[23] Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. und Margaris, B. (2002), „**Internet Site for European Strong-Motion Data**“, *European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme*.

[24] Bardet, J.P., Ichii, K. und Lin, C.H. (2000), „**EERA – A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits**“, *University of Southern California. Department of Civil Engineering.*

[25] Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. und Swolfs, W.M. (2012), „**Plaxis 2D 2012 Manual**“, *Delft, Netherlands.*

[26] Cubus AG. (2013), „**Handbuch Larix-5**“, *Zürich, Schweiz.*

[27] Krahn, J. (2012), „**Geo-Studio user manuals**“, *GEO-SLOPE International, Ltd. (Pub), Calgary, CA.*

[28] Schweizerische Technische Zulassung (2012), „**STA – 02/002**“, VSL-Ankersystem.

Publikationen

[29] Andrews, D.C.A und Martin, G.R. (2000), „**Criteria for Liquefaction of Silty Soils**“, *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland. New Zealand.*

[30] Aoi, S., Kunugi, T. und Fujiwara, H. (2004), „**Strong-Motion Seismograph Network Operated by NIED: K-Net and KiK-Net**“, *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, 4(3) (Special Issue).*

[31] Atkinson, G.M. (2009), „**Earthquake Time Histories Compatible with the 2005 NBCC Uniform Hazard Spectrum**“, *Canadian Journal of Civil Engineering, 36(6), 991–1000.*

[32] Chugh, A.K. (1995), „**A Unified Procedure for Earth Pressure Calculations**“, *Paper No. 4.03, Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, April 2 - 7, 1995, St. Louis, Mo. 1995. Vol. III. Rolla, Mo: Univ. of Missouri-Rolla.*

[33] Fishman, K.L., Richards, R.Jr., und Yao, D. (2003), „**Inclination Factors for Seismic Bearing Capacity**“. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129, 861-865.*

[34] Hancock J., Watson-Lamprey J., Abrahamson N.A., Bommer J.J., Markatis A., McCoy E. und 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), 67–89.*

[35] Iai, S., Y. Matsunaga, und T. Kameoka. (1990), „**Parameter identification for a cyclic mobility model**“, *Report of the Port Harbour Research Institute, 29, 57–83.*

[36] Idriss, I.M. (1999), „**An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential**“, *Proceedings of the TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction. Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration. USA.*

[37] Idriss, I.M. und Boulanger, R.W. (2008), „**Soil liquefaction during earthquakes**“, *Monograph MNO-12. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA. USA.*

[38] Katzenbach, R. und Werner , A. (2007), „**Erhöhung der Standsicherheit von Deichen und Dämmen durch den Bewuchs**“, *Departmentkongress Bautechnik und Naturgefahren: 24 Beiträge / BOKU, Department für Bautechnik und Naturgefahren. Ernst und Sohn. Berlin.*

[39] Kuhlemeyer, R.L. und Lysmer, J. (1973), „**Finite element method accuracy for wave propagation problems**“, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, 99(5), 421-427.*

[40] Laue, J., Marin, A. und Weber, T. (2014), „**Berücksichtigung von Erdbeben bei der Berechnung von Hängen und Böschungen – zusammenfassender Bericht**“, *Institut für Geotechnik ETH Zürich.*

[41] Makdisi, F.I. und Seed, H.B. (1978), „**Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations**“, *Journal of the Geotechnical Engineering Divison, ASCE, 104, 849-867.*

[42] Marin, A. und Laue, J. (2016). „**Displacement-based analysis of slopes, dams, and embankments”,** *Journal of earthquake and tsunami (10)1,* (online ready).

[43] Marin, A., Laue, J., und Mezger, F. (2012), „**Modelling of soil-structure interaction in alpine regions**“, *Proceedings of the 2nd International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Taormina, Italy.*

[44] Newmark, N.M. (1965), „**Effects of earthquakes on dams and embankments**“, *Géotechnique, 15(2), 139-160.*

[45] Park, D und Hashash, Y.M.A. (2004), „**Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis**“, *Journal of Earthquake Engineering, 8(2), 249-274.*

[46] Richards, R. und Elms, D. (1979), „**Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls**“, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 105(GT4), 449-464.*

[47] Richards, R., Elms, D. und Budhu, M. (1993), „**Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations**“, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(4), 662-674.*

[48] Robertson, P.K. und Wride, C.E. (1998), „**Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations**“, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(4), 662-674.*

[49] Roten, D., Fäh, D. und Laue, J. (2011), „**Application of a neighborhood algorithm for parameter identification in a cyclic mobility model**“, *4th IASPEI/IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Ground Motion, University of Santa Barabara. USA.*

[50] Schneider, H., Quinteros, S., Romer, B. und Seifert, J. (2014), „**Bemessung und Überprüfung von Stützbauwerken unter Erdbebeneinwirkung – zusammenfassender Bericht**“, *HSR Hochschule für Technik Rapperswil*

[51] Schwarz, M. (2011), „**Hydro-mechanical characterization of rooted hill slope failure: from field investigations to fibre bundle modelling**“, *PhD thesis Nr. 19124. ETH, Zurich.*

[52] Seed, H.B. und Idriss, I.M. (1971), „**Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential**“, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), 1249 – 1273.*

[53] Shi, X., und Richards, R.Jr. (1995), „Seismic Bearing Capacity with Variable Shear Transfer“, *Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 28(2), 153-163.*

[54] Shukla, S.K. (2013a), „**Seismic active earth pressure from the sloping c-ϕ soil backfills**“, *Indian Geotechnical Journal 43(3), 274-279.*

[55] Shukla, S.K. (2013b), „**Seismic passive earth pressure from the sloping c-ϕ Soil Backfills**“, *Indian Geotechnical Journal. 44(1), 107-111.*

[56] Stark, T.D. und Mesri, G. (1992), „**Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis**“, *Journal of Geotechnical Engineering ASCE 118(11), 1727-1747.*

[57] Studer, J.A., Laue, J. und Koller, M.G. (2007), „**Bodendynamik. Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze**“, *3. Auflage. Springer-Verlag Berlin Heidelberg*

[58] Towhata, I. (2008), „**Geotechnical Earthquake Engineering**“, *Springer-Verlag Berlin Heidelberg.*

[59] Zarrabi-Kashani, K. (1979), „**Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical acceleration and changing inclination of failure surface**“, *MSc. Thesis. M.I.T. Department of Civil Engineering.*

Auflistung der Änderungen

Ausgabe	Version	Datum	Änderungen
2019	1.00	20.02.2019	Inkrafttreten Ausgabe 2019. Revision Inhalte Ziffer 2.