

COGEAR

MODULE 3

Modelling of Non-Linear Phenomena

Dynamische Analyse des Lonza Areals in Visp

Del. No.: 3a.4.3.1

Authors: Florence Mezger

Institute for Geotechnical Engineering

ETH Zürich

June, 10th 2012



Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich



Institut für Geotechnik
Institute for Geotechnical Engineering

Masterarbeit, FS 2011

Dynamische Analyse des Lonza Areals in Visp

Florence Mezger

Zürich, 4. Juli 2011

ETH Zürich
Institut für Geotechnik
Prof. Dr. Sarah M. Springman

Betreuung:
Dr. Jan Laue
Dr. Jan Burjanek
Dipl. – Ing. Alexandru Marin

Abstract

In context of this master thesis the intensity of an earthquake at the ground surface has to be examined in dependence of the location-specific soil characteristics in the Lonza area in Visp. Since these constructions lie at valley level and are built on granular soils and sediment deposits, amplification of ground motions can occur in these "soft grounds" due to an earthquake.

In a first step a terrain model and a model of the ground in 3D was generated and characteristic values for the dynamic analysis were defined. It could be stated that the ground in the Lonza area consists of an alternation of gravel and silt layers. The lower layers consist of moraine, followed by rock. In the proximity of the Rhone there is an increase of sand layers.

In the second part of the master thesis seismic 1D and 2D analyses were accomplished. The 1D analysis was accomplished with EERA, the 2D analysis with Plaxis. The program EERA works with models, using linear equivalent characteristic values of the ground. Additionally uncertainties of the modelling were analyzed in EERA, for example uncertainties with the choice of the characteristic values of the ground, different earthquakes and different magnitudes. The influence of the valley effects and the influence of plastic strains could be analyzed in Plaxis. Plastic strains can't be modelled with the assumption of the linear equivalent characteristic values of the ground with EERA. From the accomplished calculations with EERA and Plaxis the boundary conditions for the calculation of establishments and buildings were obtained. With the program Plaxis a flat foundation, deep foundations of different depths and pile foundations of different pile diameter were examined. It could be established that deep foundation of a depth of 10 m represents the best type of foundation for the Lonza area. This is because the foundation is positioned into the rigid gravel layer and is relatively rigid due to its frame construction. For this reason it is influenced only moderately by the soft layers, these causing large amplification, and therefore the foundation in the gravel layer will exhibit smaller displacements and accelerations than the other types of foundations.

Due to a earthquake a rise of the pore water pressure can happen, which in the worst case can lead to ground liquefaction. This liquefaction would occur at large probability in the upper silt layer in the Lonza area and represents thus a danger for those foundations. The modelling of the ground liquefaction was accomplished for the different types of foundation. The deep foundation of a depth of 10 m represented the best type of foundation because it is positioned in the rigid gravel layer, which cannot liquefy. Therefore no loss of the shear resistance can occur in the liquefied layer and therefore no bearing capacity failure can appear due to the earthquake.

In a last step the influence of a building on the foundation was examined. For the determination of the foundations the building was set as a distributed load on the foundation. In order to examine its influence, a building, which could be encountered in the Lonza area, has been modelled. The building has a large influence on the vertical displacements, due to the swinging of the building during an earthquake but has only a small effect on the horizontal displacements and the location-specific response spectrum.

With the help of the modelling it could be determined that the deep foundation of a depth of 10 m represents the best type of foundation for the Lonza area. Particularly with regard to chemistry buildings, needing a rigid position in the gravel layer in order to avoid large accelerations and displacements, this type of foundation gives a good solution. Thus damages due to a earthquake, which would have large consequences on the environment, can be avoided by an appropriate foundation.

Zusammenfassung

In Rahmen dieser Masterarbeit soll die Intensität eines Erdbebens an der Geländeoberfläche in Abhängigkeit der ortsspezifischen Bodeneigenschaften im Lonza Areal in Visp untersucht werden. Da diese Anlagen in der Talebene liegen und auf Lockergesteinen und Sedimentablagerungen gebaut sind, können bei einem Erdbeben in diesen „weichen Böden“ Aufschaukelungseffekte entstehen.

In einem ersten Schritt ging es darum, ein Geländemodell und ein 3D-Baugrundmodell auszuarbeiten und Kennwerte für die dynamische Analyse zu bestimmen. Dabei konnte festgestellt werden, dass der Baugrund im Lonza Areal aus einer Wechsellagerung aus Kies- und Siltschichten besteht. Die unteren Schichten bestehen aus Moränenmaterial, gefolgt von Fels. In der Nähe der Rhone ist vermehrt mit Sandeinlagerungen zu rechnen.

Im zweiten Teil der Arbeit wurden seismische 1D und 2D Analysen durchgeführt. Die 1D Analyse wurde mit EERA, die 2D Analyse mit Plaxis durchgeführt. Das Programm EERA arbeitet hier mit Modellen, die von linear äquivalenten Bodenkennziffern ausgehen. Unschärfen der Modellierung wurden mit EERA analysiert, wie zum Beispiel Unschärfen bei der Wahl der Bodenkennwerte, verschiedene Erdbeben und unterschiedliche Magnituden. Bei der Modellierung mit Plaxis wurden die Einflüsse der Taleffekte und von plastischen Dehnungen modelliert. Plastische Dehnungen können mit der Annahme der linear äquivalenten Bodenkennziffern mit EERA nicht modelliert werden. Aus den durchgeführten Berechnungen ergaben sich die für die Bemessung von Gründungen und Bauwerken massgebenden Randbedingungen. Mit Hilfe von Plaxis wurden eine Flachfundation, Tieffundationen unterschiedlicher Tiefe und Pfahlfundationen mit Pfählen unterschiedlichen Durchmessers untersucht. Es konnte festgestellt werden, dass die Tieffundation einer Tiefe von 10 m der beste Fundationstyp für das Lonza Areal darstellt. Dies liegt vor allem daran, dass die Fundation in die steife Kies-schicht eingebunden wird und aufgrund ihrer Rahmenkonstruktion sehr steif ist. Deswegen wird sie nur wenig von den weichen Schichten, die grosse Aufschaukelungseffekte verursachen, beeinflusst und weist somit kleinere Verschiebungen und Beschleunigungen als die anderen Fundationstypen auf.

Aufgrund des Erdbebens kann sich zusätzlich ein Anstieg des Porenwasserdrucks einstellen, der im Extremfall zu einer Bodenverflüssigung führt. Diese Bodenverflüssigung tritt im Lonza Areal mit grosser Wahrscheinlichkeit in der oberen Siltschicht auf und stellt somit eine Gefährdung für die Fundationen dar. Die Modellierung der Bodenverflüssigung wurde für die verschiedenen Fundationstypen durchgeführt. Auch hier stellte die Tieffundation einer Tiefe von 10 m der beste Fundationstyp dar, da diese in der steifen Kiesschicht eingebunden ist, die nicht verflüssigen kann. Deswegen kann es hier aufgrund des Verlustes des Scherwiderstandes in der verflüssigten Schicht zu keinem statischen Grundbruch kommen.

In einem letzten Schritt wurde der Einfluss eines Gebäudes auf die Fundation untersucht. Zur Ermittlung der Bestvariante für die Fundationen wurde das Gebäude als verteilte Last auf die Fundation angesetzt. Um den Einfluss des Gebäudes zu untersuchen, sollte ein Gebäude, das im Lonza Areal angetroffen werden könnte, in die Modellierung eingegeben werden. Das Gebäude hat aufgrund des Mitschwingens des Gebäudes einen grossen Einfluss auf die vertikalen Verschiebungen, aber nur einen kleinen auf die horizontalen Verschiebungen und das standortspezifische Antwortspektrum.

In dieser Arbeit konnte festgestellt werden, dass die Tieffundation einer Tiefe von 10 m die Bestvariante für das Lonza Areal darstellt. Gerade im Hinblick auf ein Chemiegebäude, das eine steife Einbindung braucht, um keine grossen Beschleunigungen und Verschiebungen zu erfahren, stellt dieser Fundationstyp eine gute Lösung dar. Somit können Schäden aufgrund des Erdbebens, die grosse Auswirkungen auf die Umgebung hätten, durch eine geeignete Fundierung vermieden werden.

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung.....	1
2.	Baugrundmodell.....	2
2.1	Topographie: Geländemodell.....	2
2.2	Entwicklung des Baugrundmodells.....	2
2.3	Überprüfung und Weiterentwicklung des Baugrundmodells anhand der Scherwellengeschwindigkeit.....	3
2.4	Modellierung des Bodens für die Analyse.....	6
2.5	Kennwertbestimmung.....	6
3.	Dynamische 1D-Analyse.....	10
3.1	Bemessungserdbeben nach SIA 261 (2003).....	10
3.2	Schichtspezifikationen für die Modellierung.....	10
3.3	EduShake.....	11
3.3.1	Berechnungen mit EduShake.....	11
3.3.2	Amplifikationsfunktionen.....	13
3.3.3	Standortspezifisches Antwortspektrum.....	13
3.4	EERA.....	14
3.4.1	Berechnungen mit EERA.....	14
3.4.2	Analyse.....	15
3.5	Interpretation der Resultate.....	16
3.5.1	Überprüfung der Resultate von EduShake.....	19
3.5.2	Überprüfung der Resultate von EERA.....	19
3.5.3	Unschärfen des Modells.....	20
4.	Dynamische 2D-Analyse.....	31
4.1	Modellierung mit Plaxis.....	31
4.1.1	Eingabeparameter für die verschiedenen Schichten.....	31
4.1.2	Eingabe des Erdbebens.....	33
4.1.3	Auswahl der Zeitschritte.....	34
4.1.4	Output.....	34
4.1.5	Newmark und Rayleigh Damping.....	35
4.1.6	Nichtlinearität des Materials bei kleinen Dehnungen.....	37
4.2	Interpretation der Resultate.....	37
4.2.1	Magnitude von 4.0.....	37
4.2.2	Einfluss der Dämpfung.....	38
4.2.3	Einfluss des Schubmoduls.....	41
4.2.4	Einfluss von Taleffekten.....	43
4.2.5	Einfluss der Tiefe der Felsoberfläche.....	46
5.	Analyse der Foundationen.....	47
5.1	Modellierung der Foundation.....	47
5.2	Verformungen nach der Belastung der Foundation.....	47
5.3	Standortspezifisches Antwortspektrum.....	48
5.4	Maximale horizontale Verschiebungen der Foundation.....	50
5.5	Maximale Neigung der Foundation.....	51
5.6	Maximale Belastung an den Wänden bzw. an den Pfählen.....	52
5.6.1	Tieffoundation.....	52
5.6.2	Pfahlfoundation.....	57
5.7	Verhalten des Bodens um die Foundation.....	59
5.8	Vergleich der Foundationstypen.....	61
6.	Bodenverflüssigung.....	63
6.1	Abschätzung der Verflüssigungsgefahr.....	63
6.2	Modellierung der Verflüssigung mit Plaxis.....	65

6.2.1	Unschärfen der Modellierung	65
6.3	Modellierung der Bodenverflüssigung mit EERA	68
6.4	Amplifikationsänderungen.....	69
7.	Analyse der Foundationen bei einer Bodenverflüssigung.....	71
7.1	Untersuchung des statischen Grundbruchs.....	71
7.2	Verhalten der Foundation bei einer Bodenverflüssigung.....	71
7.2.1	Flachfoundation.....	71
7.2.2	Tieffoundation	72
7.2.3	Pfahlfoundation	74
7.3	Vergleich der Foundationstypen.....	76
7.3.1	Standortspezifisches Antwortspektrum	76
7.3.2	Maximale horizontale Verschiebungen der Foundation	76
7.3.3	Neigung der Foundation	77
7.3.4	Verhalten des Bodens um die Foundation	77
7.3.5	Maximale Belastung an den Wänden bzw. an den Pfählen	82
7.4	Vergleich der Foundationstypen bei einer Bodenverflüssigung.....	82
8.	Einfluss des Gebäudes auf die Foundation.....	84
8.1	Ohne Bodenverflüssigung.....	84
8.1.1	Einfluss auf die Verschiebungen.....	84
8.1.2	Einfluss auf das standortspezifische Antwortspektrum	85
8.2	Bei einer Bodenverflüssigung	85
8.2.1	Einfluss auf die Verschiebungen.....	85
9.	Resultate.....	87
9.1	Erkenntnisse bei der Modellierung mit EERA und Plaxis für das Lonza Areal	87
9.2	Wahl der Bestvariante für das Lonza Areal.....	87
10.	Aussicht	89
11.	Danksagung	90
12.	Literatur	91
13.	Verwendete Programme	92

1. Einleitung

Im Rahmen eines Forschungsprojektes COGEAR (Coupled seismogenic Geohazards in Alpine Regions) angesichts der gegenwärtigen Entwicklung von Siedlungen und Industrieanlagen in der Region Visp, wird eine dynamische Analyse von der Bodenbewegung wichtige Voranschläge zur Verfügung stellen für Risikoeinschätzungen und Baunormen.

In dieser Masterarbeit soll die Intensität eines Erdbebens an der Geländeoberfläche in Abhängigkeit der ortsspezifischen Bodeneigenschaften untersucht werden. Das Lonza Areal besteht aus ausgedehnten Anlagen des Chemieproduzenten Lonza und befindet sich in Visp (VS). Da diese Anlagen in der Talebene liegen und auf Lockergesteinen und Sedimentablagerungen gebaut sind, können bei einem Erdbeben in diesen „weichen Böden“ Aufschaukelungseffekte entstehen. Lokale Effekte, wie zum Beispiel die Tallage können neben der Grösse der Amplitude auch die Dauer der Einwirkungen verstärken. Aufgrund des Erdbebens kann sich zusätzlich ein Anstieg des Porenwasserdrucks einstellen, der im Extremfall zu einer Bodenverflüssigung führt.

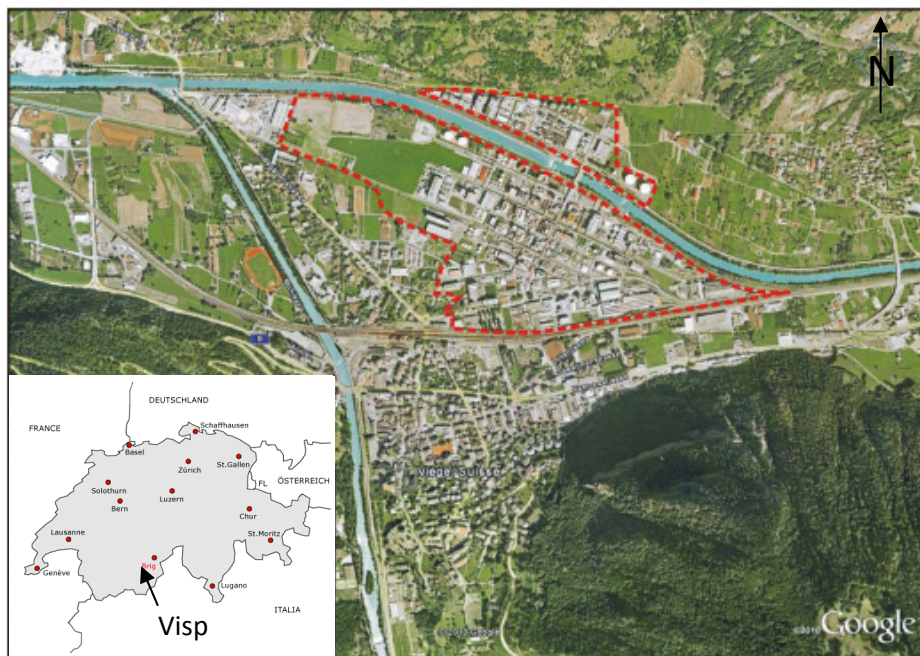


Abbildung 1-1: Lonza Areal in Visp

Im Rahmen dieser Masterarbeit wird eine dynamische Analyse der Bodenbewegung durchgeführt. In einem ersten Schritt geht es darum, ein Geländemodell und ein 3D-Baugrundmodell auszuarbeiten, eine Überprüfung des Baugrundmodells mit Hilfe der Scherwellengeschwindigkeit durchzuführen und die Modellierung und Kennwerte für die dynamische Analyse zu bestimmen. Im zweiten Teil werden seismische 1D- und 2D-Analysen durchgeführt. Die 1D-Analyse soll mit EERA, die 2D-Analyse mit Plaxis ausgeführt werden. Aus den durchgeführten Berechnungen ergeben sich die für die Bemessung von Gründungen und Bauwerken massgebenden Randbedingungen. Zudem lässt sich aus diesen Ergebnissen ableiten, inwieweit eine Verflüssigung des Bodens eintreten kann. Im dritten Teil der Arbeit werden die Ergebnisse der dynamischen Analyse auf den Entwurf von Gründungen verschiedener Gebäudearten, wie sie auf dem Areal Lonza vorkommen, untersucht.

2. Baugrundmodell

2.1 Topographie: Geländemodell

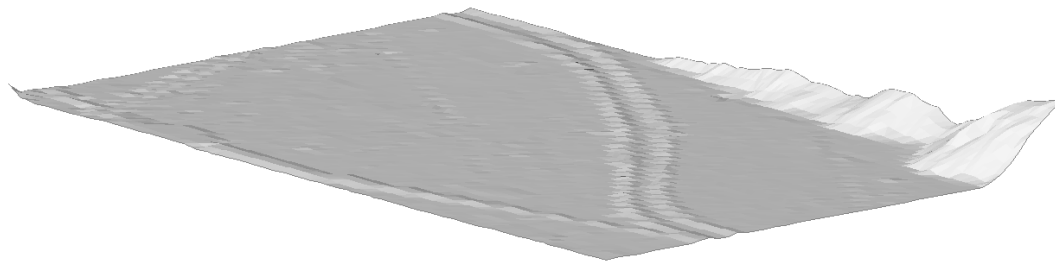


Abbildung 2–1: Geländemodell des Lonza Areal

Um das Geländemodell zu erstellen, mussten aus COGEAR Punkte in AutoCAD eingelesen werden. Das 3D-Geländemodell ist in Abbildung 2–1 ersichtlich. Das Gelände im Lonza-Gebiet ist flach, da es sich in der Talebene befindet. Die Talflanken sind gut zu erkennen. Die Erhöhungen, die quer durch das Geländemodell verlaufen und neben der Rhone liegen, stammen von zwei Dämmen.

2.2 Entwicklung des Baugrundmodells

Nach Résonance Ingénieurs-Conseils SA (2010) besteht das Lonza-Gebiet in einer Tiefe von 5.7 m bis 12.8 m aus den „oberen Silten“. Danach sind die „oberen Kiese“ anzutreffen. Die Felsoberfläche liegt in einer Tiefe von etwa 100 m. Das Baugrundmodell konnte in den oberen 40 m mit Hilfe von Bohrungen entwickelt werden, wobei die Erkenntnisse nach Résonance Ingénieurs-Conseils SA (2010) bestätigt werden konnten. Der Übersichtsplan der Bohrungen kann der Abbildung 2–2 und dem Anhang A.1 entnommen werden.

Das Tal besteht in den oberen Schichten hauptsächlich aus Wechsellagerungen von Kies- und Silt-schichten. In der Nähe der Rhone treten allerdings vermehrt Einlagerungen von Sandschichten auf, wobei auch in einigen wenigen Fällen Kiesschichten, die in der Siltschicht eingeschlossen sind, vorkommen können. Diese Einlagerungen stammen vermutlich von früheren Überschwemmungen des Lonza Gebiets und treten daher auch nur in der Nähe der Rhone auf. Nach Résonance Ingénieurs-Conseils SA (2010) besteht der Baugrund unter den Kies-Silt-Wechsellagerungen aus Moränenmaterial, gefolgt von Fels, der aus Gneisen des Altkristallin besteht. Die Baugrundmodelle sind im Anhang A.1 aufgeführt.

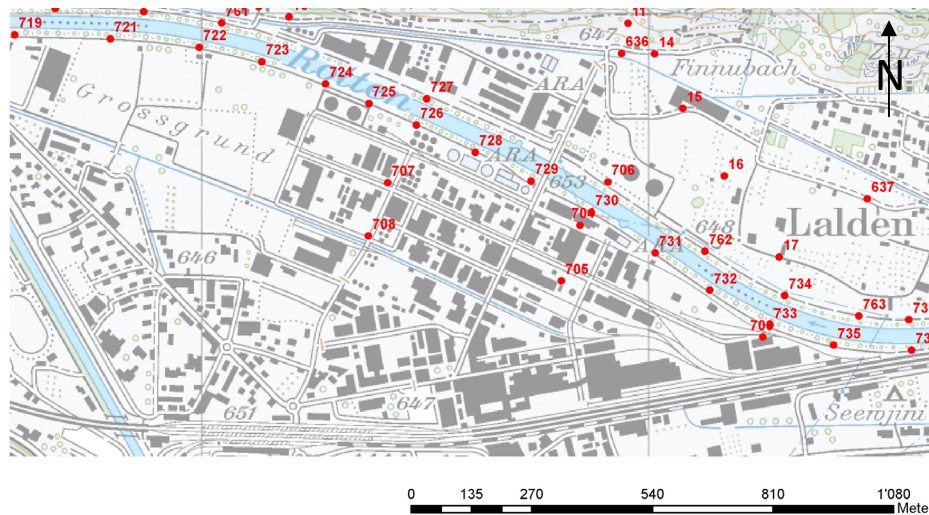


Abbildung 2-2: Übersichtsplan der Bohrungen im Lonza Areal

2.3 Überprüfung und Weiterentwicklung des Baugrundmodells anhand der Scherwellengeschwindigkeit

Da die Bohrungen lediglich bis in eine Tiefe von 40 m reichen, kann das Baugrundmodell in grösseren Tiefen mit Hilfe von Scherwellengeschwindigkeitsmessungen vervollständigt werden. Dank dieser Methode kann das Baugrundmodell in den oberen Schichten einerseits überprüft und andererseits in den tieferen Schichten vervollständigt werden. Die Überprüfung der Lage wird möglich, da die Scherwellengeschwindigkeitsmessungen die Bestimmung der Schichtgrenzen ermöglichen. Die Scherwellengeschwindigkeit in Funktion der Tiefe kann der Abbildung 2-3 entnommen werden. Es muss allerdings beachtet werden, dass gewisse Unsicherheiten der Schichtgrenzen vorhanden sind, da die Scherwellengeschwindigkeit in Abbildung 2-3 über eine bestimmte Tiefe gemittelt wird. Die Scherwellengeschwindigkeiten für die Analyse werden von der Station Visp 1 herangezogen, da sich die Station in einer genügenden Entfernung zum Fluss befindet und das Resultat deshalb durch die in Flussnähe vorhandenen Sandeinlagerungen nicht verfälscht wird.

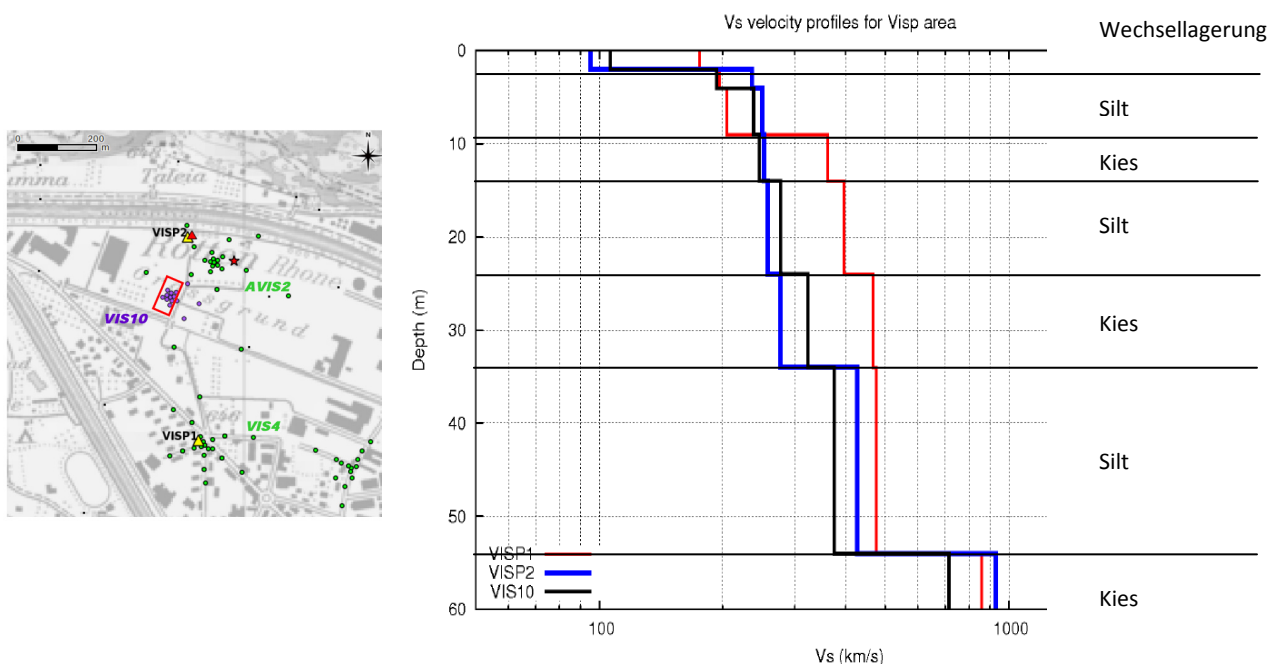


Abbildung 2-3: Links: Lage der Messstationen, rechts: Scherwellengeschwindigkeit [m/s] in Abhängigkeit der Tiefe [m] nach Burjanek (2011)

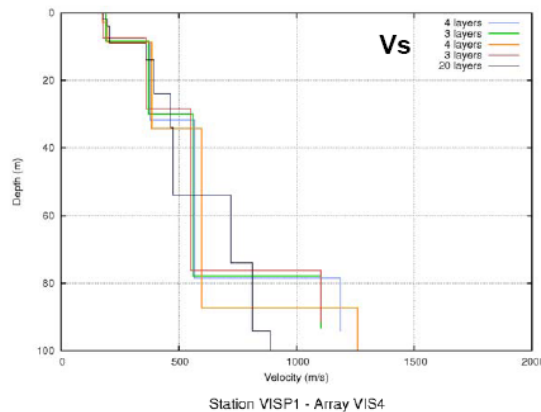


Abbildung 2–4: Schergeschwindigkeit [m/s] in Abhängigkeit der Tiefe [m] für die Station Visp 1 nach Burjanek (2011)

Es wird ersichtlich, dass die Schichtgrenzen aus dem Baugrundmodell mit denen, die aus der Scherwellengeschwindigkeit ermittelt wurden, übereinstimmen. Unschärfen können durchaus bei der Analyse der Scherwellengeschwindigkeit auftreten. Ausserdem kann man erkennen, dass sich eine Schichtgrenze in einer Tiefe von 35 m und in einer Tiefe von 55 m befindet. Bei der Abbildung 2–4 ist zu erkennen, dass sich Schichtgrenzen in einer Tiefe von 75 m und 95 m befinden. Welches Material in diesen Schichten vorzufinden ist, muss in einem späteren Zeitpunkt noch überprüft werden. Nach Résonance Ingénieurs-Conseils SA (2010) sollte man zuerst mit Silt-Kies-Wechsellagerung und in tieferen Lagen mit Moränenmaterial rechnen.

Die Lage der Felsoberfläche ist für die dynamische Analyse von grosser Bedeutung. Diese kann mit der Abbildung 2–5 nach Burjanek (2011) festgelegt werden. Im ganzen Lonza Areal kann von einer Felsoberfläche im Bereich von 100 bis 150 m Tiefe ausgegangen werden. Die Erhöhung in der Mitte des Lonza Areals, die bis in eine Tiefe von 250 m reicht, sollte für die Analyse nicht berücksichtigt werden, da man davon ausgehen kann, dass diese aufgrund von Fehlmessungen entstanden ist.

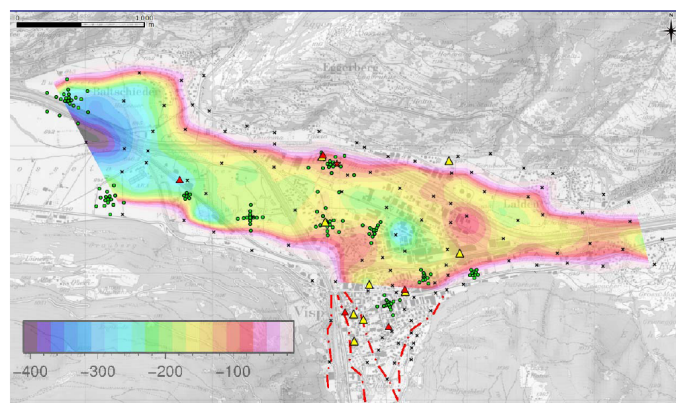


Abbildung 2–5: Tiefe der Felsoberfläche im Lonza Areal nach Burjanek (2011)

Es konnte bewiesen werden, dass die Schichtgrenzen, die aus der Scherwellengeschwindigkeit ermittelt wurden, mit denen des Baugrundmodells übereinstimmen. Es soll jetzt untersucht werden, ob die im Baugrundmodell angenommenen Materialien auch den verschiedenen Schichten zugeordnet werden können. Mit Hilfe der Scherwellengeschwindigkeit wird mit folgenden Formeln nach Seed und Idriss (1970) auf den Formfaktor K_2 geschlossen, um somit eine Einteilung der verschiedenen Schichten nach Tabelle 2–1 durchzuführen.

$$G_{\max} = \frac{v_s^2 \cdot \gamma}{g} \quad \text{und} \quad K_2 = \frac{G_{\max}}{220 \cdot \sqrt{\sigma'_m}}$$

wobei G_{max} [kPa] maximaler Schubmodul
 v_s [m/s] Scherwellengeschwindigkeit
 γ [kN/m³] spezifisches Gewicht
 g [m/s²] Gravitationskonstante
 σ_m [kPa] mittlere effektive Hauptspannung
 K_2 [-] Formfaktor

Tabelle 2–1: Zusammenstellung der Formfaktoren für Lockergesteinsschichten nach Seed und Idriss (1970)

Geologie	OCR	USGS	K_2 max
<i>Kiesige Schichten:</i>			
Fluvial Gravel	n.c.	GM; GW-GM; GW-GP; GW-SW	$K_2 = 120$
Moraine	n.c./o.c.	GM-GC; ML; GM-GL	$K_2 = 130$
Moraine	o.c.	GM-GC; CL-ML-SM; GM-GS; GW-GM	$K_2 = 135$
Gravel	o.c.	GW; GW-GM; SW	$K_2 = 135$
Peat	n.c.	GM-SM	$K_2 = 80$
Fluvio-glacial deposits	n.c.	GW-GM; SW	$K_2 = 120$
Fluvial Gravel	n.c./o.c.	GW-SW; SM	$K_2 = 130$
Till	o.c.	GM-GC; SW	$K_2 = 135$
<i>Sandige Schichten:</i>			
Fine Sands	n.c.	SM	$K_2 = 75$
Fluvial and Lacustrine Sands and Loams	n.c.	ML; SW	$K_2 = 55$
Fluvial Gravel (Sands)	o.c.	SM	$K_2 = 95$
Lacustrine Sediments	n.c.	SM (PT); SW; (CL-ML)	$K_2 = 80$
Glacio-Lacustrine sediments	n.c.	SM-SC	$K_2 = 85$
Deltaic Sediments	n.c.	GW; SW; SM; SM-ML	$K_2 = 90$
Lacustrine Sediments	o.c.	SM-SC; SW; SW-SM	$K_2 = 90$
<i>Siltige Schichten:</i>			
Lacustrine Sediments	n.c.	SM-ML; SC-CL	$K_2 = 75$
Moraine and glacial-Lacustrine Sediments	n.c./o.c.	SM-ML; SM-SC	$K_2 = 70$
Surface Layer	n.c.	ML; SM-SC	$K_2 = 55$

Tabelle 2–2: Ermittlung der Formfaktoren mit Hilfe der Formel nach Seed und Idriss (1970)

Schicht	Mittlere Tiefe [m]	v_s [m/s]	G_{max} [MPa]	σ_m [kPa]	K_2 [-]	Einteilung der Schicht nach K_2
Silt	4	200	80	80	41	Surface layer
Kies	11	390	304.2	220	93	Fluvial gravel
Silt	18	400	320	360	77	Lacustrine sediments
Kies	27	480	460.8	540	90	Fluvial gravel
Silt	42	490	480.2	840	75	Lacustrine sediments
Kies, Moräne	62	720	1036.8	1240	134	Moräne (Kies)
Kies, Moräne	82	800	1280	1640	144	Moräne (Kies)
Kies, Moräne	96	850	1445	1920	150	Moräne (Kies)

Mit Hilfe der Formfaktoren in der Tabelle 2–2 konnte aufgezeigt werden, dass die Baugrundmodelle richtig erstellt wurden. Damit konnte ebenfalls festgestellt werden, dass die unteren Schichten aus Moränenmaterial bestehen, da sich das Oberwallis während der letzten Eiszeit unter einem Gletscher befand. Das Moränenmaterial besteht hauptsächlich aus Kies. Die folgende Abbildung 2–6 zeigt den Verlauf des Schubmoduls, der Scherwellengeschwindigkeit und des Formfaktors in Funktion der Tiefe auf.

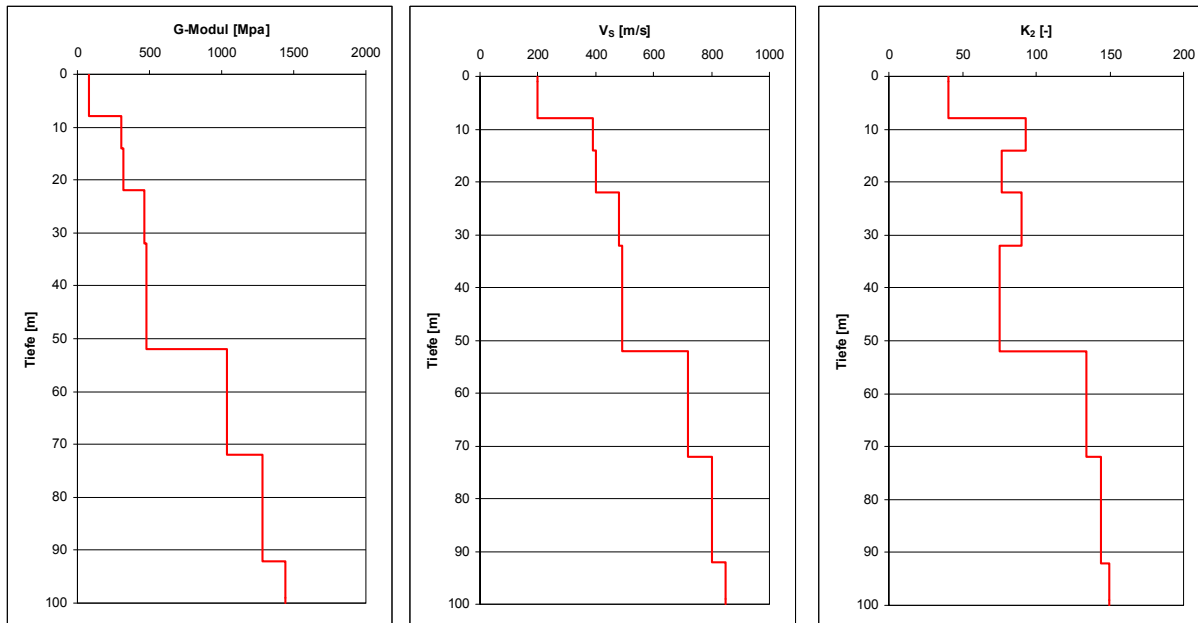


Abbildung 2–6: Schubmodul [MPa], Scherwellengeschwindigkeit [m/s] und Formfaktoren [-] in Funktion der Tiefe für das Modell 1

2.4 Modellierung des Bodens für die Analyse

Da der Boden in den oberen Schichten hauptsächlich aus einer Wechsellagerung zwischen Kies- und Siltschichten besteht, wird diese Schichtfolge als Grundelement für die Modellierung des Bodens herangezogen. Die Felsoberfläche muss für die Analyse zusätzlich variiert werden und wird demnach für eine Tiefe von 100 m und 150 m modelliert. Wie im Kapitel 2.2 erläutert, treten in der Nähe der Rhone vermehrt Sandeinlagerungen auf. Aus diesem Grund werden zum Grundelement aus Kies- und Siltschichten Sandeinträgerungen eingebaut. Die Bodenmodelle, die für die Analyse verwendet werden, können dem Anhang A.3 entnommen werden. Der Grundwasserspiegel nach Résonance Ingénieurs-Conseils SA (2010) schwankt zwischen 1.60 bis 4 m unter der Oberfläche. Für die Modellierung wird deshalb mit einem Grundwasserspiegel in einer Tiefe von 2 m ausgegangen.

2.5 Kennwertbestimmung

Die Kennwerte für die verschiedenen Modelle können mit Hilfe der VSS-Norm (1999) und der Scherwellengeschwindigkeit ausgearbeitet werden. Für die ersten Modelle sind die dynamischen Parameter (Formfaktor, maximaler Schubmodul und Scherwellengeschwindigkeit) bekannt. Die statischen Parameter (Reibungswinkel, Kohäsion und Dichte) können mit der VSS-Norm (1999) bestimmt werden. Die folgende Tabelle 2–3 liefert einen Überblick über die Kennwerte. Da der Schubmodul und die Schergeschwindigkeit von der Überdeckung abhängig sind, werden diese Kennwerte in der Tabelle nicht aufgeführt. Die Kennwerte für den siltigen Sand können dem Bericht nach Springman (2009) entnommen werden. Für den Sand wurde ein K_2 entsprechend einer Seeablagerungen (Sand) (Siehe Tabelle 2–1) angenommen, da sich die Sandablagerungen nur in der Nähe der Rhone befinden und daher von Überschwemmungen stammen.

Tabelle 2–3: Kennwerte für die verschiedenen Schichten

Sand (siltig)	besteht hauptsächlich aus SM $\Phi_{cv} = 35.8^\circ$ $k = 1.7 \cdot 10^{-8} - 2.7 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ $c = 0$ $\rho = 1.95 \text{ t/m}^3$ $K_2 = 55$ (fluvial und lacustrine sands)
---------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Kies	besteht hauptsächlich aus GM, GW oder GP $\varphi_{cv} = 35^\circ$ $k = 5 \cdot 10^{-8} - 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ $c = 0$ $\rho = 2.34 \text{ t/m}^3$ Für die oberen Kiesschichten: $K_2 = 90$
Silt	besteht hauptsächlich aus SM oder ML $\varphi_{cv} = 33.9^\circ$ $k = 5 \cdot 10^{-9} - 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ $c = 6.5 \text{ kPa}$ $\rho = 1.99 \text{ t/m}^3$ $K_2 = 75$
Organischer Silt	besteht hauptsächlich aus OL $\varphi_{cv} = 27^\circ$ $k = 5 \cdot 10^{-9} - 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ $c = 5 \text{ kPa}$ $\rho = 1.72 \text{ t/m}^3$ $K_2 = 75$ Anstatt den Silten können z.T. auch organische Silte auftreten.
Moräne	Da das Moränenmaterial hauptsächlich aus Kies besteht, können dieselben Kennwerte wie für den Kies verwendet werden, lediglich der K_2 -Faktor kann variieren. Für die Moräne (untere Kiesschichten): $K_2 = 135-150$

Die Werte für die Schergeschwindigkeiten konnten von der Station Visp 1 entnommen werden. Nach Studer et al. (2007) können im Gneis Scherwellengeschwindigkeit in der Grössenordnung von 2500 m/s auftreten.

Ausserdem sollten auch Unschärfen der Modellierung beachtet werden. Dies geschieht nach Résonance Ingénieurs-Conseils SA (2010) so, dass der Schubmodul sowohl mit dem Faktor 2 multipliziert als auch dividiert wird. Da der Schubmodul quadratisch von der Scherwellengeschwindigkeit abhängt, ergibt sich der entsprechende Faktor für die Schergeschwindigkeit zu 1.4. Nach Studer et al. (2007) können die Schergeschwindigkeiten in folgenden Bereichen schwanken:

- Obere Schichten: 110 bis 480 m/s
- Kies: 400 bis 1'500 m/s
- Moränen: 500 bis 1'150 m/s
- Gneis: 1'900 bis 3'500 m/s

Mit Hilfe dieser Feststellungen konnten folgende Schergeschwindigkeiten nach Tabelle 2–4 für das Modell 1 und für das Modell 2 ausgearbeitet werden. Für das Modell 1 muss die Kies, Moräne (2)-Schicht weggelassen werden. Die Werte bleiben allerdings dieselben.

Tabelle 2–4: Unschärfen der Modelle 1 und 2: Abgeminderte und erhöhte Scherwellengeschwindigkeit für die verschiedenen Schichten

Schicht	Schicht Nr.	abgeminderte v_s [m/s]	wahrscheinliche v_s [m/s]	erhöhte v_s [m/s]
Silt	1	143	200	280
Kies	2	279	390	546
Silt	3	286	400	560
Kies	4	343	480	672
Silt	5	350	490	686
Kies, Moräne	6	514	720	1008
Kies, Moräne	7	571	800	1120

Kies, Moräne (1)	8	607	850	1190
Kies, Moräne (2)	9	643	900	1260
Gneis	9/10	1786	2500	3500

Für die Modelle 3 und 4 wird mit den oben erwähnten Formeln nach Seed und Idriss (1970) gearbeitet. In Abhängigkeit der Tiefe, der Spannung und der in Tabelle 2–1 erarbeiteten K_2 -Werten wird auf den Schubmodul geschlossen, um daraus die Scherwellengeschwindigkeit zu bestimmen (Siehe Tabelle 2–5). Für das Modell 3 muss hier wiederum die Kies, Moräne (2)-Schicht weggelassen werden.

Tabelle 2–5: Ermittlung der Scherwellengeschwindigkeit für die verschiedenen Schichten der Modelle 3 und 4

Schicht	Mittlere Tiefe [m]	σ_m [kPa]	K_2 [-]	G_{max} [MPa]	v_s [m/s]
Sand	1.5	30	55	66	182
Silt	5.5	110	75	173	294
Sand	9	180	55	162	285
Kies	12	240	90	307	392
Silt	18	360	75	313	396
Sand	24.5	490	55	268	366
Kies	29.5	590	90	481	490
Silt	36	720	75	443	471
Sand	42	840	55	351	419
Silt	48	960	75	511	506
Sand	54	1080	55	398	446
Kies, Moräne	64	1280	134	1053	726
Kies, Moräne	82	1640	144	1280	800
Kies, Moräne (1)	96	1920	150	1445	850
Kies, Moräne (2)	121	2420	150	1623	901
Gneis	-	-	-	-	2500

In der Abbildung 2–7 sind der Schubmodul und die Schergeschwindigkeit für das Modell 3 in Abhängigkeit der Tiefe abgebildet. Hier wird ersichtlich, dass zwischen den Silt- und Kiesschichten weiche Sandschichten eingelagert sind.

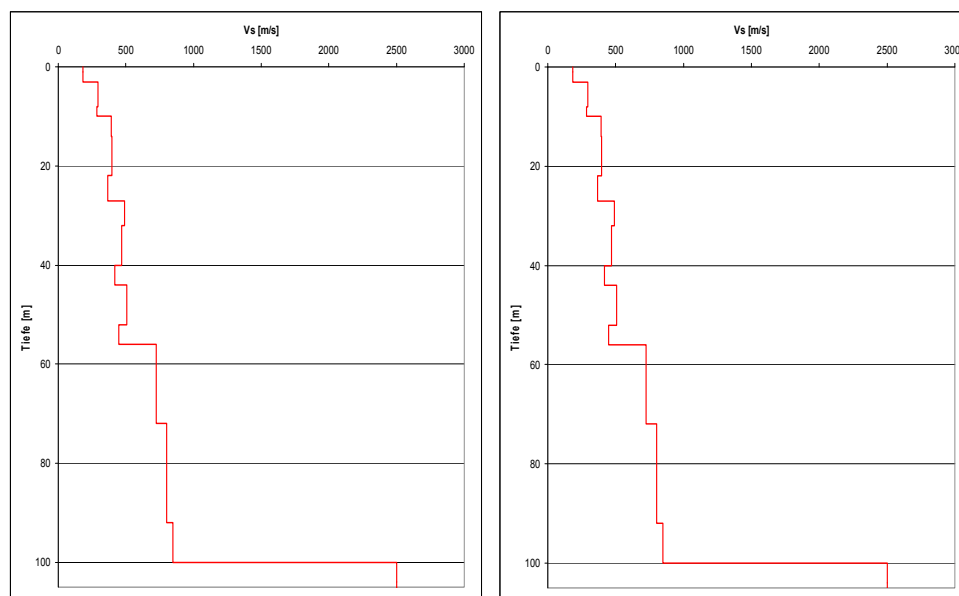


Abbildung 2–7: Schubmodul [MPa] und Scherwellengeschwindigkeit [m/s] in Funktion der Tiefe für das Modell 3

Auch für die Modelle 3 und 4 werden die Scherwellengeschwindigkeiten und Schubmodule mit dem Faktor 2 bzw. 1.4 multipliziert und dividiert, damit Unschärfen des Modells analysiert werden können (Siehe Tabelle 2–6). Ausserdem wurden die Werte nach Studer et al. (2007) berücksichtigt.

Tabelle 2–6: Unschärfen der Modelle 3 und 4: Abgeminderte und erhöhte Scherwellengeschwindigkeit für die verschiedenen Schichten

Schicht	Schicht Nr.	abgeminderte v_s [m/s]	wahrscheinliche v_s [m/s]	erhöhte v_s [m/s]
Sand	1	130	182	255
Silt	2	210	294	412
Sand	3	204	285	399
Kies	4	280	392	548
Silt	5	283	396	554
Sand	6	261	366	512
Kies	7	350	490	687
Silt	8	336	471	659
Sand	9	299	419	586
Silt	10	361	506	708
Sand	11	318	446	624
Kies, Moräne	12	518	726	1016
Kies, Moräne	13	571	800	1120
Kies, Moräne (1)	14	607	850	1190
Kies, Moräne (2)	15	644	901	1261
Gneis	15/16	1786	2500	3500

Mit den oben erarbeiteten Modellen und mit den in Tabelle 2–3 dargestellten Kennwerten kann mit der Analyse begonnen werden.

3. Dynamische 1D-Analyse

Erdbeben bestehen grundsätzlich immer aus vertikalen und horizontalen Bodenbeschleunigungen. In dieser Masterarbeit wird lediglich der Einfluss der horizontalen Bodenbeschleunigung betrachtet.

3.1 Bemessungserdbeben nach SIA 261 (2003)

Gemäss SIA 261 (2003) wird das Bemessungserdbeben für den Standort Lonza bestimmt:

- Die Bauwerksklasse wird nach Ziffer 16.1.3 und Tab. 26 in Klasse I eingeteilt, da im Lonza-Gebiet vor allem Industrie anzutreffen ist.
- Gefährdungszone laut Ziffer 16.2.1.1: Das Lonza-Gebiet befindet sich gemäss Anhang F in der Zone Z3b.
- Der Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} beträgt nach Ziffer 6.2.1.2 und 6.2.1.3: $a_{gd} = 1.6 \text{ m/s}^2$. Dieser entspricht der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung in der Baugrundklasse A bei einer Referenzwiederkehrperiode von 475 Jahren.
- Die Baugrundklasse wird nach Ziffer 6.2.2.2 bzw. Tab. 25 bestimmt: Der untersuchte Boden setzt sich aus Kiesen, Silten und Sanden zusammen. Ab einer Tiefe von 100 m wird Fels angenommen. Die Baugrundklasse A kann ausgeschlossen werden, weil erst in einer Tiefe von 100 m Fels anzutreffen ist. C, D und E können aufgrund des Überkonsolidierungsgrades ausgeschlossen werden. F wird nicht gewählt, da keine Torfschichten im Bodenprofil anzutreffen sind. Deswegen wird für den Standort Lonza die Baugrundklasse B gewählt.
- Aus diesen Überlegungen kann das elastische Antwortspektrum für die Baugrundklasse B ermittelt werden:

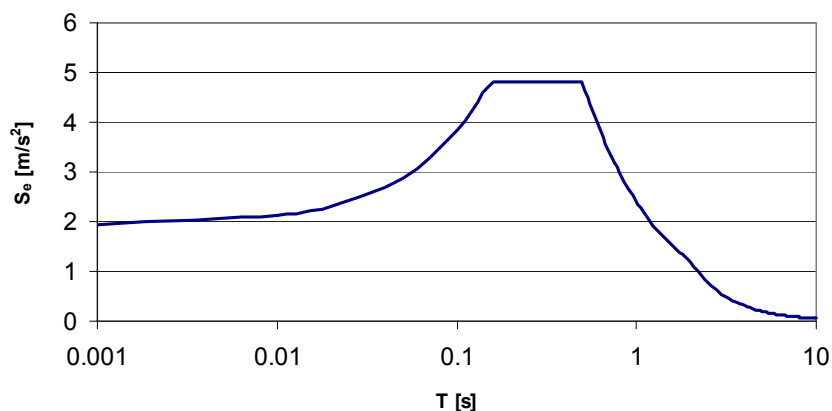


Abbildung 3-1: Elastisches Antwortspektrum der Baugrundklasse B gemäss SIA 261(2003)

3.2 Schichtspezifikationen für die Modellierung

Die Eingabeparameter für die verschiedenen Modelle können dem Anhang A.4 entnommen werden. Ein wichtiger Parameter für die Dämpfung bei Sand ist die Porenziffer. Ein Boden mit grosser Porenziffer besitzt eine kleine Dämpfung, allerdings einen grossen Schubmodul, der Boden verhält sich daher steifer.

Die Dämpfungs- und Schubmodulverläufe in Funktion der Dehnungen wurden nach Seed und Idriss (1970) modelliert. Die Silt-Schichten werden mit EduShake als Sand modelliert. Dadurch, dass Silt aus kleinen Korngrössen besteht, wird die Porenziffer vermindert und deshalb die Dämpfung grösser („upper bound“), während der Schubmodul kleiner wird („lower bound“). Die Kies-Schichten werden als grobkörniger Sand modelliert, was bedeutet, dass die Dämpfung kleiner („lower bound“) und der Schubmodul grösser wird („upper bound“). Zwar liefert EduShake eine Modellierung, die für Kies („gravel“) gedacht ist. Diese liefert allerdings für die Modellierung des Lonza Areal zu grosse Dämpf-

fungen und zu kleine Schubmodule, da sie sich einem durchschnittlichen Sand ziemlich ähnlich verhält. Die Sandschichten werden als Sand („average sand“) und der Fels als Fels modelliert („rock“). Das spezifische Gewicht und die Scherwellengeschwindigkeit können der Tabelle 2–3 und Tabelle 2–4 entnommen werden.

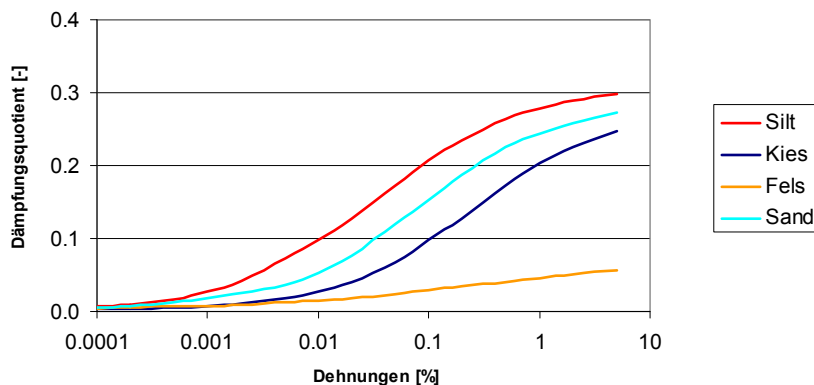


Abbildung 3–2: Verlauf des Dämpfungsquotienten in Funktion der Dehnungen für die verschiedenen Bodenmaterialien

In der Abbildung 3–2 ist der Dämpfungsquotient in Funktion der Dehnungen abgebildet. Je kleiner die Porenziffer, desto grösser der Dämpfungsquotient, weshalb auch Silt im Gegensatz zu den anderen Materialien eine grössere Dämpfung aufweist.

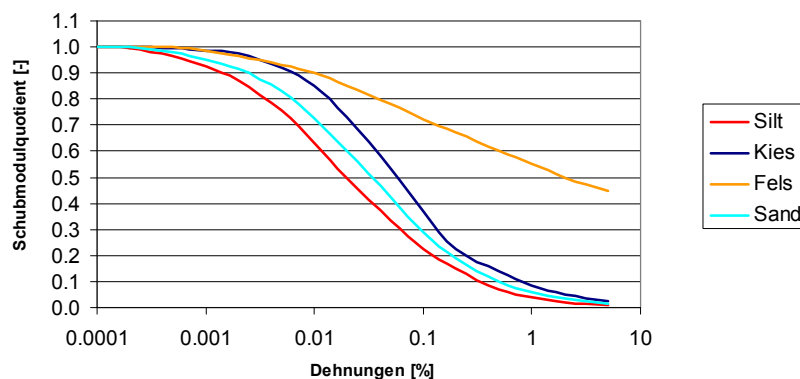


Abbildung 3–3: Verlauf des Schubmodulquotienten G/G_{max} in Funktion der Dehnungen für die verschiedenen Bodenmaterialien

In der Abbildung 3–3 wird ersichtlich wie steif sich die verschiedenen Materialien verhalten. Fels verhält sich sehr steif. Sobald die Porenziffer zunimmt, nimmt auch der Schubmodulquotient G/G_{max} zu. Ausserdem ist die mechanische Entfestigung mit zunehmenden Dehnungen erkennbar.

3.3 EduShake

3.3.1 Berechnungen mit EduShake

Die Bodenschichten wurden gemäss den vorherigen Kapiteln erfasst und die Berechnungen mit EduShake durchgeführt. Gemäss Kapitel 3.1 wurden die Erdbeben El Centro und Northridge auf eine maximale Beschleunigung von $a_{gd} = 1.6 \text{ m/s}^2$ skaliert. In einem ersten Schritt wird mit diesen beiden Erdbeben gearbeitet. Später werden weitere Erdbeben dazugezogen, um auf ein Erdbeben zu schliessen, das der Wirklichkeit in Visp entsprechen könnte. Das Erdbeben von El Centro (1940) hatte

eine Stärke von 7.1 auf der Momenten-Magnitudenskala. Dasjenige von Northridge (1994) wies einen Wert von 6.9 auf.

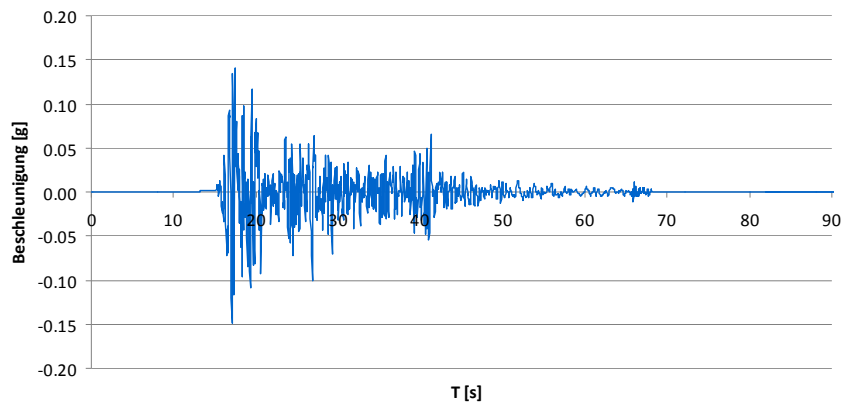


Abbildung 3-4: Zeitverlauf des El Centro Erdbebens

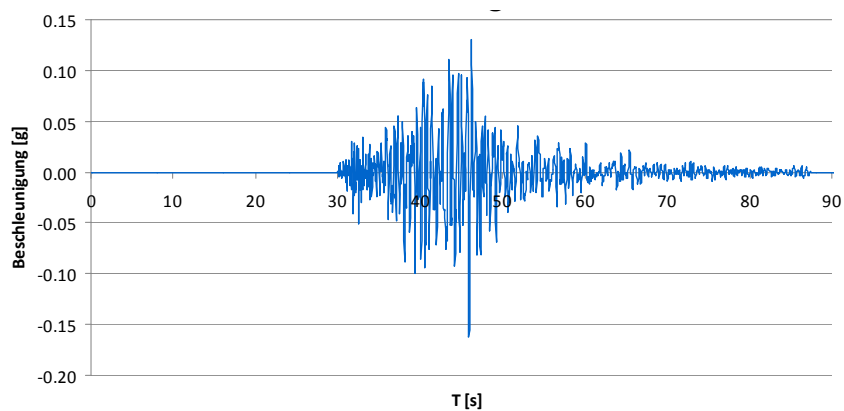


Abbildung 3-5: Zeitverlauf des Northridge-Erdbebens

Das Erdbeben wird in den Fels eingeleitet. Um die Erdbeben mit der SIA 261 (2003) zu vergleichen, werden die eingeleiteten Erdbeben, d.h. die Antwortspektren im Fels der Erdbeben El Centro und Northridge abgebildet. (Abbildung 3-6) Diese Erdbeben haben in Kalifornien (USA) stattgefunden. Das eingeleitete Erdbeben nach SIA 261 (2003) entspricht dem Erdbeben der Baugrundklasse A. Das Northridge-Erdbeben verursacht grössere Beschleunigungen als in der SIA 261 (2003) angenommen, während das El Centro-Erdbeben über eine grössere Schwingzeit wirkt, aber dem Erdbeben der SIA 261 (2003) sehr ähnlich ist.

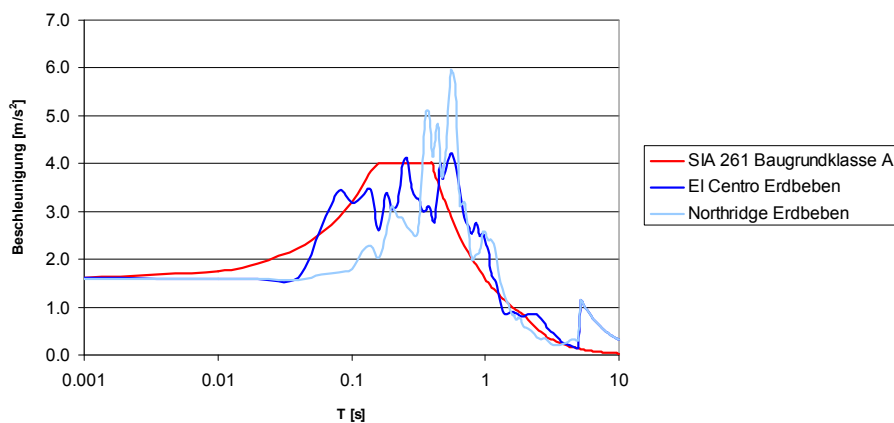


Abbildung 3-6: Eingeleitete Beschleunigungen im Fels nach SIA (2003), El Centro Erdbeben und Northridge Erdbeben

3.3.2 Amplifikationsfunktionen

Um die Antwortspektren zu erhalten, wurde eine Dämpfung von 5 % gewählt. Für die weitere Berechnung werden die Antwortspektren beim Fels und an der Oberfläche benötigt, um danach die Amplifikationsfunktionen zu berechnen, in dem das Antwortspektrum an der Oberfläche durch das Antwortspektrum beim Fels dividiert wird. Die Amplifikation entspricht einem Verstärkungsfaktor in den weichen Böden, so dass man auf den Aufschaukelungseffekt schliessen kann. Es ist zu beachten, dass hier nur die Amplifikationsfunktionen abgebildet werden, die mit der wahrscheinlichsten Scherwellengeschwindigkeit nach der Tabelle 2–4 und Tabelle 2–6 modelliert wurden. Die Modellierungen mit den jeweils abgeminderten und erhöhten Scherwellengeschwindigkeiten werden anschliessend im Kapitel 3.5.3 analysiert.

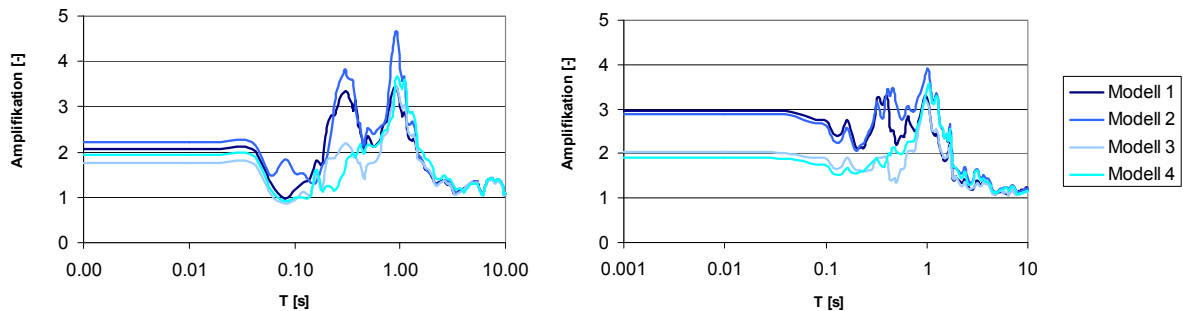


Abbildung 3–7: Links: Amplifikation des des El Centro Erdbeben, rechts: Amplifikation des Northridge Erdbeben

3.3.3 Standortspezifisches Antwortspektrum

Für jedes Erdbeben wird ein standortspezifisches Antwortspektrum berechnet. Dafür wird das elastische Antwortspektrum nach SIA 261 (2003) der Baugrundklasse A mit der Amplifikation multipliziert. Danach wird das geometrische Mittel der beiden Erdbeben El Centro und Northridge gebildet. Der Mittelwert entspricht dem standortspezifischen Antwortspektrum für den Standort Lonza. Dieses kann mit dem elastischen Antwortspektrum gemäss SIA 261 (2003) der Baugrundklasse B (Kapitel 3.1) verglichen werden.

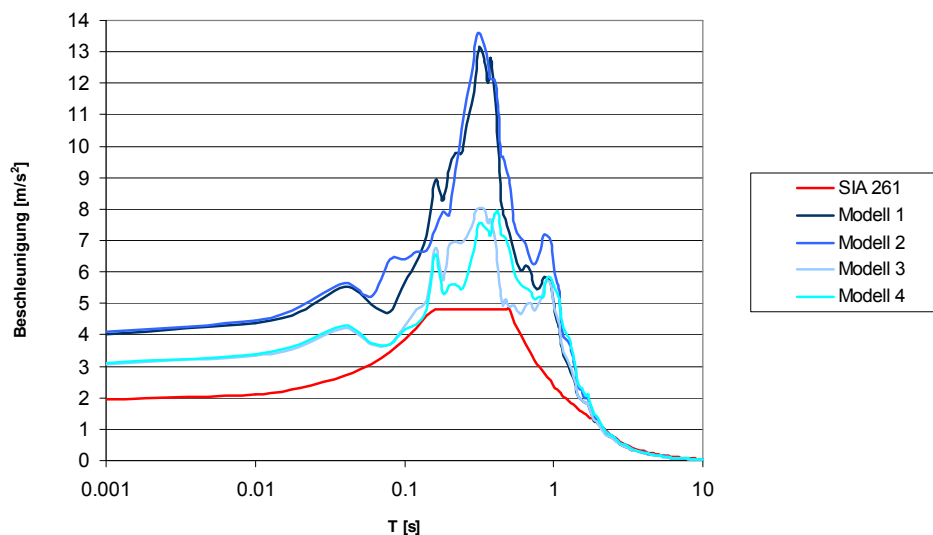


Abbildung 3–8: Geometrisches Mittel des standortspezifischen Antwortspektrums der Erdbeben El Centro und Northridge des Lonza Areal

Wie in Abbildung 3–8 ersichtlich, liegt das standortspezifische Antwortspektrum aus den Berechnungen mit EduShake deutlich über dem Normspektrum der SIA 261 (2003) für die Baugrundklasse B.

Das Erdbeben wird durch die Schichtlagen verstärkt. Ausserdem ist erkennbar, dass das Modell 1 das grösste standortspezifische Antwortspektrum liefert.

3.4 EERA

Um sicher zu sein, dass das Programm EduShake ähnliche Resultate liefert wie EERA, wurde das Erdbeben von El Centro analysiert. Wie in Abbildung 3–9 erkennbar, stimmen die Antwortspektren in etwa überein. Da diese zwei Programme unterschiedliche Ausrechenalgorithmen benutzen, können kleine Abweichungen entstehen.

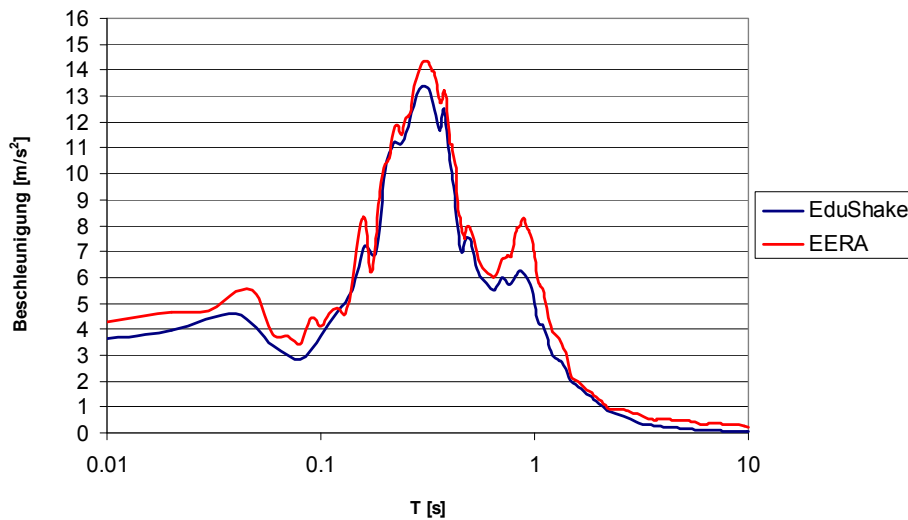


Abbildung 3–9: Vergleich des Antwortspektrums des El Centro Erdbebens von EduShake mit EERA

Der wesentliche Unterschied von EERA zu EduShake ist, dass nicht vordefinierte Erdbeben eingelesen werden können. Zusätzliche Erdbeben können demnach für die Modellierung hinzugezogen werden.

3.4.1 Berechnungen mit EERA

Im Programm EERA wurde lediglich mit dem Modell 1 weitergearbeitet. Das liegt daran, dass einerseits dieses Modell im Tal am wahrscheinlichsten anzutreffen ist und andererseits eines der grössten standortspezifischen Antwortspektren liefert. (Abbildung 3–8) Es sollen drei verschiedene Erdbeben auf das Modell angewendet werden. Einerseits wird das Erdbeben von L’Aquila (2009) untersucht, das eine Momenten-Magnitud von 6.3 aufwies. Dabei werden die Daten des Erdbebens von verschiedenen Stationen, die in der Nähe der Stadt L’Aquila liegen, herangezogen. (AQG, FMG, GSG) Die Standorte dieser Stationen und das Epizentrum können der Abbildung 3–10 entnommen werden. Andererseits wird mit zwei Erdbeben, die in Island aufgetreten sind, gearbeitet. Das eine ereignete sich im Jahre 2000 und hatte eine Momenten-Magnitud von 6.5, das zweite im Jahre 2008 mit einer Stärke von 6.2. Die Zeitverläufe des L’Aquila-Erdbebens und der zwei Island-Erdbeben können der Abbildung 3–11 und Abbildung 3–12 entnommen werden. Die Erdbeben wurden auf eine Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$ skaliert. Diese Erdbeben wurden für die Untersuchung ausgewählt, da sich diese analog zum Lonza Areal in der Nähe einer Verwerfung ereigneten und an einer Station gemessen wurden, die sich auf Fels befindet.



Abbildung 3–10: Standorte der verschiedenen Stationen und des Epizentrums des l'Aquila-Erdbebens nach Amerik G. et al (2009)

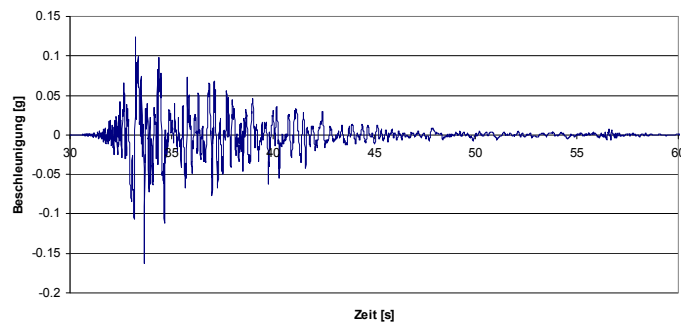


Abbildung 3–11: Zeitverlauf des l'Aquila Erdbebens, Station AQG, Komponente Nord-Süd

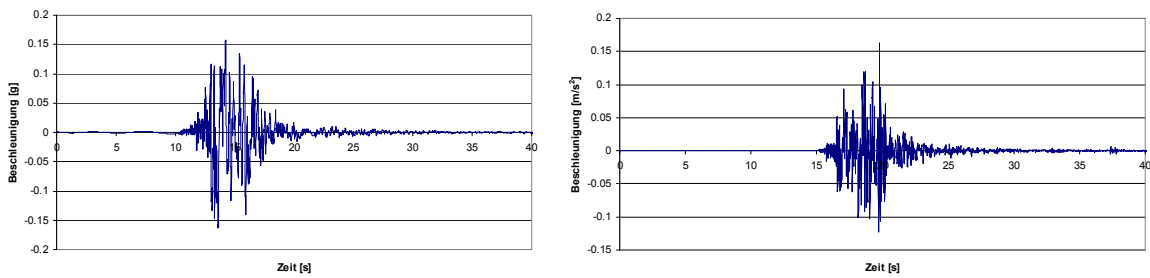


Abbildung 3–12: Links: Zeitverlauf des Island-Erdbebens im Jahre 2000, Komponente Nord-Süd, rechts: Zeitverlauf des Island-Erdbebens im Jahre 2008, Komponente Nord-Süd

3.4.2 Analyse

Mit EERA wurde dasselbe Vorgehen wie mit EduShake für das Modell 1 durchgeführt und somit für jedes Erdbeben ein standortspezifisches Antwortspektrum berechnet. Dafür wird das elastische Antwortspektrum nach SIA 261 (2003) der Baugrundklasse A mit der Amplifikation multipliziert. Das standortspezifische Antwortspektrum aus den Berechnungen mit EERA liegt deutlich über dem Normspektrum der SIA 261 (2003) für die Baugrundklasse B.

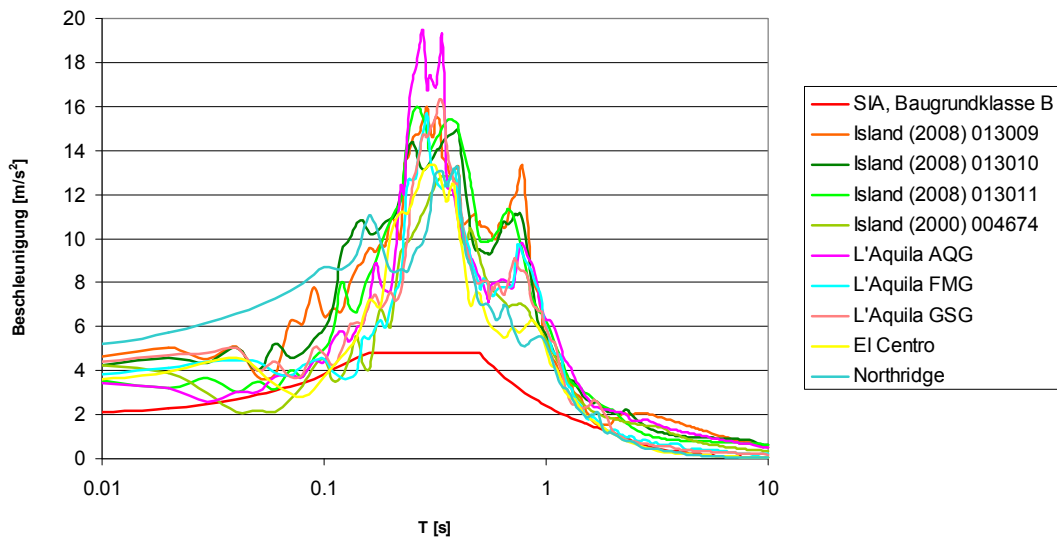


Abbildung 3-13: Standortspezifisches Antwortspektrum für das Modell 1

Das geometrische Mittel aller Erdbeben wird gebildet. Der Mittelwert entspricht dem standortspezifischen Antwortspektrum für den Standort Lonza. Zudem wird erkennbar, dass das Erdbeben von Island (2008) 013010 ähnliche Werte wie das geometrische Mittel liefert. Aus diesem Grund wird für weitere Analysen wie zum Beispiel Unschärfen des Modells oder die 2D-Analysen mit Plaxis (Siehe Kapitel 3.5.3 und 4) mit diesem Erdbeben gerechnet.

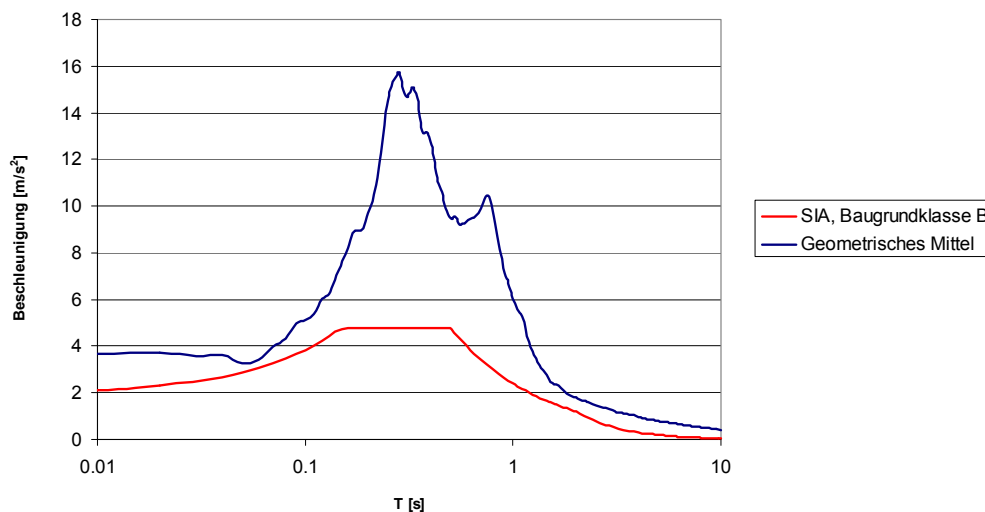


Abbildung 3-14: Standortspezifisches Antwortspektrum des geometrischen Mittels aller Erdbeben für das Modell 1

3.5 Interpretation der Resultate

In diesem Kapitel sollen Unschärfen der Modellierung analysiert und die Resultate interpretiert werden.

Das standortspezifische Antwortspektrum aus den Berechnungen liegt deutlich über dem Normspektrum der SIA 261 (2003) für die Baugrundklasse B. Das bedeutet, dass grosse Aufschaukelungseffekte entstehen, die in der SIA 261 (2003) nicht berücksichtigt werden. Bei einem Frequenzgehalt von $T=0.34$ s entsteht eine Extremalstelle, die auf eine Eigenfrequenz des Bodens hinweist. Die Lockermaterialien haben den Einfluss, dass Bebenfrequenzen in der Nähe der Eigenfrequenzen der Erdüberdeckung zu einer Verstärkung und Frequenzen ausserhalb der Eigenfrequenzen zu einer Abschwächung führen. Entspricht die vorherrschende Frequenz einer Erschütterung im Lonza Areal dieser Eigenfre-

quenz, so treten Resonanzeffekte auf. Nach Studer et al. (2007) muss ebenfalls beachtet werden, dass im höherfrequenten Bereich oberhalb von 5 bis 10 Hz, d.h. bei einer Grundschiwingzeit kleiner als 0.1 s, die Wirkung der Dämpfung tendenziell überschätzt wird.

Eine Überprüfung der Eigenfrequenz kann mit Hilfe der Formel nach Studer et al. (2007) durchgeführt werden. Im Falle horizontaler, weicher Schichten auf hartem Untergrund kann die Grundeigenfrequenz f_0 abgeschätzt werden.

$$f_0 = \sqrt{G^* / \rho^*} / (4 \cdot H) = 2.54 \text{ Hz} \quad \text{d.h.} \quad T_0 = \frac{1}{f_0} = 0.39 \text{ s}$$

mit:
$$\rho^* = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^n \rho_i \cdot H_i = 2287 \text{ kg/m}^3$$

$$G^* = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^n G_i \cdot H_i = 3392 \text{ MPa}$$

wobei

H [m]	gesamte Schichtdicke der weichen Schichten
H_i [m]	Schichtdicke der i-ten Schicht
G_i [MPa]	Schubmodul der i-ten Schicht
ρ [kg/m^3]	Dichte der i-ten Schicht

Die Ergebnisse der Näherungsformel stimmen mit den Ergebnissen aus EERA überein, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die Ergebnisse mit EERA sinnvoll sind.

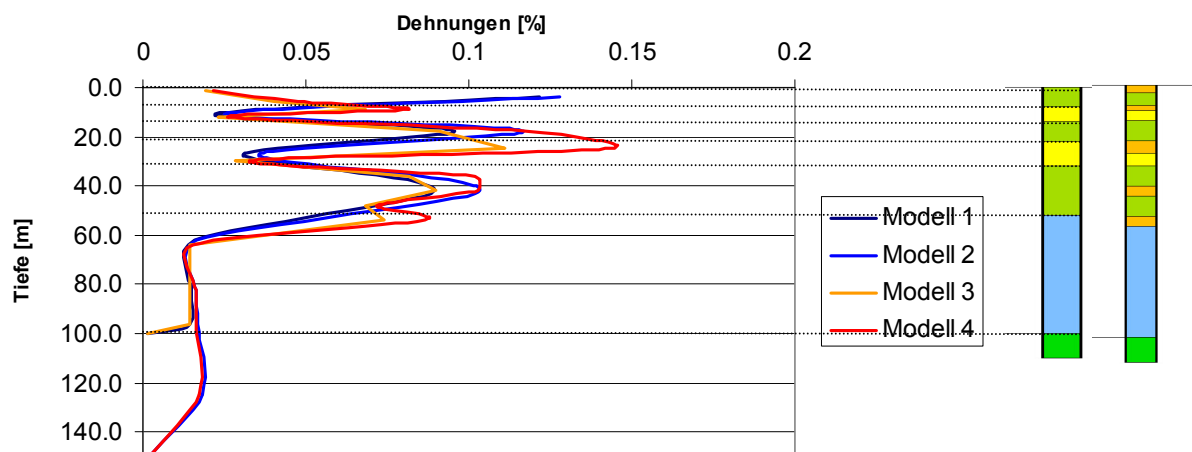


Abbildung 3–15: Dehnungen für die verschiedenen Modelle beim El Centro-Erdbeben und Abbildung der Schichtgrenzen

In der Abbildung 3–15 sind die Dehnungen beim El Centro-Erdbeben für die verschiedenen Modelle dargestellt. Die Modelle 3 und 4 werden durch die Sandeinlagerungen im Kies, die sich weicher verhalten und daher grössere Dehnungen aufweisen, zusätzlich gedämpft. Sandeinlagerungen in den Siltschichten führen zu kleineren Dehnungen und daher zu kleineren Dämpfungen. Diese Sandschichten führen ausserdem zu lokal kleineren Scherwellengeschwindigkeit und deshalb auch zu einer Verkleinerung des Antwortspektrums. Die Amplifikationsfunktion der Modelle 3 und 4 verschiebt sich nach rechts. (Abbildung 3–7) Das liegt daran, dass der Boden bei diesen Modellen weicher ist und demnach langsamer schwingt.

In den Modellen 2 und 4, die eine grosse Tiefe der Felsoberfläche aufweisen, entstehen grössere Dehnungen. Dadurch nimmt die Dämpfung zusätzlich zu. (Abbildung 3–2) Die Dehnungen sind in den unteren Schichten relativ klein, da sich die Schichten steif verhalten. In den oberen Schichten sind

grössere Aufschaukelungseffekte sichtbar, die durch grössere Dehnungen erkennbar werden. In den Modellen 1 und 2 entstehen grössere horizontale Verschiebungen. (Abbildung 3–17) Die Tiefe der Felsoberfläche hat einen geringen Einfluss auf die Verschiebungen. Das liegt in erster Linie daran, dass, sobald die Verschiebungen und somit die Dehnungen zunehmen, auch eine grössere Dämpfung des Bodens auftritt. Das führt dazu, dass in den Modellen mit einer grösseren Tiefe der Felsoberfläche auch grössere Dämpfungen in den oberen Schichten entstehen und dadurch die Verschiebungen nicht noch grösser werden. Dies ist in der Abbildung 3–16 ersichtlich.

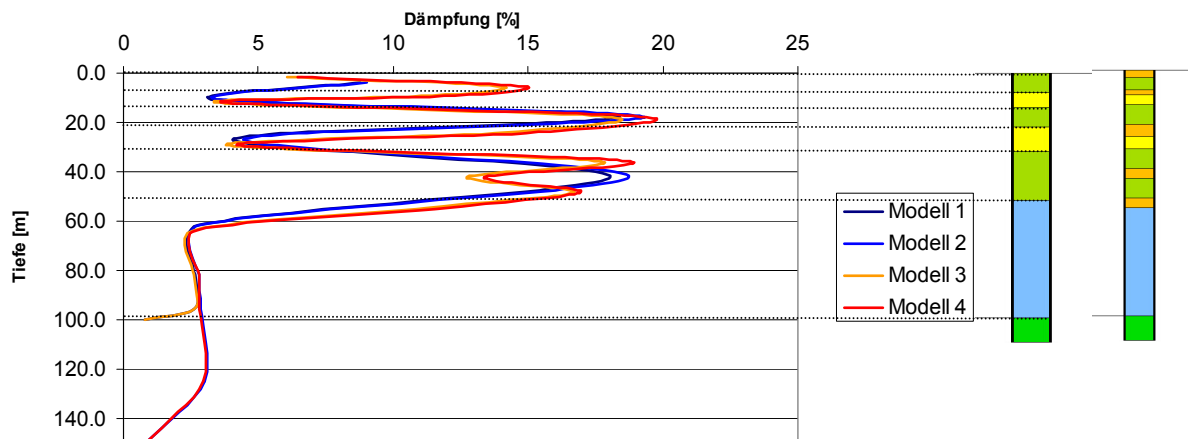


Abbildung 3–16: Dämpfung für die verschiedenen Modelle beim El Centro-Erdbeben und Abbildung der Schichtgrenzen

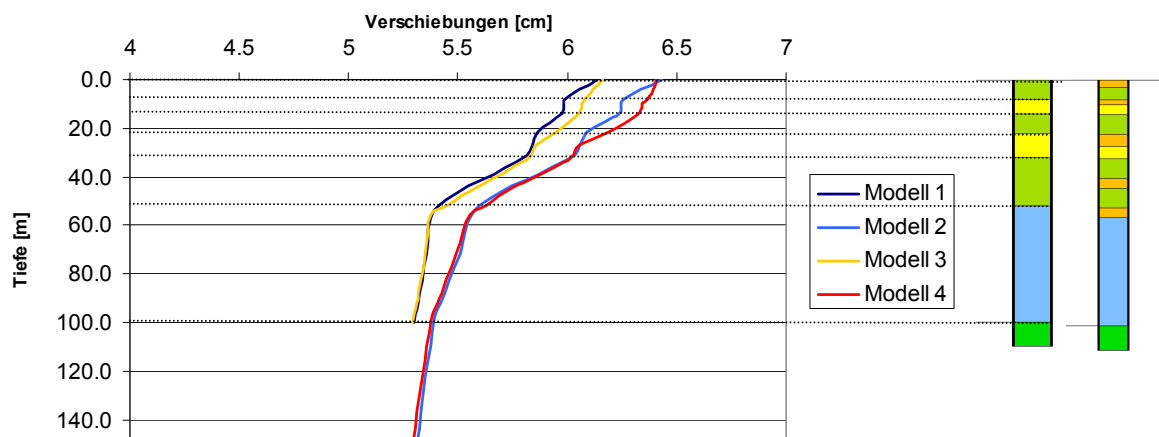


Abbildung 3–17: horizontale Verschiebungen für die verschiedenen Modelle beim El Centro-Erdbeben und Abbildung der Schichtgrenzen

Zusammenfassend kann man sagen, dass das Modell 1 und 2 die grössten standortspezifischen Antwortspektren liefern, da keine Sandeinlagerungen im Boden vorhanden sind, die den Boden zusätzlich dämpfen. Deswegen werden die Modelle 3 und 4 für die weitere Analyse nicht mehr verwendet. Ausserdem ist zu beachten, dass sich diese Sandschichten nur in der Nähe der Rhone befinden und es deshalb nicht sinnvoll wäre, davon auszugehen, dass diese Sandschichten im ganzen Tal anzutreffen sind.

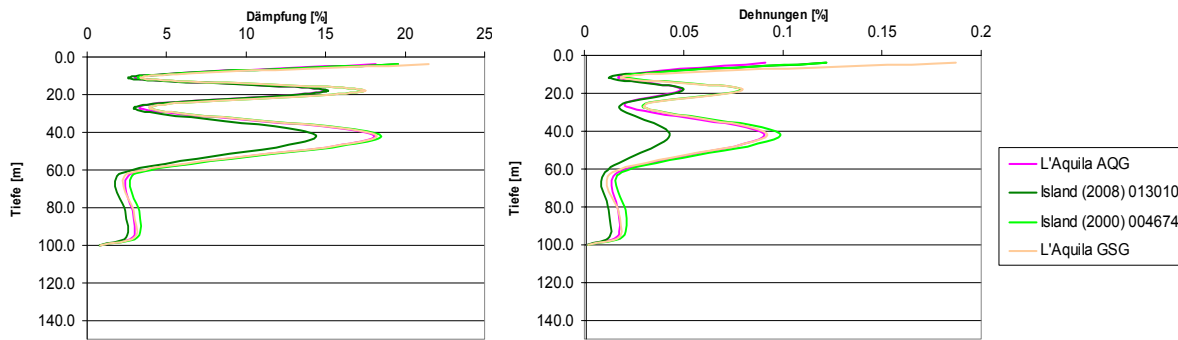


Abbildung 3–18: Links: Vergleich der Dämpfung, rechts: Vergleich der Dehnungen der verschiedenen Erdbeben für das Modell 1

Die Dämpfungen und die Dehnungen wurden bei verschiedenen Erdbeben untersucht. Hier spielen vor allem der Frequenzgehalt und die Dauer der Einwirkung eine Rolle. Es ist allerdings in der Abbildung 3–18 ersichtlich, dass die verschiedenen Erdbeben in etwa dieselben Resultate liefern.

Bei einer Dämpfung grösser als 5 % kann ein linear-elastisches Verhalten nicht mehr garantiert werden, weshalb plastische Dehnungen entstehen, die mit EduShake und EERA nicht modelliert werden können. Die Annahme der linear äquivalenten Bodenkennwerte ist nicht mehr gegeben. Da hier von einer Linearität des Verhaltens der Lockergesteine ausgegangen wird. In der Abbildung 3–16 ist ersichtlich, dass gerade in der obersten Siltschicht plastische Deformationen auftreten, welche die Programme EduShake und EERA nicht berücksichtigen. In der zweidimensionalen dynamischen Analyse sollen diese Effekte berücksichtigt werden. Auch der Einfluss der Tiefe der Felsoberfläche sollte untersucht werden, da auch hier Einflüsse der plastischen Dehnungen zu erwarten sind.

Allgemein sollte man mit den Resultaten von EERA und EduShake vorsichtig sein, diese Programme auf einer eindimensionalen Berechnung beruhen. Hier wird demzufolge der Einfluss einer horizontalen Schichtung des Bodens auf die Erdbebenanregung untersucht. Diese Resultate weichen stark von der Realität ab, da sich das Lonza Areal in einem Tal befindet und deshalb zweidimensionale Einflüsse nicht vernachlässigbar sind. Talflanken bewirken oft eine Fokussierung der Energie zur Talmitte hin und an den Talränder entstehen sekundäre Oberflächenwellen, die sowohl zu einer Verstärkung wie auch zu einer zeitlichen Verlängerung der Bodenbewegung führen.

3.5.1 Überprüfung der Resultate von EduShake

Die Dehnungen des Modells 1 in Abbildung 3–15 und die Dämpfungen des Modells 1 in Abbildung 3–16 stimmen mit den Dämpfungsquotienten der verschiedenen Bodenmaterialien in der Abbildung 3–2 überein. Deshalb kann davon ausgegangen werden, dass die Antwortspektren richtig berechnet wurden. Ausserdem sind bei den Verschiebungen in der Abbildung 3–17 keine Auffälligkeiten wie zum Beispiel Knicke vorhanden, was auch für eine wahrheitsgetreue Modellierung spricht.

3.5.2 Überprüfung der Resultate von EERA

Je grösser die Dehnungen, desto grösser sind die Dämpfungen des Modells. In den oberen Schichten treten grössere Dämpfungen auf. Dies liegt einerseits an den grösseren Dehnungen andererseits an den Siltschichten, die eine grössere Dämpfung als die Kiesschichten aufweisen. Die Dehnungen des Modells 1 in Abbildung 3–18 und die Dämpfung des Modells 1 in Abbildung 3–18 stimmen mit den Dämpfungsquotienten der verschiedenen Bodenmaterialien überein. Deshalb kann davon ausgegangen werden, dass die Antwortspektren richtig berechnet wurden.

3.5.3 Unschärfen des Modells

Variation der Scherwellengeschwindigkeiten in den verschiedenen Modellen

Zusätzlich zu den verschiedenen Modellen wurden bei jedem Modell Unschärfen analysiert. Das wurde mit Hilfe der Erhöhung bzw. Verminderung der Scherwellengeschwindigkeit um einen Faktor 1.4 (Siehe Kapitel 2.5) bewerkstelligt. Um diese Unschärfen analysieren zu können, wurde mit dem Erdbeben von El Centro gearbeitet.

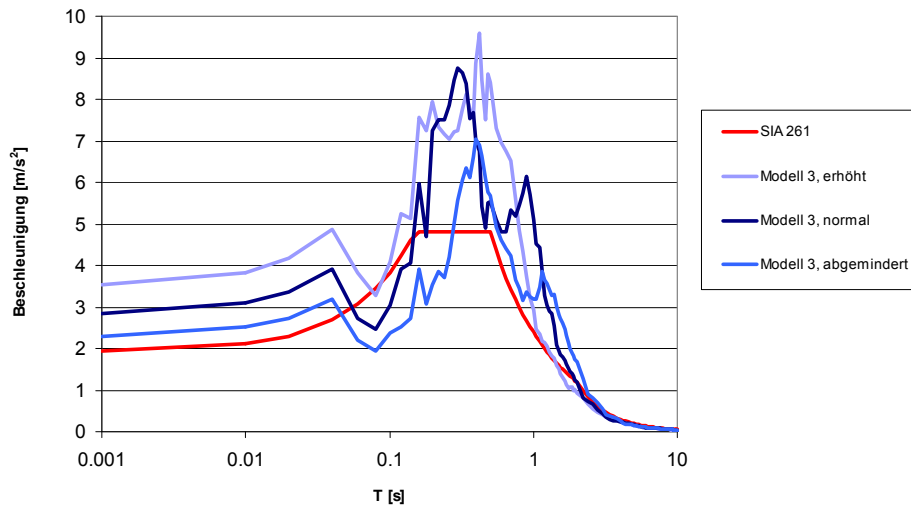


Abbildung 3–19: Unschärfen des standortspezifischen Antwortspektrum für das Erdbeben El Centro und das Modell 3: Variation der Scherwellengeschwindigkeit

In der Abbildung 3–19 ist erkennbar, dass grundsätzlich mit steigender Scherwellengeschwindigkeit auch das standortspezifische Antwortspektrum steigt. Das liegt daran, dass mit steigender Steifigkeit auch die Dämpfung abnimmt, weshalb grössere Beschleunigungen auftreten. Zudem verschieben sich mit abnehmender Scherwellengeschwindigkeit die Antwortspektren nach rechts. Das liegt daran, dass der Boden weicher wird und deshalb langsamer schwingt. Diese Unschärfe der Modellierung wurde für die verschiedenen Modelle untersucht. (Anhang A.4)

Unschärfen bei den Schichtspezifikationen der Modelle

Wie im Kapitel 3.2 erklärt, mussten Schichtspezifikationen in Form von Schubmodul- und Dämpfungskurven für die verschiedenen Schichten gewählt werden. Allerdings können beim Wählen anderer Schichtspezifikationen auch unterschiedliche Antwortspektren entstehen. Aus diesem Grund wurde die Schichtspezifikationen in den oberen Schichten variiert. Einerseits wurden die oberen Schichten nur als Silt ausgebildet und andererseits wurde für den Kies die vordefinierte Kiesspezifikation von EduShake („gravel“) eingebaut. Auch hier wurden die Dämpfungs- und Schubmodulverläufe in Funktion der Dehnungen nach Seed und Idriss (1970) modelliert. Eine Schichtabfolge zwischen weichen und steifen Schichten ist im Lonza Areal von zentraler Bedeutung, da die weichen Schichten den Boden dämpfen können und die steifen Schichten dem Boden eine gewisse Steifigkeit geben. Da man davon ausgehen kann, dass diese Schichtabfolge im Lonza Areal vorhanden ist, wird weiterhin mit dem Modell 1 gearbeitet. Im Modell 1 wurde die Schichtspezifikation von Kies als „sand“ gewählt. Eine Variation dieser Schichtspezifikation als „gravel“ führt zu einem kleineren Antwortspektrum, da diese Schichtspezifikation eine grössere Dämpfung aufweist. Aus diesem Grund wird die Kiesschicht weiterhin als „sand“ modelliert. Ausserdem ist es möglich, dass in dieser Kiesschicht Sand beigemischt ist, da sich im Baugrundmodell immer wieder Sandeinlagerungen befinden.

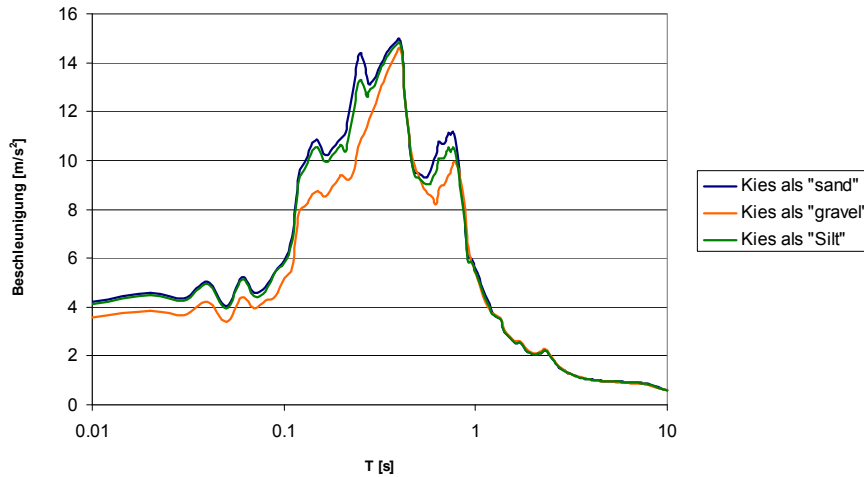


Abbildung 3–20: Unschärfen des standortspezifischen Antwortspektrums für das Erdbeben in Island (2008) und das Modell 1: Variation der Schichtspezifikationen in den Kiesschichten

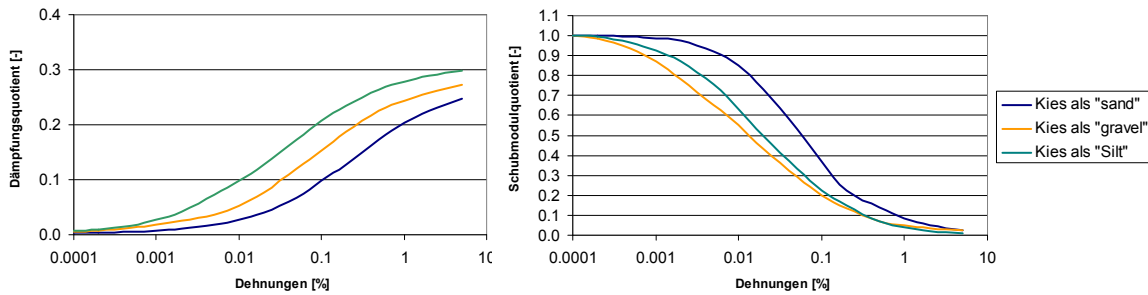


Abbildung 3–21: Links: Unschärfen der Verläufe der Dämpfungsquotienten in Funktion der Dehnungen, rechts: Unschärfen der Verläufe der Schubmodulquotienten in Funktion der Dehnungen

Variation von Shake zu Shake91

In EERA ist eine Variation zwischen den Berechnungsalgorithmen Shake und Shake91 möglich. Dieser Unterschied macht allerdings sehr wenig aus und kann deshalb vernachlässigt werden (Abbildung 3–22). In dieser Arbeit wird mit Shake91 gearbeitet.

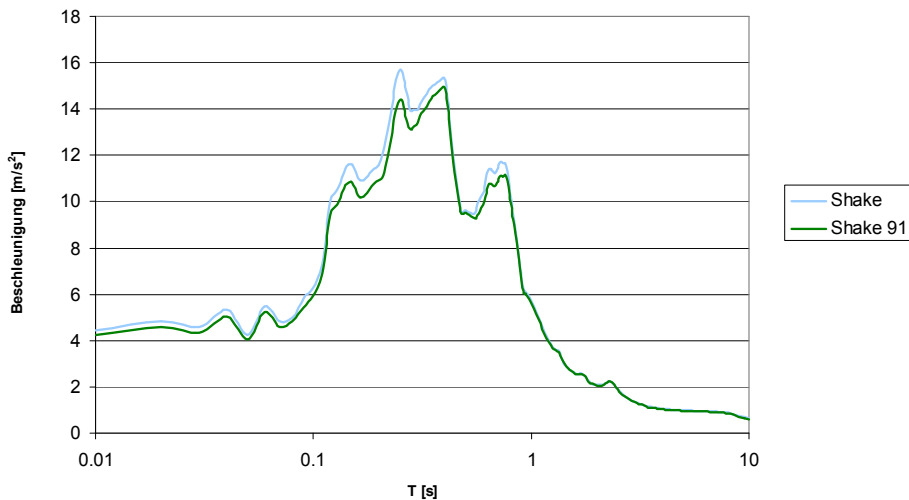


Abbildung 3–22: Unschärfen des standortspezifischen Antwortspektrums für das Erdbeben in Island (2008) und das Modell 1: Variation zwischen Shake91 und Shake

Variation der Funktion Outcrop

Erdbebenbewegungen werden normalerweise auf der Felsoberfläche aufgezeichnet. Wenn eine Messung an einer Station aufgezeichnet wurde, an welcher der Fels zu Tage tritt, wird diese Bewegungsaufzeichnung als eine „Outcrop“-Bewegung bezeichnet. Die Frage ist, wie sich diese gemessene „Outcrop“-Bewegung an der Schnittstelle Boden-Fels verhält, wenn der Fels mit weichen Schichten überlagert wird. Wenn der Fels eine gewisse Überlagerung aufweist, kann sich die Bewegung an der Schnittstelle Boden-Fels von derjenigen an der Stelle, wo der Fels zu Tage kommt, unterscheiden.

EERA sowie EduShake haben eine Eigenschaft, die die spezifizierte Eingangsbewegung verändert, wenn die „Outcrop“-Option angewählt ist, um die verschiedenen Bodenantworten wiederzugeben, die entweder an einer Boden-Fels-Schnittstelle oder an einer Stelle, wo der Fels zu Tage kommt, eingebracht werden.

Das Verfahren beinhaltet eine Funktion, die als Übergangsfunktion bekannt ist, die die Übertragung von Energie zwischen dem Felsen und dem Boden schildert. Die Bedeutung der Übergangsfunktion wird durch die relative Steifigkeit zwischen dem Boden und dem Felsen beeinflusst. Wenn der Fels im Verhältnis zum Boden sehr steif ist, ist die „Outcrop“-Bewegung der Bewegung an der Schnittstelle Boden-Fels ziemlich ähnlich. Wenn sich der Unterschied der Steifigkeit des Bodens und des Felses vermindert, werden die Unterschiede zwischen der „Outcrop“-Bewegung und der Bewegung an der Schnittstelle Boden-Fels erhöht.

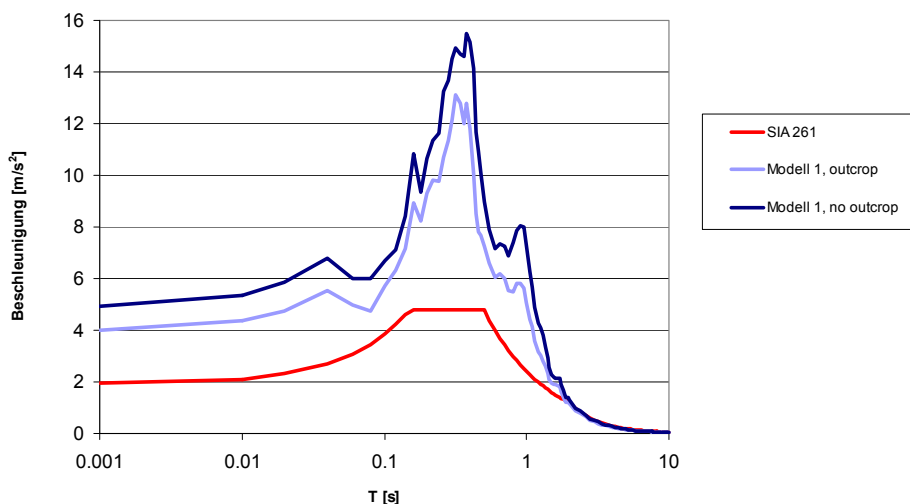
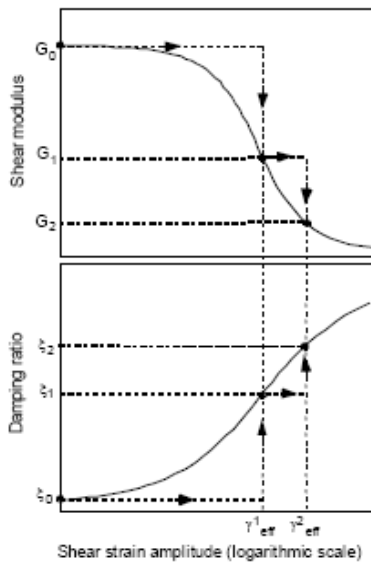


Abbildung 3–23: Vergleich des standortspezifischen Antwortspektrums mit und ohne Outcrop für das Erdbeben El Centro

Im Verlauf der Arbeit wird mit der Outcrop-Funktion gerechnet. Zwar ergeben sich daraus kleinere standortspezifische Antwortspektren, doch führt dies zu einer besseren Modellierung, da der Fels durch die Überlagerung Zwängungen ausgesetzt ist und sich daher nicht frei bewegen kann.

Variation des Verhältnisses der entsprechenden gleichförmigen Dehnung („Ratio of equivalent uniform strain“)



R_γ ist nach EERA (1998) das Verhältnis der effektiven Scherdehnungen (γ'_{eff}) zu den maximalen Scherdehnungen (γ'_{max}), die von der Erdbebengrösse anhängig sind:

$$\gamma'_{eff} = R_\gamma \cdot \gamma'_{max}$$

Bei der Berechnung der linear äquivalenten Antwort werden die effektiven Dehnungen aus den maximalen Dehnungen ermittelt, um daraufhin den Schubmodul und die Dämpfung zu berechnen. R_γ dient als Eingabeparameter und gibt Auskunft über die Anzahl der Lastwechsel während des Erdbebens. Das „Ratio of equivalent uniform strain“ deutet auf die Dauer des Erdbebens hin. Es ist abhängig davon, welche Magnitude ein Erdbeben aufweist. Die folgende Gleichung dient der Ermittlung des „Ratio of equivalent uniform strain“:

$$R_\gamma = (M-1)/10$$

wobei $M [-]$: Momenten-Magnitude des Erdbebens

Abbildung 3–24: Iteration des Schubmoduls und des Dämpfungsquotienten mit den Dehnungen

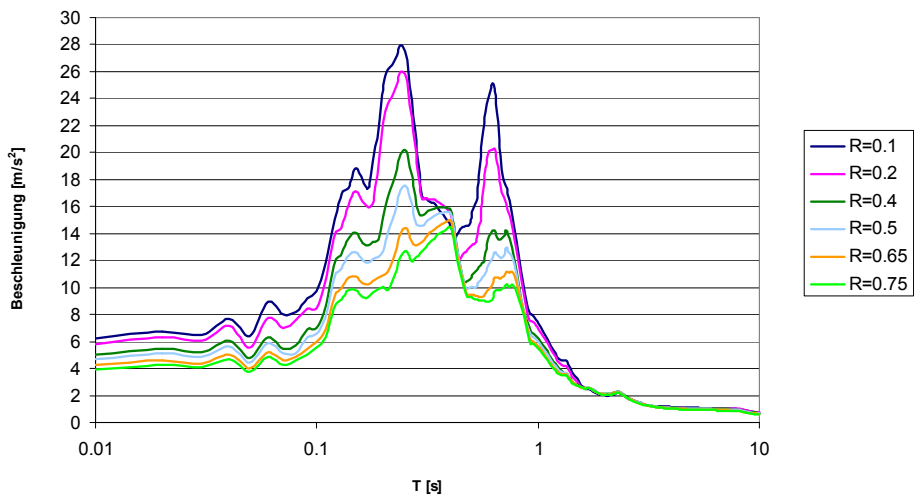


Abbildung 3–25: Unschärfen des standortspezifischen Antwortspektrums für das Erdbeben in Island (2008) und das Modell 1: Variation des "ratio of equivalent uniform strain"

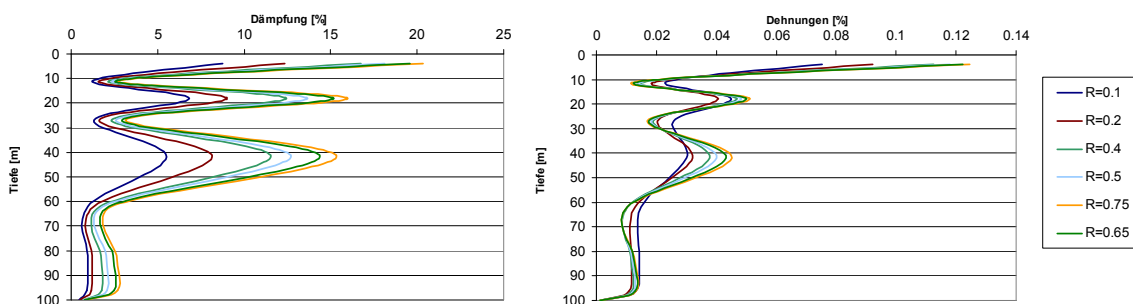


Abbildung 3–26: Links: Unschärfen der Dämpfung und rechts: der Dehnungen für das Erdbeben in Island (2008)

Je kleiner das "ratio of equivalent uniform strain" ist, desto flacher erscheint das standortspezifische Antwortspektrum. Wenn R_v grösser wird, werden die effektiven Dehnungen auch grösser. Eine Vergrösserung der effektiven Dehnungen führt zu einer Vergrösserung der Dämpfung und zu einer Verkleinerung des Schubmoduls (Abbildung 3–24). Durch die grössere Dämpfung der weichen Schichten entsteht ein kleineres standortspezifisches Antwortspektrum. Bei der Analyse wurde mit einem Verhältnis von $R_v=0.65$ gerechnet, da dieses in der Praxis üblich ist.

Untersuchung von Erdbeben mit unterschiedlichen Magnituden

Magnitude und Intensität sind zwei Kennwerte verschiedener Eigenschaften von Erdbeben. Die Magnitude misst die Energie, die an der Herdquelle des Erdbebens freigegeben wird. Sie wird durch Messungen mit Seismographen bestimmt. Die Intensität ist ein Mass für die lokale Wahrnehmbarkeit und Zerstörungskraft eines Erdbebens und ist abhängig vom Standort. Die Tabelle 3–1 nach Smit (2004) gibt eine Gegenüberstellung der Magnitude mit der Bodenbeschleunigung, die gewöhnlich an einem Standort nahe dem Epizentrum beobachtet wird, an. Da sich das Epizentrum eines Erdbebens, das in Visp eintreffen würde, in der Nähe des Lonza Areal befinden würde, kann von dieser Gegenüberstellung ausgegangen werden. Es ist zu beachten, dass Erdbeben verschiedener Magnituden auch unterschiedliche Frequenzgehalte aufweisen, was in dieser Arbeit nicht berücksichtigt wird. Da in erster Linie Rückschlüsse über den Einfluss der plastischen Dehnungen gezogen werden sollen, spielt der Frequenzgehalt hier keine Rolle.

Tabelle 3–1: Gegenüberstellung der Magnitude, der Bodenbeschleunigung und der Mercalli-Intensität nahe am Epizentrum nach Smit (2004)

Stärke			Bodenbewegung			Auswirkungen
Erdbeben-Klasse	M [ML]	Energie [Joule]	a [%g]	v [cm/s]	d [cm]	Epizentral-Intensität und maximale Wirkung (EMS-98)
sehr schwach	2	10^7	0,1	0,01	0,1	I nicht fühlbar
						II kaum bemerkbar
schwach	3	10^9	1	0,1	1	III schwach
						IV deutlich
leicht	4	10^{11}	10	1	1	V stark
mittel	5	10^{13}	10	10	10	VI leichte Schäden
						VII Gebäudeschäden
stark	6	10^{15}	100	100	100	VIII schwere Gebäudeschäden
						IX zerstörend
schwer	7	10^{17}	100	100	100	X sehr zerstörend
						XI verwüstend
gross	8	10^{17}	100	100	100	XII vollständig verwüstend

Mit Hilfe der Parameter in der Tabelle 3–2 können Erdbeben verschiedener Magnituden in EERA simuliert werden. Auch hier wird mit dem Erdbeben Island 013010 (2008) gearbeitet, da sich dieses dem geometrischen Mittel ähnlich verhält. Das „Ratio of equivalent uniform strain“ wird in Funktion der Magnitude variiert.

Tabelle 3–2: Parameter für die Modellierung

Magnitude	Bodenbeschleunigung a_{gd} [%g]	$R_v = (M-1)/10$ [-]	Mittlere Mercalli Intensität
2.0	0.1	0.1	II
3.0	0.5	0.2	III
4.0	2	0.3	V
4.5	4	0.35	VI
5.0	10	0.4	VII
5.5	20	0.45	VIII
6.0	40	0.5	IX
7.0	120	0.6	X

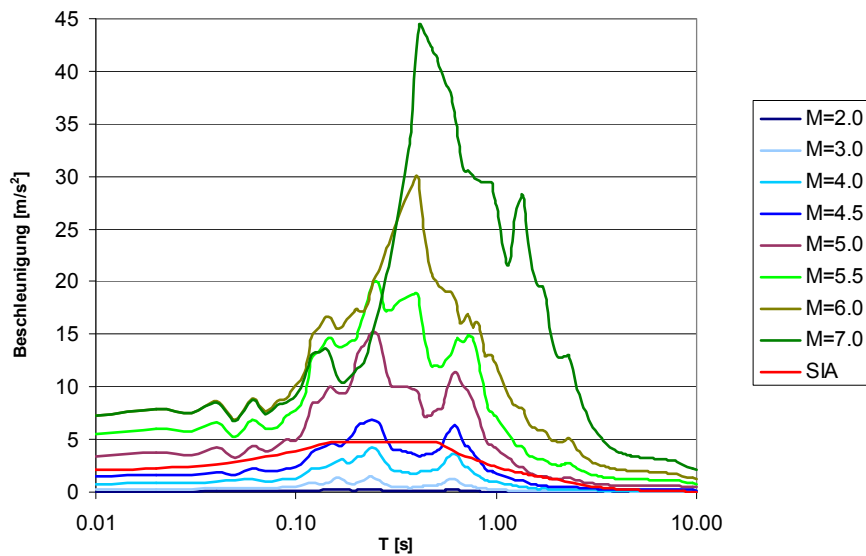


Abbildung 3–27: Unschärfen des standortspezifischen Antwortspektrums für das Erdbeben Island (2008) und das Modell 1: Variation der Magnitude

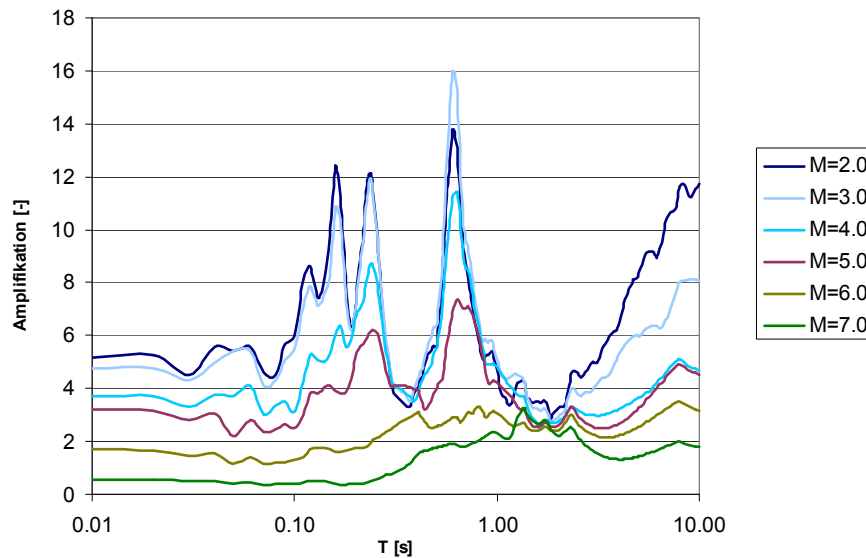


Abbildung 3–28: Unschärfen der Amplifikation für das Erdbeben Island (2008) und das Modell 1: Variation der Magnitude

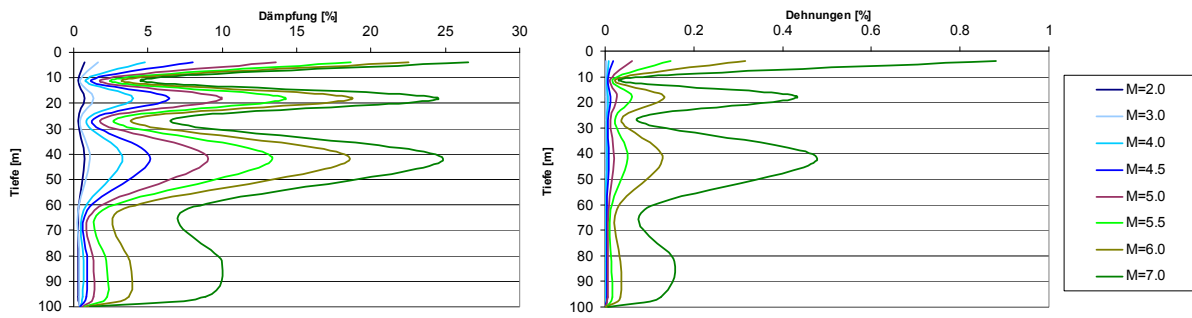


Abbildung 3–29: Links: Unschärfen der Dämpfung und rechts: der Dehnungen für das Erdbeben in Island (2008) und das Modell 1: Variation der Magnitude

Wie erwartet, kann man in der Abbildung 3–27 erkennen, dass das standortspezifische Antwortspektrum mit wachsender Magnitude grössere Werte annimmt. Dies liegt daran, dass der Boden mit grösserer Magnitude auch grössere Bodenbeschleunigungen erfährt. Die Dämpfungen ab einer Magnitude von 4.0 erreichen Werte über 5%. (Abbildung 3–29) Das führt dazu, dass sich der Boden nicht mehr linear elastisch verhält. Ab einer Magnitude von 4.0 muss mit plastischen Verformungen gerechnet werden. Mit steigender Magnitude nimmt die Amplifikation ab. (Abbildung 3–28) Dies liegt daran, dass bei einer grösseren Bodenbeschleunigung auch grössere Dehnungen entstehen, die grössere Dämpfungen herbeiführen. Der Boden verhält sich mit steigender Amplitude weicher, da sich die Amplifikation nach rechts verschiebt. Ab einer Magnitude von 6.0 werden die Dehnungen und dementsprechend die Dämpfungen so gross, dass sich der Boden nur noch im plastischen Bereich befindet und eine Modellierung mit EERA somit keine sinnvollen Resultate mehr liefert. Eine Modellierung mit EERA ist ab einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd} = 3.9 \text{ m/s}^2$ demnach nicht mehr sinnvoll.

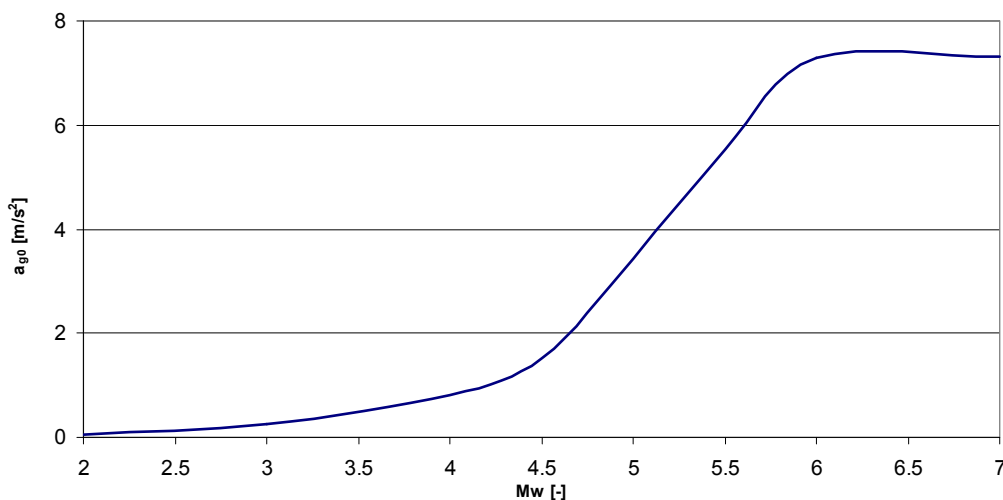


Abbildung 3–30: Maximalbeschleunigung des standortspezifischen Antwortspektrums über die Magnitude

Das Antwortspektrum kann mit Hilfe der Maximalbeschleunigung (Wert des standortspezifischen Antwortspektrums bei einer Grundschwingzeit von $T=0.01 \text{ s}$) verglichen werden. Je grösser die Magnitude ist, desto grösser werden die Maximalbeschleunigungen. (Abbildung 3–30) Ab einer Magnitude von 4.0 ist ein Knick erkennbar. Dieser weist darauf hin, dass ab hier mit plastischen Verformungen zu rechnen ist, die in EERA und EduShake nicht modelliert werden können. Ab einer Magnitude von 6.0 sind die Dehnungen so gross, dass nur noch plastische Verformungen entstehen.

Dies führt dazu, dass die Maximalbeschleunigungen aufgrund der sehr grossen Dämpfungen mit zunehmender Magnitude nicht mehr zunehmen.

Einfluss der Plastizität auf das Antwortspektrum

EduShake sowie EERA gehen von einem linear elastischen Verhalten des Bodens aus. Bei Dämpfungen grösser als 5 % kann man nicht mehr von einem linear elastischen Verhalten ausgehen. Um allerdings einen Eindruck zu bekommen, wie sich die Plastizität auf die Antwortspektren auswirkt, wird ein Modell mit rein linear elastischem Verhalten einem Modell, das sich plastisch verhält, gegenübergestellt. Der Boden verhält sich bis zu einer Magnitude von 4.0 elastisch. Um plastische Deformationen zu modellieren, wird eine sehr weiche Schicht im Modell eingebaut, so dass man danach auf die Plastizität schliessen kann. Diese wird in den oberen Siltschichten eingebaut. Dabei wird die Scherwellengeschwindigkeit gesenkt. In der ursprünglichen Modellierung wurde mit einer Scherwellengeschwindigkeit von 200 m/s gerechnet. Diese Scherwellengeschwindigkeit wird auf 150 m/s und auf 50 m/s gesenkt.

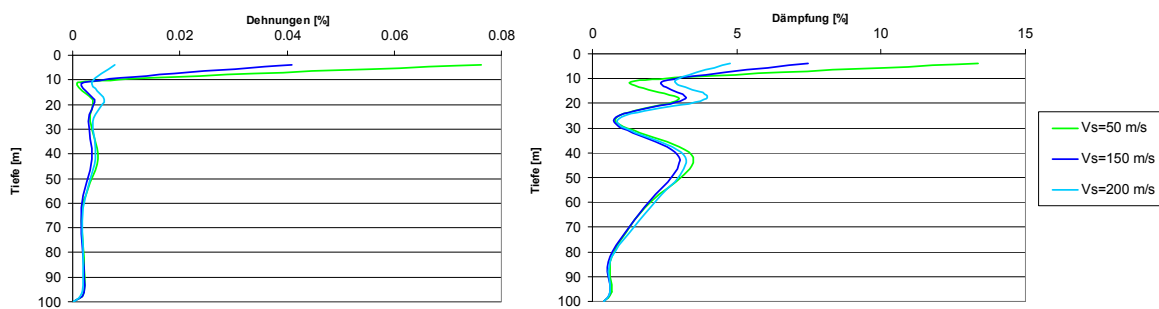


Abbildung 3–31: Links: Unschärfen der Dämpfung und rechts: der Dehnungen für das Erdbeben in Island (2008) und das Modell 1: Variation der Scherwellengeschwindigkeit der oberen Siltschicht bei einer Magnitude von 4.0

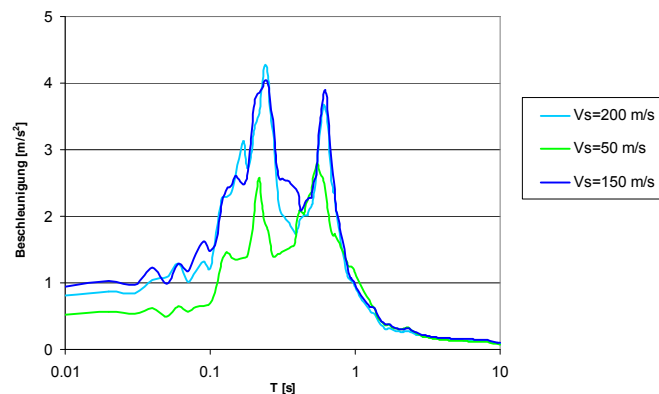


Abbildung 3–32: Unschärfen des standortspezifischen Antwortspektrums für das Erdbeben in Island (2008) um das Modell 1: Variation der Scherwellengeschwindigkeit der oberen Siltschicht bei einer Magnitude von 4.0

Die Senkung der Scherwellengeschwindigkeit auf 150 m/s bewirkt einerseits eine grössere Dämpfung, da auch grössere Dehnungen entstehen. Das führt zu einem kleineren Antwortspektrum. Andererseits wird das ganze Antwortspektrum nach rechts verschoben, was darauf hinweist, dass die Schichten weicher werden und daher langsamer schwingen. Wenn die Scherwellengeschwindigkeit allerdings in grossem Masse verändert wird, wird das Antwortspektrum zwar kleiner, allerdings verschiebt sich das Antwortspektrum nach links. Dies liegt daran, dass die Scherwellengeschwindigkeit in der oberen Siltschicht so klein wird, dass sie sich wie Luft verhält (Scherwellengeschwindigkeit von 0 m/s). Deswegen kann man davon ausgehen, dass diese Schicht in der numerischen Berechnung gar nicht mehr vorhanden ist. Wenn bei der Modellierung (Abbildung 3–33) die obere Siltschicht nicht ins

Modell eingebaut wird, erkennt man, dass sich das ganze Antwortspektrum nach links verschiebt, da sich der Boden auch steifer verhält und schneller schwingt.

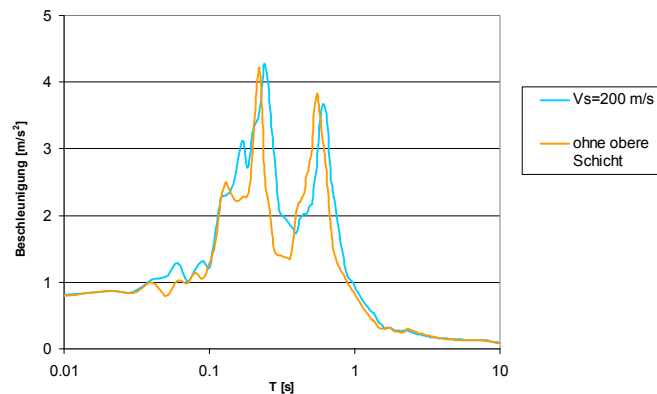


Abbildung 3–33: Unscharfen des standortspezifischen Antwortspektrums für das Erdbeben in Island (2008) und das Modell 1: mit und ohne obere Siltschicht bei einer Magnitude von 4.0

Es muss hier beachtet werden, dass die Plastizität dieser oberen Siltschicht einen vernachlässigbar kleinen Einfluss auf das standortspezifische Antwortspektrum hat. Das liegt in erster Linie daran, dass Plaxis von unten nach oben rechnet und sich die unteren Schichten aufgrund der oberen Schichten nur sehr wenig verändern. In der Abbildung 3–32 ist ersichtlich, dass sich die Dämpfungen in den unteren Schichten kaum verändern.

Einfluss der Erdbeben auf die standortspezifischen Antwortspektren

Die Dauer und der Verlauf des Erdbebens haben einen grossen Einfluss auf den Frequenzgehalt des Erdbebens. Bei einer gleichmässigen Bodenbewegung kann sich der Boden an die Bewegung gewöhnen, weshalb kleinere Dehnungen zu erwarten sind. Bei einem grösseren Erdbeben führt dies zwangsläufig zu grösseren Dehnungen und deshalb auch zu grösseren Beschleunigungen in den Antwortspektren. Ausserdem spielt die Belastungsdauer eine wichtige Rolle: Je länger der Boden belastet wird, desto grössere Antwortspektren sind zu erwarten. Hier geht es darum zu untersuchen, wie sich die verschiedenen Erdbeben auf das standortspezifischen Antwortspektrum auswirken.

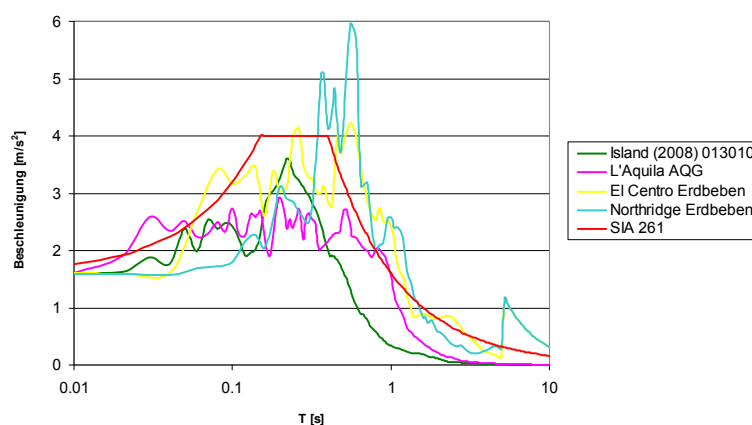


Abbildung 3–34: Eingeleitete Beschleunigungen im Fels für verschiedene Erdbeben.

In der Abbildung 3–34 kann man die Antwortspektren der verschiedenen Erdbeben im Fels betrachten. Das L'Aquila-Erdbeben weist ein kleines Antwortspektrum im Fels auf, verläuft aber über einen grösseren Frequenzgehalt ziemlich konstant, während die anderen Erdbeben über einen kleineren Frequenzgehalt grössere Werte aufweisen. Das El Centro- und das Island-(2008) Erdbeben weisen

ähnliche Werte und Verläufe wie das Normantwortspektrum der SIA 261 (2003) der Baugrundklasse A auf.

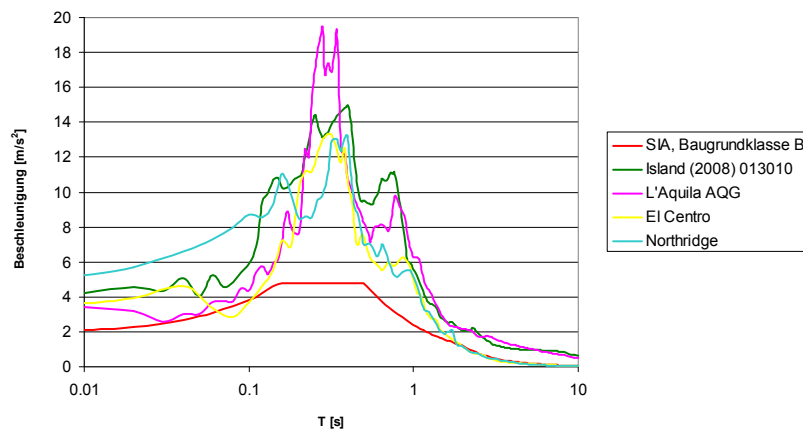


Abbildung 3–35: Vergleich der standortspezifischen Antwortspektren verschiedener Erdbeben

In der Abbildung 3–35 kann man erkennen, dass das standortspezifische Antwortspektrum des L’Aquila-Erdbebens grosse Werte annimmt. Dies liegt daran, dass das L’Aquila-Erdbeben über einen grösseren Frequenzbereich verläuft und deshalb alle Frequenzbereiche in gleicher Weise anregt. Dies führt zu Resonanzerscheinungen im Eigenschwingungsbereich des Bodens. Die anderen Erdbeben regen nur einen bestimmten Frequenzbereich an, was zu kleineren Werten führt, wenn dieser angeregte Frequenzbereich nicht dem Eigenschwingungsbereich entspricht.

Ausserdem muss man beachten, dass die Amplifikationen umso grösser werden, je kleiner das Antwortspektrum des Felses ist. Das liegt daran, dass die Amplifikation berechnet wird, indem das Antwortspektrum an der Oberfläche durch das Antwortspektrum beim Fels dividiert wird. Deswegen weist das standortspezifische Antwortspektrum des Erdbebens von l’Aquila grössere Werte auf als das El Centro-Erdbeben.

Einfluss der oberen Siltschicht auf das standortspezifische Antwortspektrum

Wie in Abbildung 3–37 ersichtlich, werden die Dehnungen und dementsprechend die Dämpfungen in der oberen Siltschicht sehr gross. Das liegt daran, dass diese Schicht sehr weich ist. Daher muss eine Foundation evtl. bis in die weniger weiche obere Kiesschicht reichen. Aus diesem Grund soll der Einfluss der oberen Siltschicht auf das standortspezifische Antwortspektrum untersucht werden.

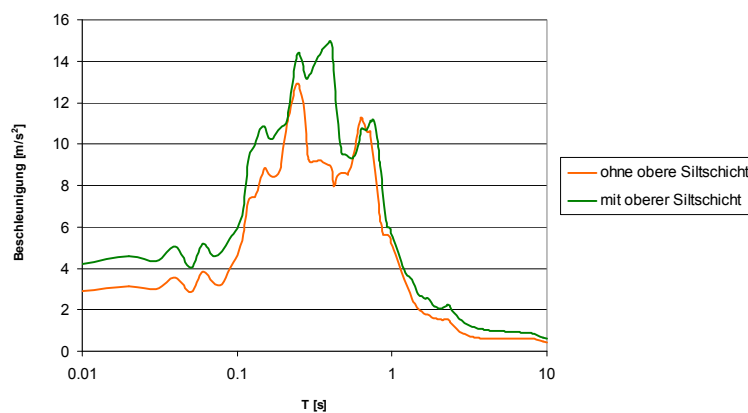


Abbildung 3–36: standortspezifisches Antwortspektrum für das Erdbeben in Island (2008) und das Modell 1: mit und ohne obere Siltschicht

Das Weglassen der oberen Siltschicht führt zu einem kleineren standortspezifischen Antwortspektrum. Dies liegt in erster Linie daran, dass kleinere Dehnungen in den unteren Schichten entstehen. Allerdings muss dies aufgrund der Einflüsse der Plastizität in der 2D-Analyse noch geprüft werden.

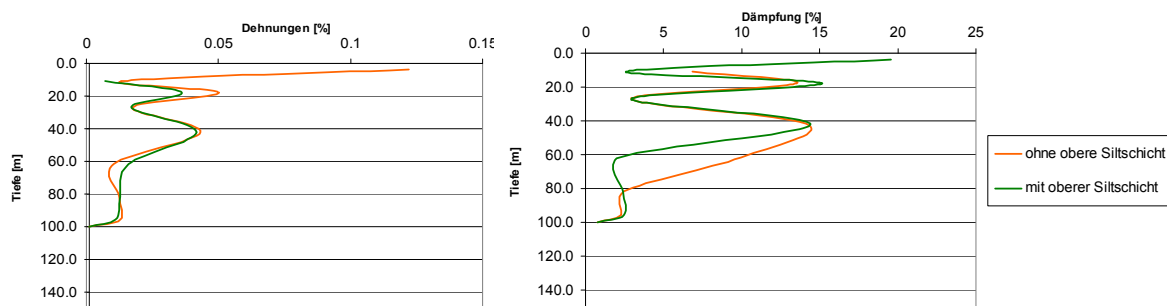


Abbildung 3–37: Dämpfung und Dehnungen für das Erdbeben in Island (2008) und das Modell 1

Eine Einbindung der Fundation in die steifere Kiesschicht erscheint demnach sinnvoll, da kleinere Beschleunigungen an der Fundation entstehen würden. Diese Vermutung sollte allerdings bei der Analyse der Fundation überprüft werden.

4. Dynamische 2D-Analyse

4.1 Modellierung mit Plaxis

Die Resultate von EERA sollen in diesem Kapitel mit Hilfe von Plaxis auf ihre Plausibilität untersucht werden. EERA vermindert die Schubmodule bzw. vergrössert die Dämpfungen mit zunehmenden Dehnungen. Sobald die Dämpfungen Werte grösser als 5 % erreichen, entstehen plastische Dehnungen, die EERA nicht modellieren kann. Eine Modellierung mit Plaxis müsste bei einer Magnitude von 4.0 etwa dieselben Resultate wie EERA liefern, wenn mit dem maximalen Schubmodul und mit keinen Dämpfungen gerechnet wird. Aus diesem Grund wird zuerst mit einem Erdbeben der Momenten-Magnitude 4.0 gerechnet. Die Schichtgrenzen und deren Schichtparameter werden analog zu EERA gewählt und können dem Kapitel 2.5 entnommen werden. Das Input-File kann der Abbildung 4–1 entnommen werden. Der Wasserspiegel wird auch hier in einer Tiefe ab Geländeoberkante von 2 m gewählt. Das Erdbeben wird im Fels, d.h. unter den Lockermaterialschichten eingeleitet. Für die Modellierung werden folgende Randbedingungen gewählt: Unten im Fels wird eine feste Lagerung in x- sowie in y-Richtung eingebaut, während an den Seiten eine in y-Richtung bewegliche Lagerung modelliert wird. Zusätzlich muss man beachten, dass die Seiten absorptionsfähig ausgebildet werden, was bedeutet, dass eingehende Scherwellen nicht reflektiert werden. In diesem Kapitel sollen die wichtigsten Punkte der Modellierung besprochen werden.

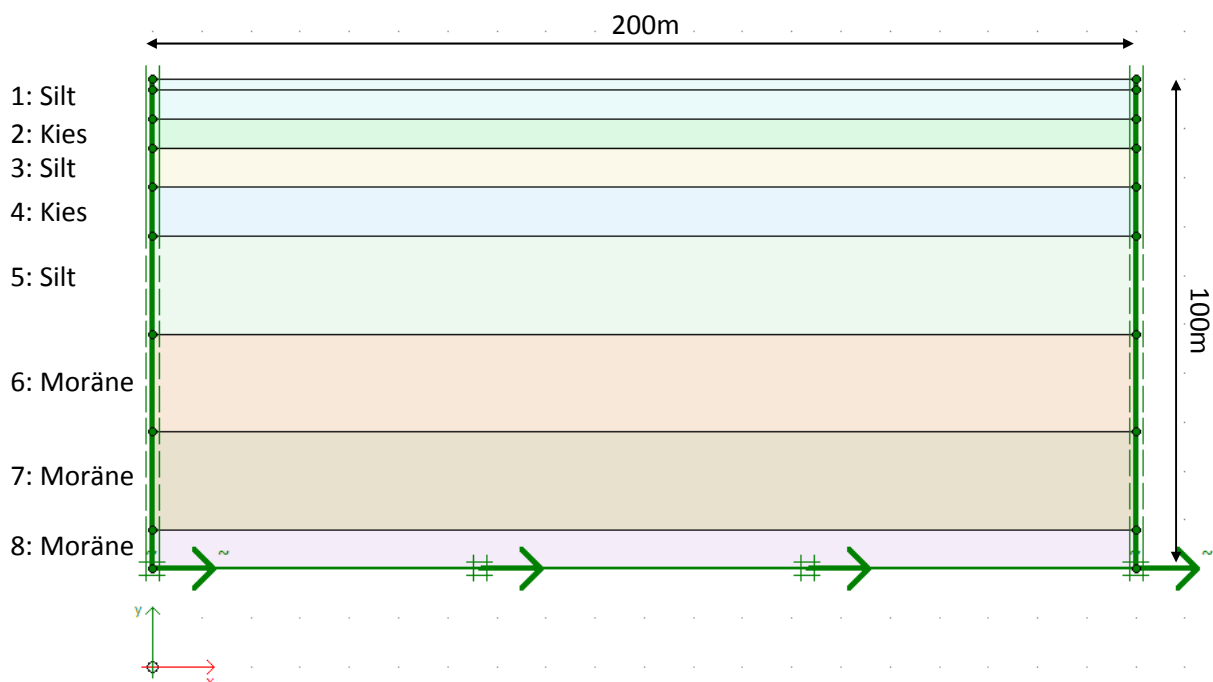


Abbildung 4–1: Input File für die Modellierung mit Plaxis

4.1.1 Eingabeparameter für die verschiedenen Schichten

Im dynamischen Plaxis-Modul ist es am einfachsten, die Parameter mit Hilfe der Scherwellengeschwindigkeiten zu definieren, wobei hier mit nicht abgeminderten Werten gerechnet wird. Die anderen Parameter wie z.B. der Elastizitätsmodul und der Schubmodul werden damit automatisch berechnet. Das Eingabefenster für die Parameter der verschiedenen Schichten kann der Abbildung 4–2 entnommen werden. Zusätzlich sollte man beachten, dass ein Reibungswinkel eingegeben werden muss. Dieser hat vor allem bei der Modellierung mit Mohr Coulomb einen grossen Einfluss. Um eine

numerische Stabilität zu garantieren, sollte für die Kohäsion ein Minimalwert von $c = 1 \text{ kPa}$ eingegeben werden.

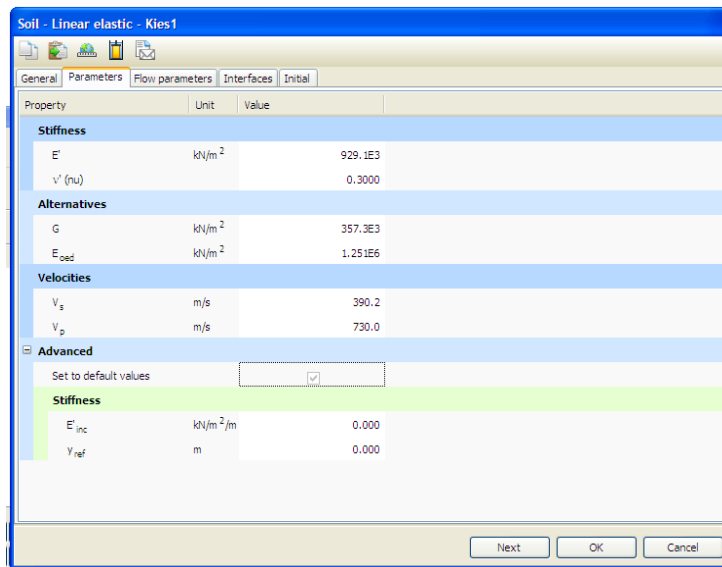


Abbildung 4–2: Eingabefenster für die Parameter der verschiedenen Schichten

Aus EERA ist die Scherwellengeschwindigkeit v_s bekannt, die Kompressionswellengeschwindigkeit v_p muss allerdings noch ermittelt werden. Die Ermittlung von v_p kann mit folgenden Formeln durchgeführt werden und somit erhält man die Kompressionswellengeschwindigkeit für die Modellierung der verschiedenen Schichten in der Tabelle 4–1.

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) \quad E_{Oed} = \frac{(1 - \nu) \cdot E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad v_p = \sqrt{\frac{g \cdot E_{Oed}}{\gamma}}$$

- E [kPa] Elastizitätsmodul
- G [kPa] Schubmodul
- ν [-] Poissonzahl
- E_{Oed} [kPa] Elastizitätsmodul beim Oedometerversuch
- v_p [m/s] Kompressionswellengeschwindigkeit
- g [m/s²] Gravitationskonstante
- γ [kN/m³] Raumbgewicht

Tabelle 4–1: Ermittlung der Kompressionswellengeschwindigkeit für die verschiedenen Schichten der Modelle 1 und 2

Schicht	Schicht-Nr.	Schichtdicke [m]	v_s [m/s]	ν [-]	E [Mpa]	E_{Oed} [Mpa]	v_p [m/s]
Silt	1	8	200	0.3	212.0	285.4	374.2
Kies	2	6	390	0.3	927.2	1248.1	729.6
Silt	3	8	400	0.3	848.1	1141.7	748.3
Kies	4	10	480	0.3	1404.5	1890.6	898.0
Silt	5	20	490	0.3	1272.7	1713.3	916.7
Moräne	6	20	720	0.3	3160.1	4253.9	1347.0
Moräne	7	20	800	0.3	3901.3	5251.8	1496.7
Moräne	8	8	850	0.3	4404.2	5928.8	1590.2
Moräne (2)	9	50	900	0.3	4937.6	6646.8	1683.7
Fels	9/10	20	2500	0.3	41411.8	55746.7	4677.1

4.1.2 Eingabe des Erdbebens

Das Erdbeben wird als Beschleunigung in der Einheit cm/s^2 eingegeben. Das Eingabefenster des Erdbebens für die dynamische Analyse kann der Abbildung 4–3 entnommen werden. Zusätzlich kann die Funktion „drift correction“ gewählt werden. Dabei wendet Plaxis eine Anfangsgeschwindigkeit auf das Modell an, so dass die Endverschiebung des eingeleiteten Erdbebens mit Sicherheit zu null wird. Für die Modellierung ist es von zentraler Bedeutung, dass nach dem Erdbeben keine zusätzlichen Verschiebungen eingeleitet werden. Aus diesem Grund wird die Funktion „drift correction“ gewählt. Beim Input File beginnt das Erdbeben erst nach 10 s. Wenn die Funktion „drift correction“ gewählt ist, wird das Erdbeben nach vorne verschoben, so dass keine Zeit vergeht, bis das Erdbeben zu wirken beginnt. Die horizontalen Verschiebungen mit und ohne Funktion „drift correction“ können der Abbildung 4–4 entnommen werden. Wenn man ein linear elastisches Verhalten ansetzt, sollten keine bleibenden, horizontalen Verschiebungen nach dem Erdbeben entstehen, da diese ihren Ursprungsort erreichen. Um dies zu ermöglichen, muss die Funktion „drift correction“ ausgewählt werden.

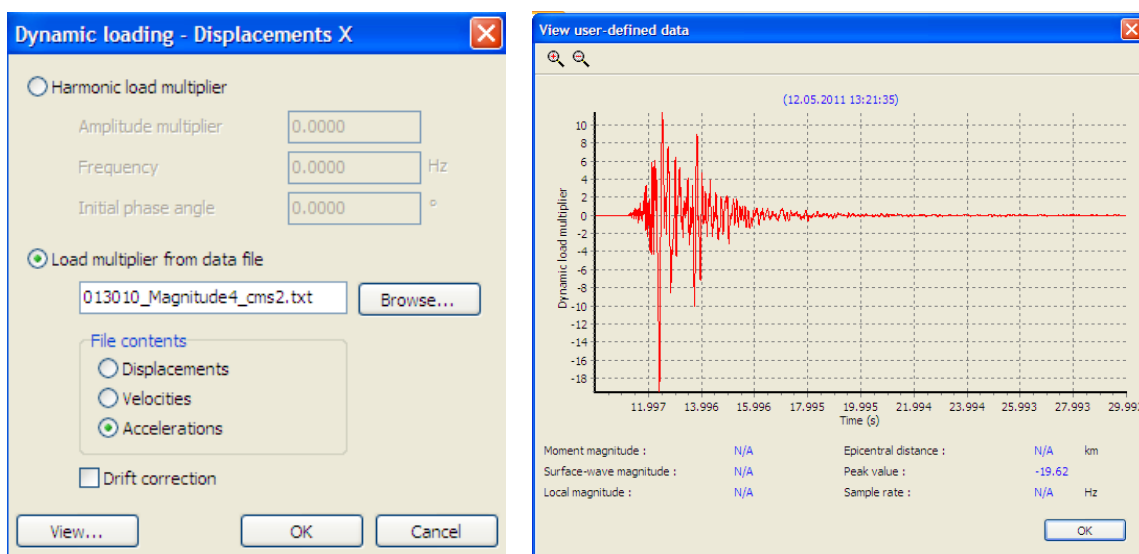


Abbildung 4–3: Eingabefenster des Erdbebens für die dynamische Analyse

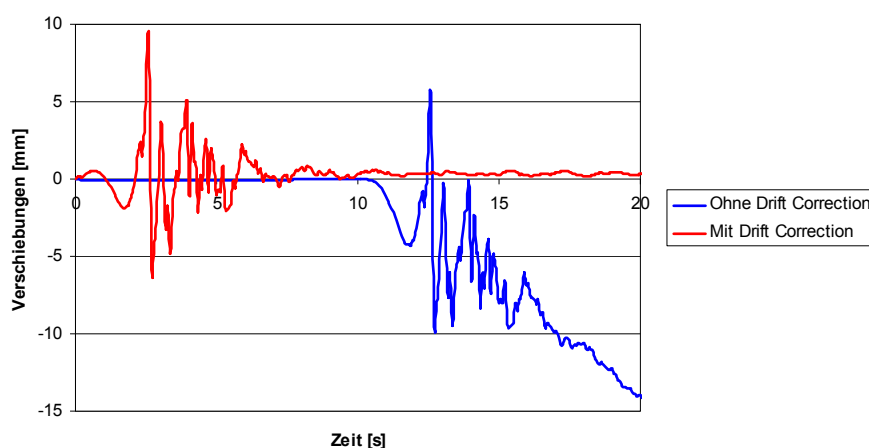


Abbildung 4–4: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche mit Variation der Funktion „drift correction“

4.1.3 Auswahl der Zeitschritte

Die Zeitschritte sind ein wichtiger Parameter. Stimmen diese nicht mit den Zeitschritten des Erdbebens überein, so entstehen gerade für die Verschiebungen unsinnige Resultate. (Siehe Abbildung 4–

5) Die Zeitschritte müssen mit Hilfe der „Additional Steps“ und der „Substeps“ so gewählt werden, dass sie den Zeitschritten des Erdbebens entsprechen. Beim Island (2008) Erdbeben beträgt der Zeitschritt beispielsweise 0.005 s. Dieser soll in Plaxis demzufolge beibehalten werden. Bei einem Zeitintervall von 30 s wird hier ein Substep von 10 und ein Additional Step von 600 gewählt. Dies führt zu: $\text{Zeitschritt} = \text{Zeitintervall} / (\text{additional steps} * \text{substeps}) = 0.005 \text{ s}$, was dem Zeitschritt des Erdbebens entspricht. Je grösser die additional steps gewählt werden, desto genauer kann das standortspezifische Antwortspektrum generiert werden, da die Beschleunigungen über die Zeit mit grösser werdenden additional steps genauer abgebildet werden. Allerdings muss man beachten, dass eine grössere Wahl der additional steps auch mehr Zeit für die Berechnung der Modelle beansprucht.

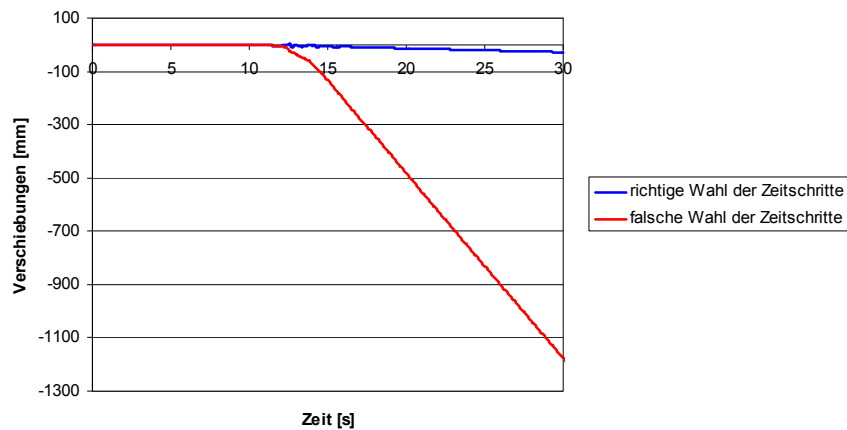


Abbildung 4–5: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche bei der richtigen und bei der falschen Wahl der Zeitschritte

4.1.4 Output

Plaxis ist in der Lage, die Amplifikation zwischen dem Fels und der Oberfläche zu berechnen. Diese Berechnung wird von Plaxis allerdings nicht richtig durchgeführt. Da die Beschleunigungen über die Zeit an der Oberfläche und im Fels richtig bestimmt werden, kann man ein zusätzliches Programm zu Hilfe nehmen, um eine Fouriertransformation durchzuführen und um damit die Amplifikation zu berechnen. Diese berechnete Amplifikation weicht jedoch stark von der mit Plaxis berechneten Amplifikation ab. Es scheint, dass Plaxis die Amplifikation auf einen maximalen Wert von 1 kalibriert, was man auch in der Abbildung 4–6 erkennen kann. Um deshalb die Amplifikation richtig zu berechnen, wird in dieser Arbeit zusätzlich mit dem Programm SeismoSignal gearbeitet.

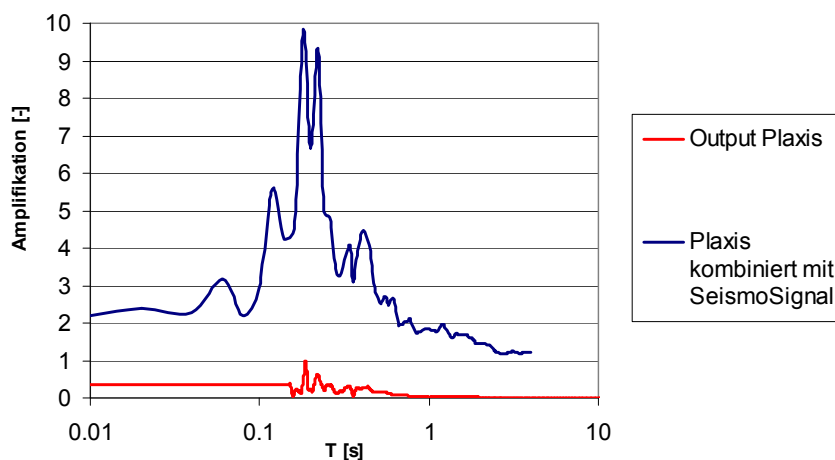


Abbildung 4–6: Amplifikation an der Oberfläche mit Plaxis und mit Plaxis kombiniert mit SeismoSignal

4.1.5 Newmark und Rayleigh Damping

Die Newmark Dämpfung wird nach Plaxis über einen Dämpfungsfaktor γ eingegeben und kann folgendermassen berechnet werden, wobei γ eine Grössenordnung von 0 bis 1/3 annehmen kann.

$$\alpha_N = \frac{(1 + \gamma)^2}{4} \quad \beta_N = \frac{1}{2} + \gamma$$

wobei γ [-] Dämpfungsfaktor

Es ist wichtig, eine minimale Newmark Dämpfung einzugeben, so dass sich die numerische Berechnung stabil verhält. Wenn dieser Dämpfungsfaktor γ auf 0 gesetzt wird, erreicht das Model Resonanzerscheinungen bei den Eigenfrequenzen.

Nach Visone et al. (2008) ist es notwendig, eine Kalibrierung des numerischen Modells durchzuführen, bevor die Resultate entnommen werden können. Ein wichtiger Parameter für die Kalibrierung ist die Dämpfung. Diese Kalibrierung führt allerdings zu Problemen. Deswegen wird hier vorgeschlagen, die Newmark Dämpfung auf ein Minimum zu setzen, so dass eine numerische Stabilität entsteht. Es sollte aber darauf geachtet werden, dass Plaxis als Standardeinstellung einen Wert von 0.3025 für das Newmark alpha und 0.6 für das Newmark beta annimmt. Um eine sinnvolle Lösung zu erhalten, müssen diese Werte bei einer kleinen Magnitude entsprechend angepasst werden. Nach Visone et al. (2008) entstehen sonst (wie auch in der Abbildung 4–7 erkennbar) viel zu kleine Beschleunigungen an der Oberfläche. Bei einer Magnitude von 4.0 sind nach EERA noch fast keine Dämpfungen vorhanden. Auch der Schubmodul hat sich aufgrund der kleinen Dehnungen noch nicht abgemindert, weshalb bei einer kleinen Magnitude ein kleiner Newmark-Dämpfungsfaktor angesetzt wird und mit dem maximalen Schubmodul gerechnet wird. Zusätzlich kann man mit SeismoSignal eine zusätzliche Dämpfung einbringen. EERA rechnet für das Antwortspektrum eine Dämpfung von 5% ein, weshalb auch hier diese Dämpfung eingebracht werden muss. Diese Dämpfung wird mit Hilfe des Programms SeismoSignal eingegeben.

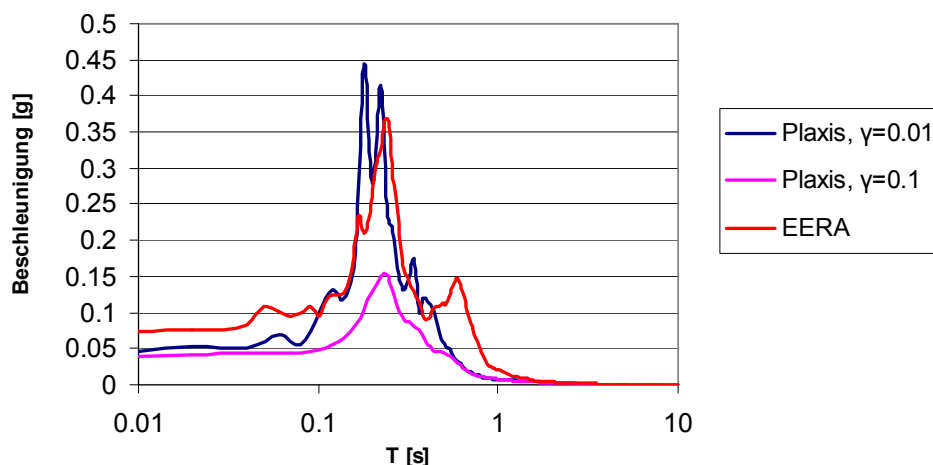


Abbildung 4–7: Antwortspektrum an der Oberfläche bei einer Magnitude von 4.0 bei einem Newmark Dämpfungsfaktor von $\gamma = 0.1$ und $\gamma = 0.01$

Eine zusätzliche Dämpfung für den hohen und kleinen Frequenzbereich kann mit der Rayleigh Dämpfung durchgeführt werden. Nach Visone et al. (2008) soll nur der Rayleigh alpha Wert verändert werden. Dieser ist für die Dämpfungen in den kleinen Frequenzbereichen zuständig. Um eine bessere Annäherung an die Resultate von EERA zu erhalten, wird hier mit einem Wert von 1 für das Rayleigh Alpha gerechnet. (Abbildung 4–8) Mit der Wahl einer Rayleigh Dämpfung wird die kleine Dämpfung, die EERA bei der Berechnung berücksichtigt, eingebracht, da diese nicht über die Newmark Dämpfung eingebracht wurde. Hier besteht die Möglichkeit, die Dämpfung einerseits über die Rayleigh

Dämpfung andererseits über die Newmark Dämpfung einzufügen. Die mit EERA eingebrachten Dämpfungen gemittelt über die Tiefe betragen in etwa 1.9 %. (Abbildung 4–9) Bei einer eingebrachten Newmark Dämpfung von 1 % und einer eingebrachten Rayleigh Dämpfung von 1 % stimmen die mit Plaxis berechneten Werte in etwa mit denen von EERA überein.

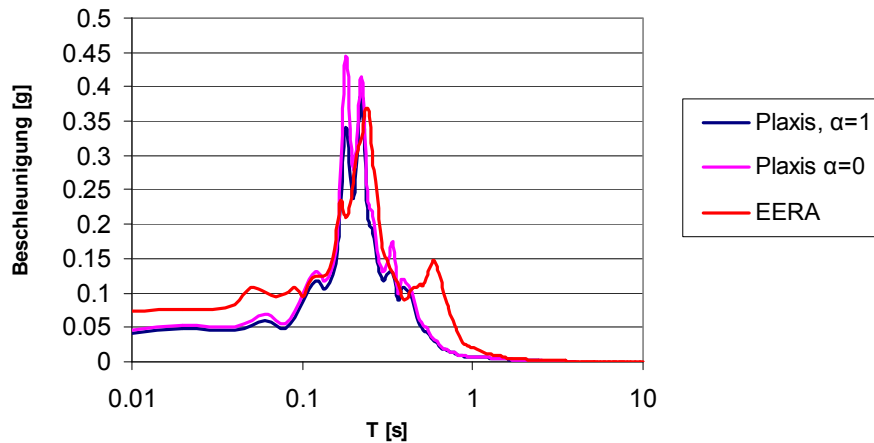


Abbildung 4–8: Antwortspektrum an der Oberfläche bei einer Magnitude von 4.0 bei einem Rayleigh Alpha von $\alpha=0$ und $\alpha=1$

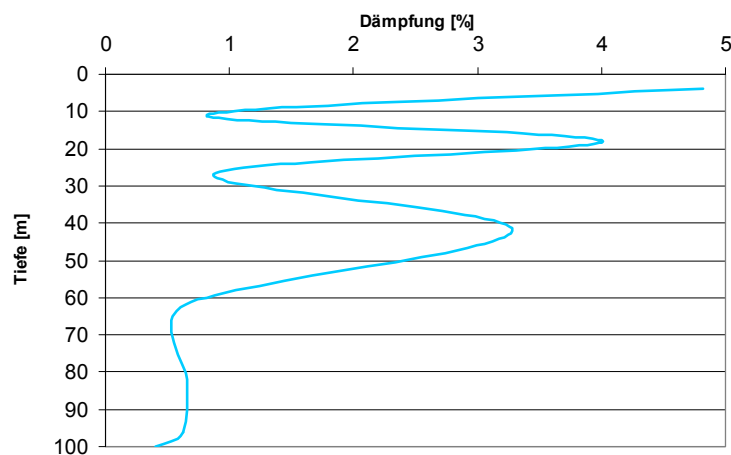


Abbildung 4–9: In EERA ermittelte Dämpfung über die Tiefe bei einer Magnitude von 4.0

4.1.6 Nichtlinearität des Materials bei kleinen Dehnungen

Bei vielen Böden kann man schon ein nichtlineares Verhalten bei kleinen Dehnungen erkennen. In Plaxis wird mit einer Nichtlinearität des Materials bei kleinen Dehnungen gerechnet, so dass der Boden als weniger steif angenommen wird als von EERA, das mit keinen Nichtlinearitäten bei kleinen Dehnungen rechnet. Das führt in Plaxis zu grösseren standortspezifischen Antwortspektren, da sich der Boden weicher verhält und daher auch grössere Aufschaukelungseffekte entstehen können.

4.2 Interpretation der Resultate

4.2.1 Magnitude von 4.0

Die dynamische zweidimensionale Analyse wird mit Plaxis durchgeführt. Wie im Kapitel 3.5.3 erkennbar, befindet man sich bei einer Magnitude von 4.0 noch immer im linear elastischen Bereich.

Das bedeutet, dass eine Modellierung mit Mohr-Coulomb oder mit einem linear elastischen Modell dieselben Resultate liefern soll. Dies ist auch in der Abbildung 4–10 erkennbar.

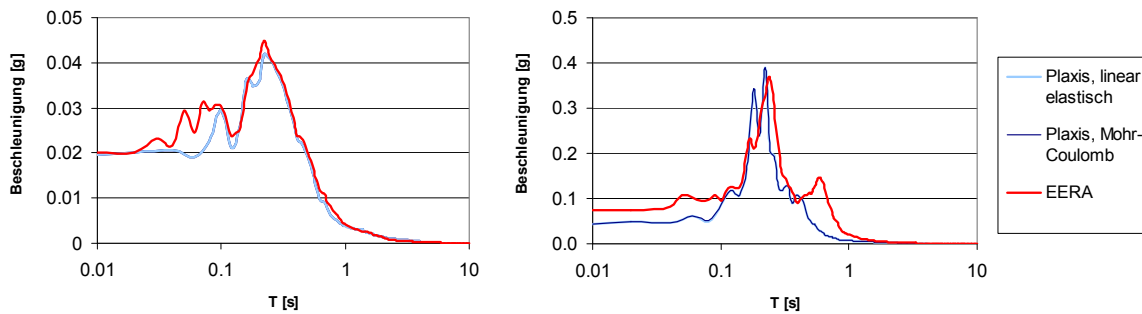


Abbildung 4–10: Links: Antwortspektrum im Fels, rechts: Antwortspektrum an der Oberfläche bei einer Magnitude von 4.0

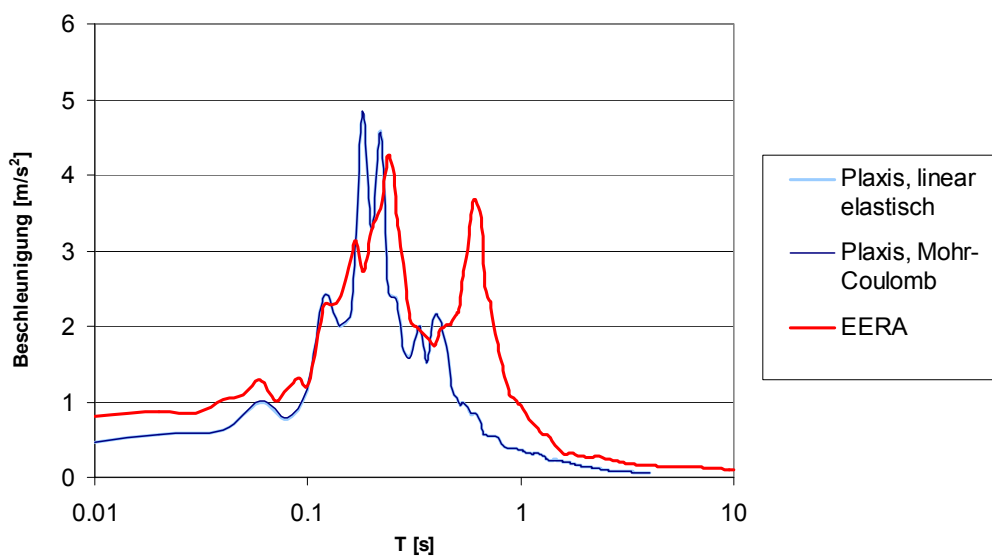


Abbildung 4–11: standortspezifisches Antwortspektrum an der Oberfläche bei einer Magnitude von 4.0

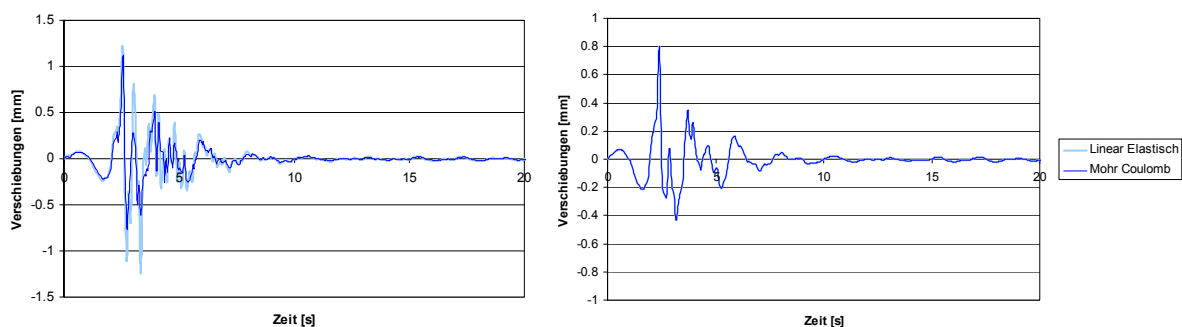


Abbildung 4–12: Links: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche, rechts: horizontale Verschiebungen im Fels bei einer Magnitude von 4.0

In der Abbildung 4–11 ist erkennbar, dass die zweite Eigenfrequenz von EERA viel höhere standortspezifische Antwortspektren liefert als Plaxis. Die erste Extremalstelle, die dem Eigenschwingungsbereich des Bodens entspricht, befindet sich allerdings an der gleichen Stelle. Nach Roesset (1977) liegt das daran, dass das Finite Element Programm Plaxis punktförmige Lasten annimmt, anstatt mit gleichmässig verteilten Massenmatrizen zu rechnen. Man kann jedoch erkennen, dass Plaxis in etwa dieselben Werte wie EERA für eine Magnitude von 4.0 liefert.

4.2.2 Einfluss der Dämpfung

Während das Programm EERA selbständig mit zunehmenden Dehnungen die Dämpfungen erhöht, was der Realität entspricht, kann Plaxis dieses Materialverhalten bei der Wahl des Bodenmodells von Mohr Coulomb und linear elastisch nicht ausführen. EERA kann Dämpfungen, aber keine plastischen Deformationen modellieren. Mit Plaxis soll in erster Linie untersucht werden, welchen Einfluss plastische Verformungen auf das standortspezifische Antwortspektrum haben. Bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$ ist es im Gegensatz zu einer Magnitude von 4.0 nicht realistisch davon auszugehen, dass kleine Dämpfungen entstehen. Bei der Modellierung einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$ wird eine konstante Newmark-Dämpfung angesetzt, die einem γ von 0.1 entspricht. Ab einer Dämpfung von 10 % kann man davon ausgehen, dass nicht vernachlässigbare plastische Verformungen entstehen, die modelliert werden sollen. V.a. die oberste Siltschicht erreicht bei einer Modellierung mit EERA sehr grosse Dämpfungen. Die Dämpfung wurde so angepasst, dass sie dem Mittel aller Dämpfungen über die Tiefe entspricht, die im Kapitel 3.5 von EERA (Abbildung 3–18) ausgegeben wurden. Allerdings wurde die oberste Schicht nicht in den Mittelwert eingefügt, da genau in dieser Schicht plastische Dehnungen modelliert werden sollen. Dies bedeutet, dass Dämpfungen, die grössere Werte als 10 % erreichen, in Plaxis nicht mehr als zusätzliche Dämpfungen sondern als plastische Dehnungen modelliert werden. Dies ist vor allem in der obersten Siltschicht von grosser Bedeutung. Eine grössere Dämpfung führt zwangsläufig zu kleineren standortspezifischen Antwortspektren, was der Abbildung 4–13 zu entnehmen ist. Zusätzlich wird hier keine Abminderung des Schubmoduls mit zunehmenden Dehnungen durchgeführt. Bei dieser Modellierung soll mit dem maximalen Schubmodul gerechnet werden. Eine Modellierung mit einer Abminderung des Schubmoduls wird in Kapitel 4.2.3 durchgeführt.

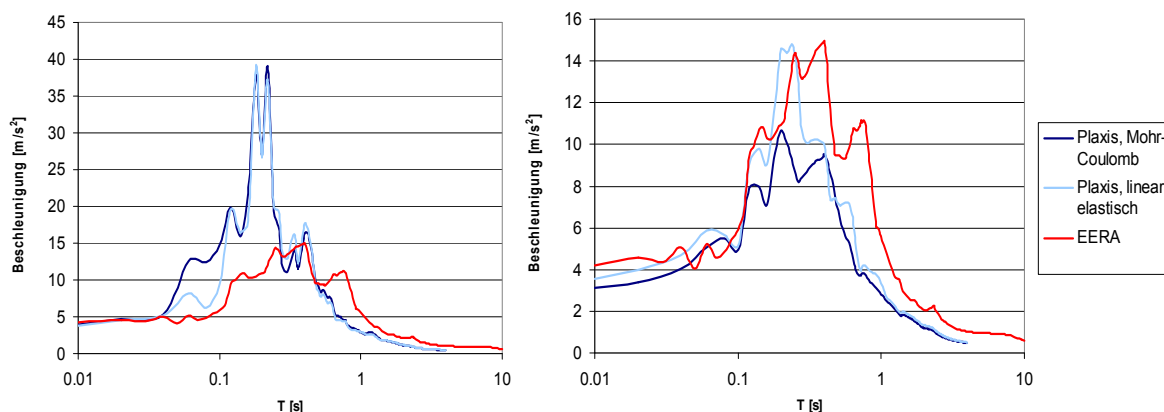


Abbildung 4–13: standortspezifisches Antwortspektrum an der Oberfläche bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$, links: bei $\gamma=0.01$, rechts: bei $\gamma=0.1$

Durch die Modellierung mit Mohr Coulomb kann der Einfluss der plastischen Verformungen untersucht werden. Dieser Einfluss ist in Abbildung 4–13 erkennbar, da das standortspezifische Antwortspektrum mit dem Verhalten nach Mohr Coulomb durch die plastischen Verformungen kleinere Werte annimmt als mit dem linear elastischen Verhalten. Die Plastizität wird mit EERA in Form von grösser werdenden Dämpfungen modelliert. Mit Plaxis werden diese nicht als Dämpfung sondern als plastische Dehnungen mit Mohr Coulomb modelliert. Dies entspricht eher der Realität.

Bei einer Modellierung mit Plaxis ist ab einer Magnitude von 5.0 mit plastischen Dehnungen zu rechnen. (Siehe Abbildung 4–14) Nach Roten et al. (2008) hat eine Nichtlinearität des Bodens ab einer Bodenbeschleunigung von 0.5 m/s^2 einen Einfluss. Dies entspricht in etwa einer Magnitude von 4.8. Es ist somit ersichtlich, dass die Analyse mit Plaxis sinnvolle Resultate liefert. Ausserdem ist erkennbar, dass plastische Deformationen einen wichtigen Einfluss auf die Auswirkungen im Lonza Areal bei einem Erdbeben darstellen. Im Gegensatz zu EERA nimmt die Maximalbeschleunigung bei der Modellierung mit Plaxis auch bei grösseren Magnituden immer noch leicht zu, während bei EERA die Dämpf-

fungen so gross werden, dass keine Zunahme der Magnitude mehr entsteht. Das Verhalten mit Plaxis, das mit plastischen Dehnungen rechnet, ergibt demnach bessere Resultate. Ab einer Magnitude von 6.0 sollte demnach nicht mehr mit EERA gearbeitet werden. Beim Bemessungserdbeben, das eine Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$ aufweist, ergibt das in etwa eine Magnitude von 5.5, so dass man davon ausgehen kann, dass plastische Deformationen entstehen. Allerdings kann eine Modellierung mit EERA in der Praxis grundsätzlich bei dieser Magnitude als sinnvoll erachtet werden.

Ein zusätzlicher Einfluss der Dämpfung wird in Abbildung 4–14 erkennbar. Mit zunehmender Dämpfung nehmen die plastischen Deformationen ab und somit nehmen das linear elastische Verhalten und das Verhalten nach Mohr Coulomb auch bei grossen Momenten-Magnituden grosse Werte an. Es kann somit kein Unterschied zwischen dem linear elastischen Verhalten und dem Verhalten nach Mohr Coulomb erkannt werden. Dies liegt daran, dass bei kleiner Newmark Dämpfung numerische Instabilitäten entstehen, die bei grossen Magnituden die plastischen Deformationen nicht mehr korrekt abbilden. Dieses Verhalten entspricht demzufolge nicht der Realität und führt somit zu unrealistischen Modellierungen. Bei einer Magnitude von 4.0 kann man mit kleiner Dämpfung rechnen, da hier die Modellierung nach Mohr Coulomb und mit linear elastischem Verhalten keine Unterschiede liefert. Bei einer Modellierung einer Magnitude grösser als 5.0 sollte eine Newmark Dämpfung eingegeben werden.

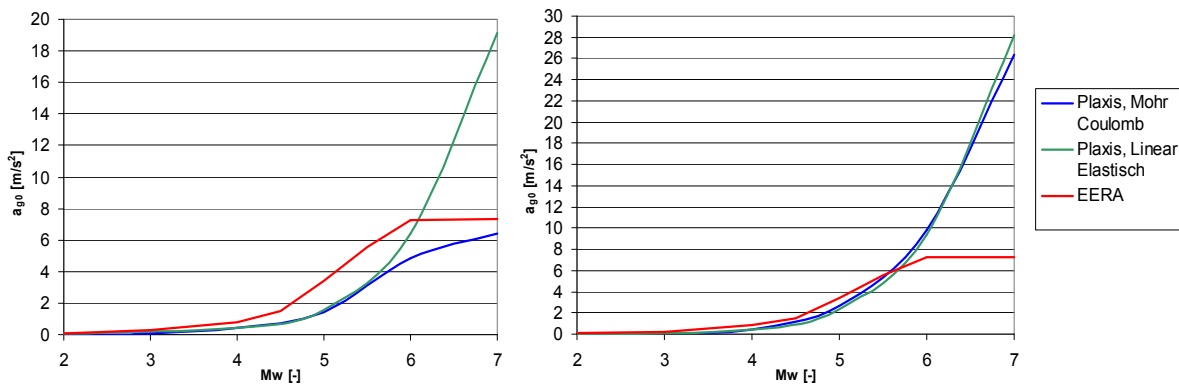


Abbildung 4–14: Vergleich der Maximalbeschleunigung, links: bei $\gamma = 0.1$, rechts: bei $\gamma = 0.01$

Mit einem Dämpfungsfaktor von $\gamma = 0.1$ entstehen somit sinnvolle Resultate für die Modellierung bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$. Diese kann der Abbildung 4–16 entnommen werden.

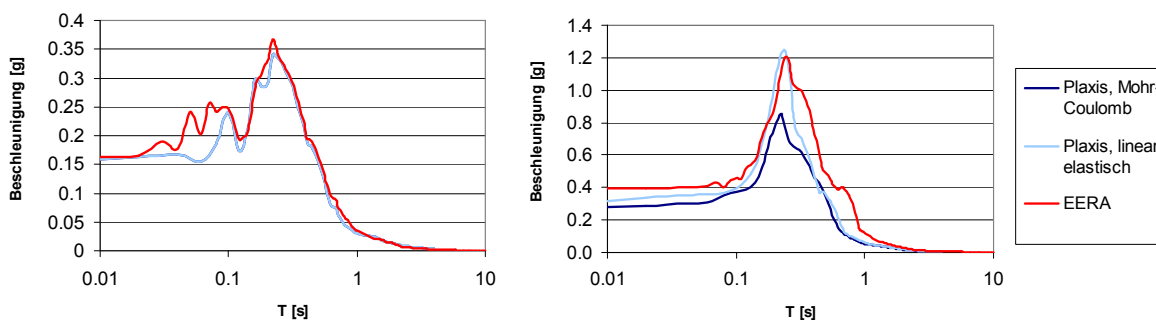


Abbildung 4–15: Links: Antwortspektrum im Fels, rechts: Antwortspektrum an der Oberfläche bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

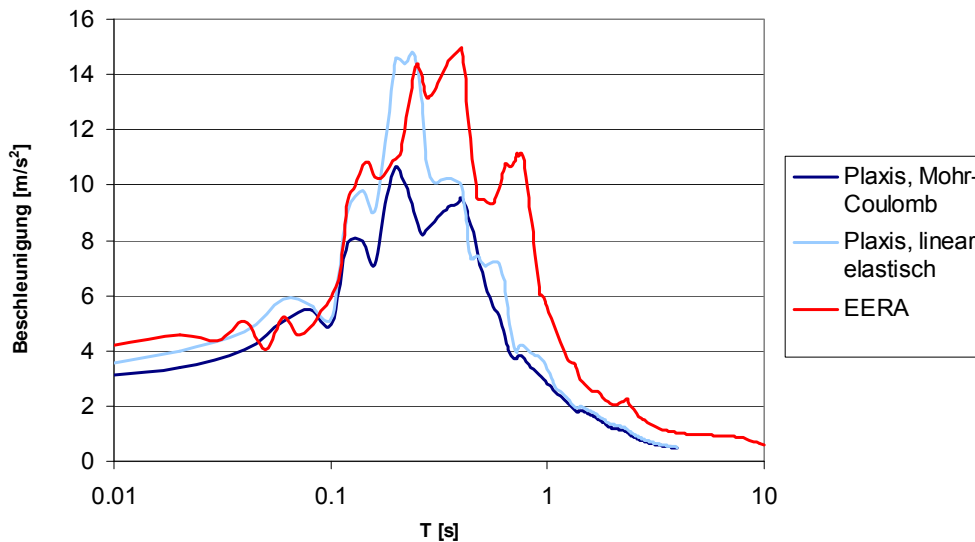


Abbildung 4-16: standortspezifisches Antwortspektrum an der Oberfläche bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

4.2.3 Einfluss des Schubmoduls

Im EERA werden die Schubmodule mit zunehmenden Dehnungen abgemindert. Diese Materialeigenschaften können mit der Modellierung nach Mohr Coulomb und linear elastischem Materialverhalten nicht modelliert werden. Um dieses Materialverhalten jedoch auch in Plaxis korrekt zu modellieren, werden die abgeminderten Schubmodule nach EERA als Materialeigenschaften in Plaxis eingesetzt. Die Parameter können der Tabelle 4-2 entnommen werden. Hier soll mit dem Modell 1 gearbeitet werden, so dass die Moräne (2)-Schicht nicht beachtet werden muss. Die Moräne (2)-Schicht muss nur für das Modell 2 beachtet werden.

Tabelle 4-2: Ermittlung der Kompressionswellengeschwindigkeit v_p mit den abgeminderten Materialparametern mit zunehmenden Dehnungen nach EERA

Schicht-Nr.	Schicht	Schichtdicke [m]	G/G_{\max} [-]	G [Mpa]	v_s [m/s]	ν [-]	E [Mpa]	E_{oed} [Mpa]	v_p [m/s]
1	Silt	8.0	0.26	21.2	102	0.30	55.2	74.3	191
2	Kies	6.0	0.86	305.9	361	0.30	795.4	1070.7	676
3	Silt	8.0	0.41	133.9	256	0.30	348.1	468.6	479
4	Kies	10.0	0.83	447.8	437	0.30	1164.2	1567.2	818
5	Silt	20.0	0.44	214.7	324	0.30	558.1	751.3	607
6	Moräne	20.0	0.89	1085.0	680	0.30	2821.0	3797.5	1273
7	Moräne	20.0	0.87	1309.2	747	0.30	3404.0	4582.2	1398
8	Moräne	8.0	0.87	1472.4	792	0.30	3828.2	5153.3	1483
9	Moräne (2)	50.0	0.87	1652.1	839	0.30	4295.5	5782.5	1570
9/10	Fels	20.0	0.99	15776.9	2488	0.30	41020.0	55219.2	4655

Aufgrund der kleineren Schubmodule wird der Boden weicher und es entstehen grössere Aufschaukelungseffekte, so dass das standortspezifische Antwortspektrum des Lonza Areal grössere Werte annimmt. (Siehe Abbildung 4-18) Zusätzlich schwingt der Boden aufgrund der weicheren Eigenschaften langsamer und verschiebt sich demnach nach rechts, so dass die Extremalstelle im Gegensatz zu Abbildung 4-16 korrekt abgebildet wird.

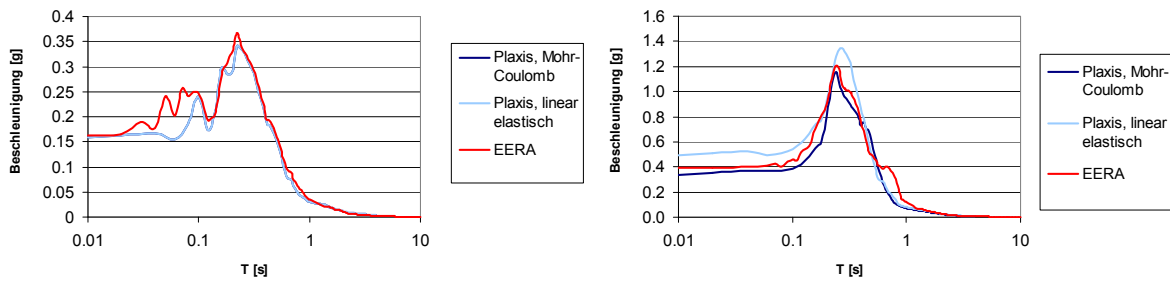


Abbildung 4-17: Links: Antwortspektrum im Fels, rechts: Antwortspektrum an der Oberfläche bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

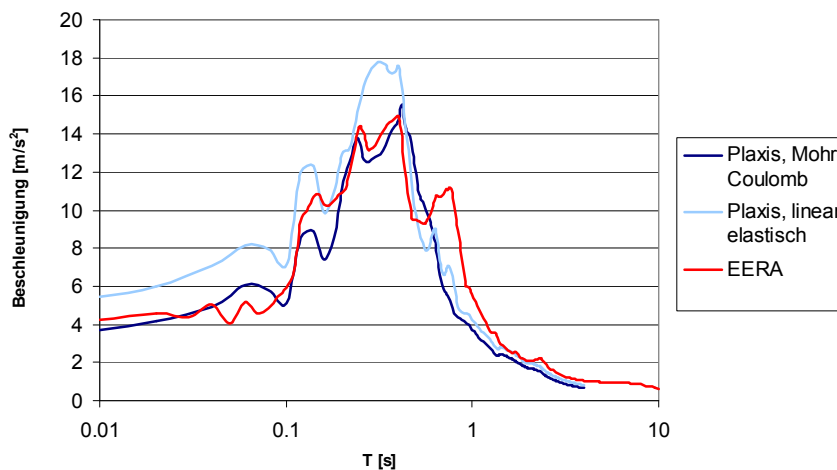


Abbildung 4-18: standortspezifisches Antwortspektrum an der Oberfläche bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

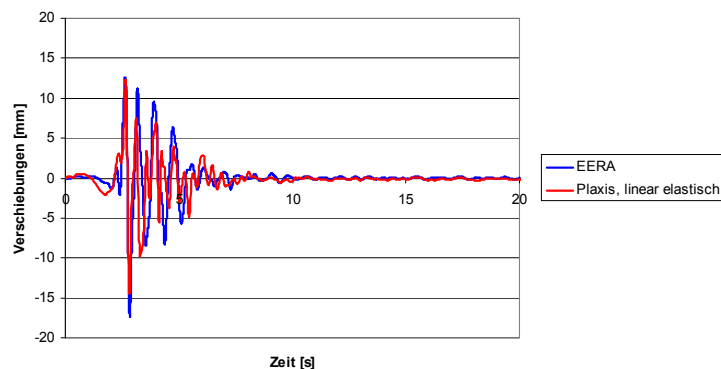


Abbildung 4-19: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

In Abbildung 4-18 ist ersichtlich, dass die Kurve, die nach Mohr Coulomb gerechnet wird, in etwa der EERA-Kurve entspricht. Dies liegt daran, dass plastische Deformationen mit EERA als zusätzliche Dämpfungen modelliert werden. Die Unterschiede, die zwischen der Modellierung mit Mohr Coulomb und linear elastischem Verhalten entstehen, deuten auf die plastischen Dehnungen hin. Mit Mohr Coulomb entstehen plastische Dehnungen. Plastische Dehnungen wirken auf das standortspezifische Antwortspektrum als Dämpfungen. Demnach muss eine Modellierung mit Plaxis ähnliche Werte liefern wie eine Modellierung mit EERA. Kleine Unterschiede zwischen der Modellierung mit EERA und Plaxis weisen auf unterschiedliches Materialverhalten hin. Zusätzlich kann man erkennen, dass die horizontalen Verschiebungen, die mit Plaxis modelliert wurden, in etwa den Verschiebungen in EERA entsprechen. (Abbildung 4-19)

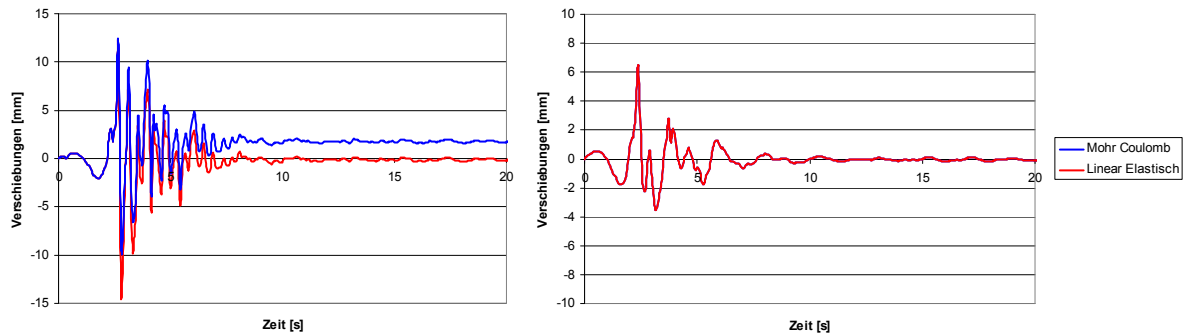


Abbildung 4–20: links: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche, rechts: eingeleitete horizontale Verschiebungen im Fels bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

In Abbildung 4–20 sind die Verschiebungen an der Oberfläche bzw. im Fels abgebildet. Es ist erkennbar, dass an der Oberfläche grössere Verformungen entstehen als im Fels. Diese entstehen aufgrund der Amplifikationen an der Oberfläche. Ausserdem kann man beim Verhalten nach Mohr Coulomb plastische Deformationen nach dem Erdbeben erkennen, während die Verformungen beim linear elastischen Verhalten null werden und der Boden demnach seinen Ursprungszustand erreicht. Die bleibenden horizontalen Verformungen betragen ca. 1.7 mm.

4.2.4 Einfluss von Taleffekten

An einem idealisierten System

Bei nicht horizontaler Schichtung oder wenn die horizontale Ausdehnung im Verhältnis zur Dicke der Lockergesteinsüberdeckung nicht gross ist, müssten nach Studer et al. (2007) genauere Berechnungen mit Hilfe der Methoden der Finiten Elemente durchgeführt werden.

Um die Taleffekte zu untersuchen, wird von einem idealisierten homogenen Baugrundmodell ausgegangen. Anstatt mit verschiedenen Schichten zu arbeiten, wird hier in erster Linie mit einem Tal, das der Realität in Visp entsprechen würde (allerdings mit nur einer Lockermaterialschicht) gearbeitet. Diese Lockermaterialschicht weist folgende Parameter nach Tabelle 4–3 auf. Der Fels wird nach Abbildung 4–21 modelliert und hat folgende Parameter nach Tabelle 4–3.

Tabelle 4–3: Materialparameter der homogenen Lockermaterialschicht und des Felses

Schicht-Nr.	Schicht	Schichtdicke [m]	G_{\max} [Mpa]	Raumgewicht [kN/m ³]	v_s [m/s]	ν [-]	E [Mpa]	E_{oed} [Mpa]	v_p [m/s]
1	Sand	25.0	733.9	20	600	0.30	1908	2569	1122
2	Fels	-	14600	23	2500	0.30	38100	51300	4677

Um Taleffekte bei verschiedenen Winkeln der Talflanken zu modellieren, wird die Neigung der Talflanken, d.h. der Winkel β in Abbildung 4–21 variiert. Die verschiedenen Modelle, bei denen der Winkel verändert wird, werden mit einem horizontalen Schichtenmodell verglichen, um den Einfluss der Taleffekte zu untersuchen. Hier soll ein Erdbeben der Momenten-Magnitude 4.0 untersucht werden. Um keine numerischen Schwierigkeiten zu bekommen, müssen die Talflanken bis oberhalb der Lockermaterialschicht reichen, um ein Aufschaukeln über den Rand zu verhindern. Das Erdbeben wird in den Fels eingeleitet. Die Geometrie der Modellierung kann der Abbildung 4–20 entnommen werden. Der Amplifikationsfaktor wird bei der Maximalbeschleunigung im Punkt A bei der Variation des Winkels β bezogen auf eine horizontale Lockermaterialschicht der Mächtigkeit von 25 m berechnet.

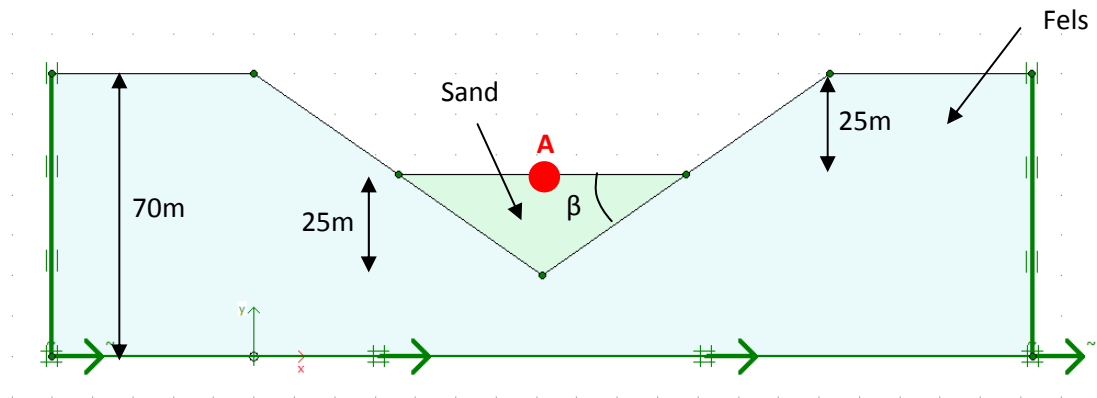


Abbildung 4–21: Geometrie des Modells um den Einfluss der Taleffekte zu modellieren

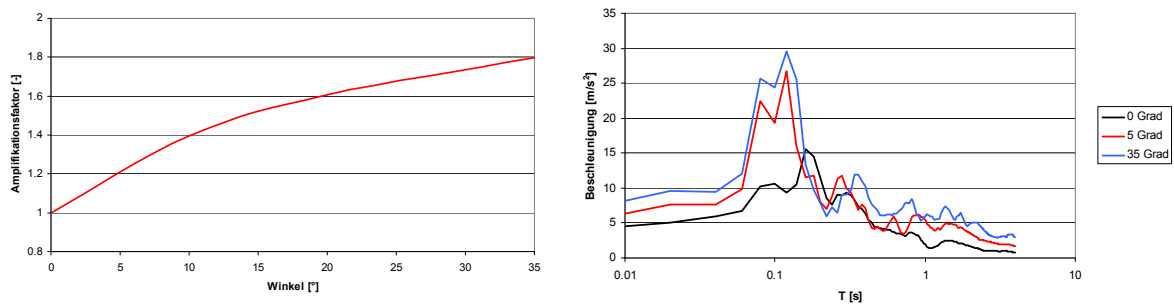


Abbildung 4–22: links: Amplifikationsfaktor im Punkt A bezogen auf die horizontale Schicht bei Variation des Winkels β , rechts: Darstellung der standortspezifischen Antwortspektren im Punkt A bei Variation des Winkels β

In der Abbildung 4–22 kann man erkennen, dass die Taleffekte eine Vergrößerung des standortspezifischen Antwortspektrums im Punkt A zur Folge haben. Eine eindimensionale Berechnung ist in diesem Fall nicht konservativ, da seitliche Reflektionen der Scherwellen an den Talflanken nicht berücksichtigt werden. Bei verhältnismässig engen Tälern können nach Studer et al. (2007) die Amplifikationen der Bodenbeschleunigung besonders in Talmitte deutlich höher ausfallen, als eine eindimensionale Berechnung ergibt. Ein gefürchtetes Phänomen sind die sogenannten Tal- oder Beckenrandeffekte. Diese entstehen bei einer konstruktiven Interferenz zwischen von der Tiefe her einfallenden Raumwellen und am Talrand sekundär entstehenden Oberflächenwellen. Die Reflexionen, die aufgrund der Talflanken entstehen, können der Abbildung 4–23 entnommen werden. Im Lonza Areal kann man etwa von einem Winkel β von 35° ausgehen. (Siehe Anhang A.1) Allerdings muss man beachten, dass die Talform im Lonza Areal eher einem U-Tal als einem V-Tal entspricht und somit kleinere Amplifikationen aufweisen können. Es ist erkennbar, dass ein Winkel β von 35° zu Reflexionen der Scherwellen an den Talflanken führt, die bei einer Ebene nicht auftreten. Dies führt zu zusätzlichen Beschleunigungen. (Siehe Abbildung 4–23)

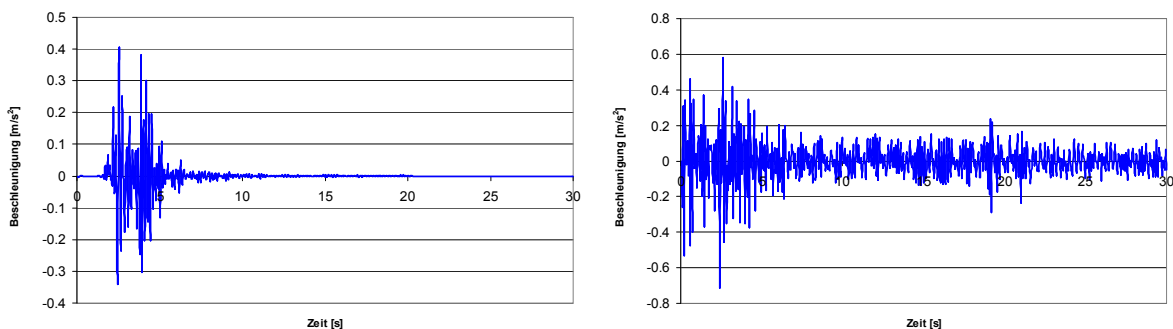


Abbildung 4–23: Beschleunigungen an der Oberfläche über die Zeit, links: bei einem Winkel von $\beta = 0^\circ$, rechts: bei einem Winkel $\beta = 35^\circ$

Ausserdem kann man in Abbildung 4–24 erkennen, dass in der Mitte des Tales die grössten Amplifikationen entstehen. Wobei in der Nähe der Talflanken die Amplifikationsfaktoren kleiner werden. Dies führt dazu, dass im Lonza Areal, das in der Nähe der Talflanken liegt, auch kleinere Amplifikationen entstehen als in der Mitte des Tales.

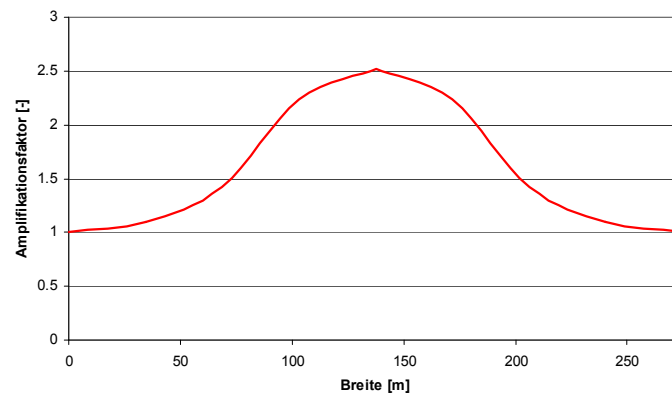


Abbildung 4–24: Einfluss der Taleffekte über die Talbreite bei einem Winkel $\beta = 10^\circ$

Im Lonza Areal

Spezifisch für das Lonza Areal soll untersucht werden, was die Taleffekte für Einflüsse haben. Hier soll ein Erdbeben einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$ für die Modellierung untersucht werden. Da die Talflanken kein V-Tal sondern ein U-Tal bilden, soll für die Dimensionierung ein U-Tal herangezogen werden. Das U-Tal weist folgende Dimensionen auf, die der Abbildung 4–25 entnommen werden können. Die Sandüberdeckung beträgt 100 m und der Winkel $\beta = 35^\circ$. Es sollen dieselben Parameter für die Lockermaterialschicht eingeführt werden, wie sie der Tabelle 4–3 entnommen werden können. Es ist erkennbar, dass Taleffekte im Lonza Areal einen grossen Einfluss auf die Beschleunigungen haben. Der Amplifikationsfaktor der Maximalbeschleunigung im Punkt A bezogen auf dem horizontalen Schichtmodell weist einen Wert von etwa 2.1 auf. Diese Amplifikationen sollten bei der Dimensionierung berücksichtigt werden.

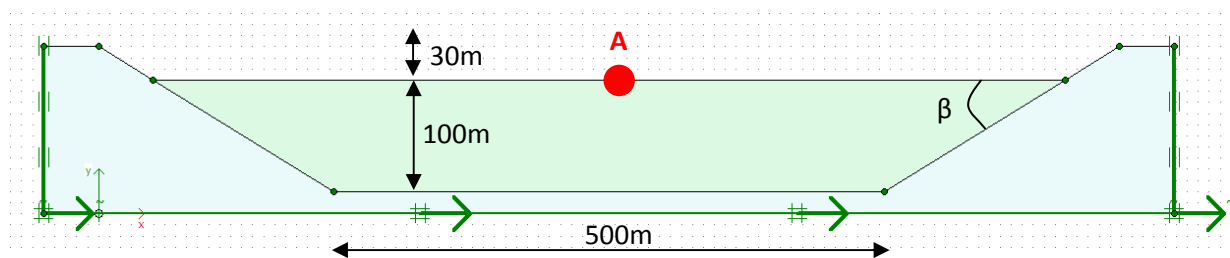


Abbildung 4–25: Geometrie des Modells zur Modellierung des Einfluss der Taleffekte

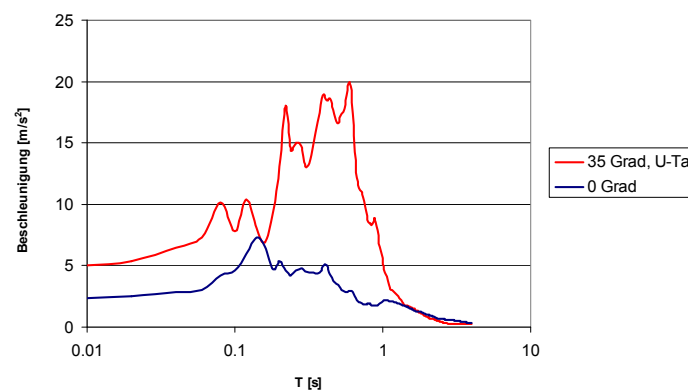


Abbildung 4–26: Einfluss der Taleffekte: standortspezifisches Antwortspektrum an der Oberfläche

4.2.5 Einfluss der Tiefe der Felsoberfläche

Wie im Kapitel 3.5.3 besprochen, haben plastische Deformationen einen grossen Einfluss auf das standortspezifische Antwortspektrum mit unterschiedlicher Tiefe der Felsoberfläche. Aus diesem Grund sollen die plastischen Deformationen mit Hilfe von Plaxis untersucht werden, da diese mit EERA nicht modelliert werden können. Dabei wird dasselbe Modell wie im Kapitel 4.2.2 eingeführt. Einziger Unterschied ist, dass bei den Kennwerten der Tabelle 4–2 die Moräne (2)-Schicht eingebaut werden muss. Auch hier wird nicht mit dem maximalen Schubmodul sondern mit dem nach EERA abgeminderten Schubmodul gearbeitet. Zusätzlich wird eine Newmark Dämpfung von $\gamma=0.1$ eingegeben.

In der Abbildung 4–27 ist ersichtlich, dass aufgrund der grösseren Tiefe der Felsoberfläche im Modell 2 auch grössere Dehnungen und dementsprechend auch grössere plastische Deformationen entstehen, die zu einer Verminderung des standortspezifischen Antwortspektrums führen. Ausserdem ist ersichtlich, dass auch die Verformungen beim Verhalten nach Mohr Coulomb aufgrund der Nicht-linearität der Modellierung kleiner werden. Eine Felsoberfläche von 100 m weist dementsprechend grössere Werte auf und wird demnach für die Dimensionierung ausschlaggebend.

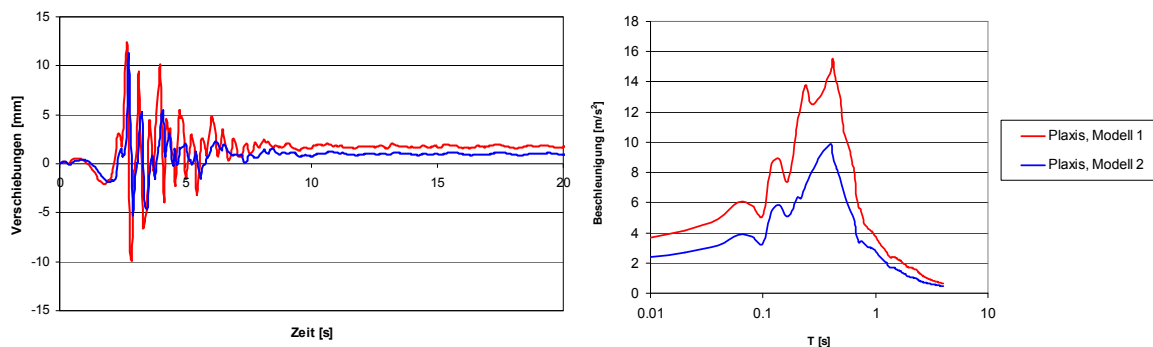


Abbildung 4–27: Einfluss der Tiefe der Felsoberfläche, links: Verschiebungen beim Modell 1 und 2, rechts: standortspezifisches Antwortspektrum beim Modell 1 und 2

5. Analyse der Fundationen

5.1 Modellierung der Fundation

Ein Erdbeben hat auf verschiedene Fundationen auch eine unterschiedliche Wirkung. In diesem Kapitel sollen eine Flachfundation, eine Tieffundation und eine Pfahlfundation untersucht werden. Die Fundation wird mit Plaxis modelliert. Die Erkenntnisse, die im Kapitel 4.2 gewonnen wurden, sollen hier beachtet werden. Es soll ein maximales Erdbeben nach SIA 261 (2003) untersucht werden, was einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$ entspricht. Das Fundament, das eine Breite von 30 m hat, weist eine Dicke von 0.5 m auf und besteht aus Beton. Bei einer 2D-Modellierung mit Plaxis wird die Fundation als unendliches Streifenfundament modelliert. Die Pfähle haben einen Durchmesser von 0.3 m bzw. 0.75 m, während die Wände der Fundation eine Dicke von 1 m aufweisen. Zusätzlich soll die Tiefe der Tieffundation zwischen 2 m, 4 m und 10 m variiert werden. Die Pfähle weisen eine Tiefe von 20 m auf. Die Schichten werden entsprechend dem im Lonza Areal wahrscheinlichsten Fall modelliert. Die Felsoberfläche wird in einer Tiefe von 100 m angenommen. Die Modellierung der Fundation kann der Abbildung 5–1 entnommen werden. Taleffekte werden in diesem Kapitel nicht berücksichtigt.

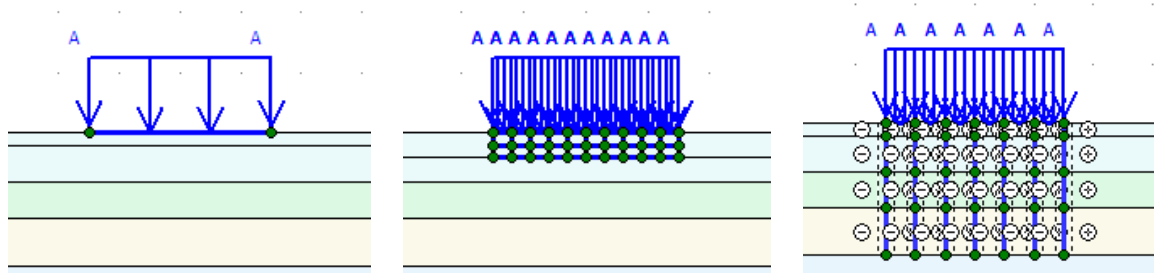


Abbildung 5–1: Modellierung der Fundationen mit Plaxis,
 links: Flachfundation, mitte: Tieffundation, rechts: Pfahlfundation

Da die Dimensionen und die konstruktive Ausbildung des Gebäudes einen grossen Einfluss auf die Resultate haben, wird das Gebäude als Flächenlast modelliert. Auf die Fundation muss eine Last, die einem Gebäude im Industriegebiet entspricht, angesetzt werden. Die Lasten auf die Fundation werden folgendermassen bestimmt:

- Beton (Dicke 0.3 m) für 3 Geschosse: $3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.3 \text{ m} = 22.5 \text{ kN/m}^2$
- Auflast für 3 Geschosse: $3 \cdot 2 \text{ kN/m}^2 = 6 \text{ kN/m}^2$
- Nutzlast für 3 Geschosse: $3 \cdot 5 \text{ kN/m}^2 = 15 \text{ kN/m}^2$

Dies führt zu einer gleichförmigen Last von 43.5 kN/m^2 , die auf die Fundation wirkt.

5.2 Verformungen nach der Belastung der Fundation

Die Verformungen nach der Belastung der Fundation können mit einer einfachen Handrechnung überprüft werden. Damit kann untersucht werden, ob einerseits die eingegebenen Parameter richtig sind und ob die Modellierung der Realität entspricht. Da die Belastung der Fundation vor dem Erdbeben wirkt, werden die Steifigkeiten hier nicht abgemindert, da es noch zu keinen grossen Dehnungen kommen konnte. Für die Überprüfung soll mit folgenden Formeln gearbeitet werden:

$$\Delta s = \sum \frac{\Delta \sigma \cdot \Delta z}{E} \quad \text{und} \quad \Delta \sigma = 4 \cdot J_1 \cdot \Delta \sigma_0$$

wobei Δs [m] Setzung in der Schicht

$\Delta\sigma$ [kPa]	vertikale Spannung in der Schicht
Δz [m]	Schichtdicke
E [kPa]	Elastizitätsmodul der Bodenschicht
J_1 [-]	vertikale Druckspannung in der Tiefe unter der Ecke einer gleichmäßig belasteten Rechtecklast nach Lang et al. (2006) 0
$\Delta\sigma_0$ [kPa]	Rechtecklast über Fundament

Tabelle 5–1: Ermittlung der totalen Setzungen vor der dynamischen Analyse, wobei mit den maximalen Schubmodulen gerechnet wird.

Schicht-Nr.	Schicht	Schichtdicke [m]	Mittlere Tiefe [m]	E [Mpa]	J_1 [-]	$\Delta\sigma$	Setzung [mm]
1	Silt	8.0	4.0	212.0	0.248	55.6	2.10
2	Kies	6.0	11.0	927.2	0.225	50.4	0.33
3	Silt	8.0	18.0	848.1	0.189	42.3	0.40
4	Kies	10.0	27.0	1404.5	0.148	33.2	0.24
5	Silt	20.0	42.0	1272.7	0.105	23.5	0.37
6	Moräne	20.0	62.0	3160.1	0.074	16.6	0.11
7	Moräne	20.0	82.0	3901.3	0.057	12.8	0.07
8	Moräne	8.0	96.0	4404.2	0.049	11.0	0.02
9	Fels	20.0	100.0	41411.8	0.047	10.5	0.01

Dies entspricht einer totalen Setzung von 3.6 mm. Plaxis liefert hier maximale Setzungen von 3.2 mm. Diese Werte stimmen in etwa miteinander überein, so dass man davon ausgehen kann, dass die Modellierung mit Plaxis der Realität entspricht. Die Modellierung mit Plaxis liefert kleinere Werte, da hier auch plastische Dehnungen berücksichtigt werden, die mit der einfachen Handrechnung nicht berücksichtigt werden, da hier eine Modellierung nach Mohr Coulomb durchgeführt wird.

5.3 Standortspezifisches Antwortspektrum

Um die Beschleunigungen in den Fundationen zu vergleichen, wird das standortspezifische Antwortspektrum an der Fundation berechnet. Dabei wird dieselbe Vorgehensweise, die im Kapitel 3.3.3 verwendet wurde, benützt.

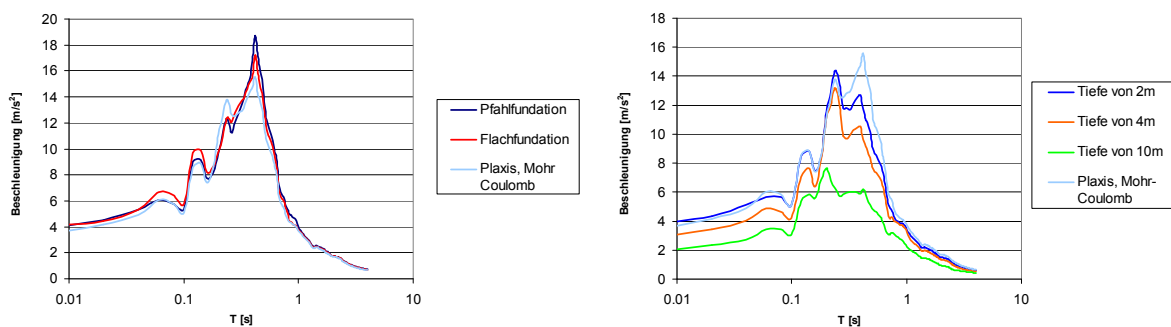


Abbildung 5–2: Standortspezifisches Antwortspektrum für die verschiedenen Fundationstypen bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

Es ist in Abbildung 5–2 zu erkennen, dass die Flachfundation in etwa dasselbe standortspezifische Antwortspektrum wie die 2D-Analyse des Lonza Areal bei der Modellierung mit Mohr Coulomb ohne Fundation liefert. Das liegt daran, dass die Flachfundation direkt über den Boden gelegt wird und deshalb die Bewegungen des Bodens mitmachen muss, so dass die Beschleunigungen, die im Boden entstehen, direkt in die Flachfundation geleitet werden.

Je tiefer die Fundation in den Boden eingelagert ist, desto kleinere Aufschaukelungseffekte entstehen. Das führt dazu, dass eine Tieffundation kleinere Werte als eine Flachfundation annimmt, da die weichen Schichten, die grosse Aufschaukelungseffekte entstehen lassen, die Fundation nicht anregen. Allerdings werden die Wände der Fundation aufgrund der Aufschaukelungseffekte zusätzlich beansprucht. Diese zusätzliche Beanspruchung wird im Kapitel 5.6 untersucht. Da die Fundation sehr steif ist, wird sie kaum vom Boden angeregt.

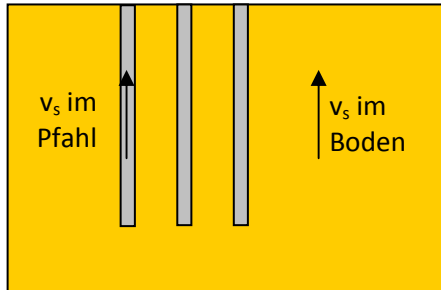


Abbildung 5–3: Anregung des Pfahls durch unterschiedliche Scherwellengeschwindigkeiten im Boden und im Pfahl

Aufgrund der Pfahlfundation resultieren grössere standortspezifische Antwortspektren. Das liegt daran, dass die Pfahlfundation doppelt angeregt wird. Einerseits entsteht eine Anregung durch den Pfahl selbst andererseits wird der Pfahl zusätzlich durch den umgebenden Boden angeregt. Dabei wird die Scherwellengeschwindigkeit im Pfahl und im umgebenden Boden berechnet, um zu zeigen, dass die Fundation aufgrund der verschiedenen Scherwellengeschwindigkeiten in den verschiedenen Medien zusätzlich angeregt wird. (Abbildung 5–3) Dies kann mit Hilfe folgender Formel überprüft werden.

$$v_s = \sqrt{\frac{G \cdot \gamma}{g}} \quad \text{und} \quad E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu)$$

wobei	E [kPa]	Elastizitätsmodul
	ν [-]	Poissonzahl
	G [kPa]	Schubmodul
	v_s [m/s]	Scherwellengeschwindigkeit
	γ [kN/m ³]	spezifisches Gewicht
	g [m/s ²]	Gravitationskonstante

Der mittlere Schubmodul, der über die verschiedenen Schichten bis 20 m Tiefe gemittelt wird, beträgt $G_{\text{Mittel}} = 144.9$ MPa. Mit einem spezifischen Gewicht von 23 kN/m^3 ergibt sich mit der oben genannten Formel eine mittlere Scherwellengeschwindigkeit von $v_s = 248.6 \text{ m/s}$. In Abbildung 5–4 erkennt man, dass die Scherwelle eine Zeit von 0.09 s braucht, um von der Tiefe von 20 m an die Oberfläche zu kommen. Die Länge, die von der Scherwellengeschwindigkeit zurückgelegt wird, beträgt 20 m , was einer Geschwindigkeit von $v_s = 245 \text{ m/s}$ entspricht. Somit stimmt die Scherwellengeschwindigkeit von Plaxis mit den Modellierungsparameter überein.

Ein E-Modul des Betons von 30 GPa ergibt mit obiger Formel ein Schubmodul von $G = 11.5 \text{ GPa}$, was wiederum einer Scherwellengeschwindigkeit von $v_s = 2126 \text{ m/s}$ entspricht. Dies trifft auf die in Abbildung 5–4 ersichtlicher Scherwellengeschwindigkeit zu. Eine Fundation mit Pfählen von einem Durchmesser von 0.75 m wird hier nicht zusätzlich untersucht, da die standortspezifischen Antwortspektren ähnliche Resultate wie eine Fundation mit Pfählen von einem Durchmesser von 0.3 m liefern.

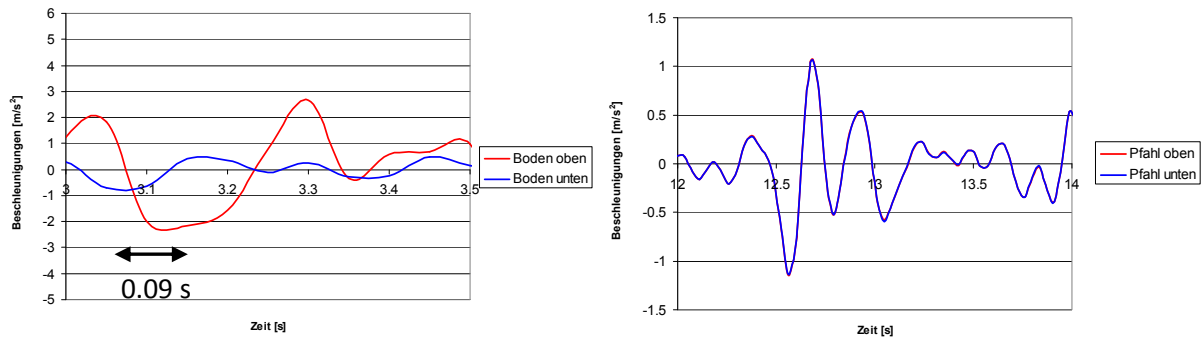


Abbildung 5–4: Beschleunigungen über die Zeit in einer Tiefe von 20 m (Pfahlende) und an der Oberfläche, links: Beschleunigungen des umgebenden Bodens, rechts: Beschleunigungen des Pfahls selbst

Mit den in Abbildung 5–2 dargestellten standortspezifischen Antwortspektren kann die Maximalbeschleunigung an den verschiedenen Fundationen in Tabelle 5–2 zusammengestellt werden.

Tabelle 5–2: Zusammenstellung der Maximalbeschleunigung

Flachfundation	4.15 m/s ²
Pfahlfundation	4.13 m/s ²
Tieffundation von 2 m	3.96 m/s ²
Tieffundation von 4 m	3.08 m/s ²
Tieffundation von 10 m	2.05 m/s ²

5.4 Maximale horizontale Verschiebungen der Fundation

Die Verformungen spielen eine wesentliche Rolle bei der Wahl der Fundation, da diese oft für Risse im Gebäude verantwortlich sind. Die horizontalen Verschiebungen werden im Punkt A der Abbildung 5–5 gemessen und über die Zeit dargestellt. Allerdings ist zu beachten, dass diese die Beschleunigungen widerspiegeln. Bei grossen Beschleunigungen entstehen zwangsläufig auch grössere Verschiebungen. Die Steifigkeit der Fundation spielt dabei eine entscheidende Rolle. Dies ist in der Abbildung 5–6 erkennbar. Die grössten Verschiebungen entstehen bei der Flachfundation, da hier grosse Beschleunigungen bei kleiner Steifigkeit der Fundation entstehen. Bei der Tieffundation entstehen allerdings kleinere Verschiebungen, da kleine Beschleunigungen bei einer grossen Steifigkeit der Fundation entstehen. Bei einer Wahl von grösseren Pfahldurchmessern entstehen kleinere Verschiebungen, da sich die Fundation steifer verhält.

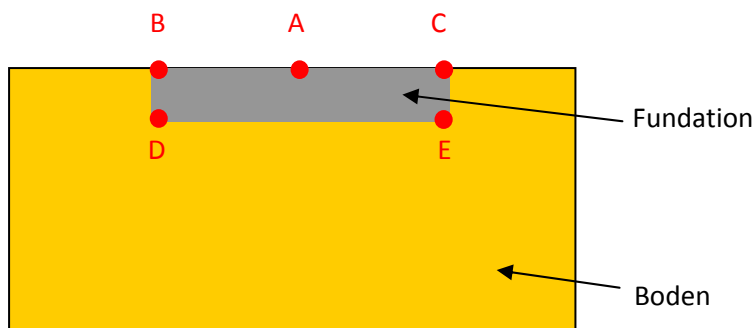


Abbildung 5–5: Überblick der Modellierung

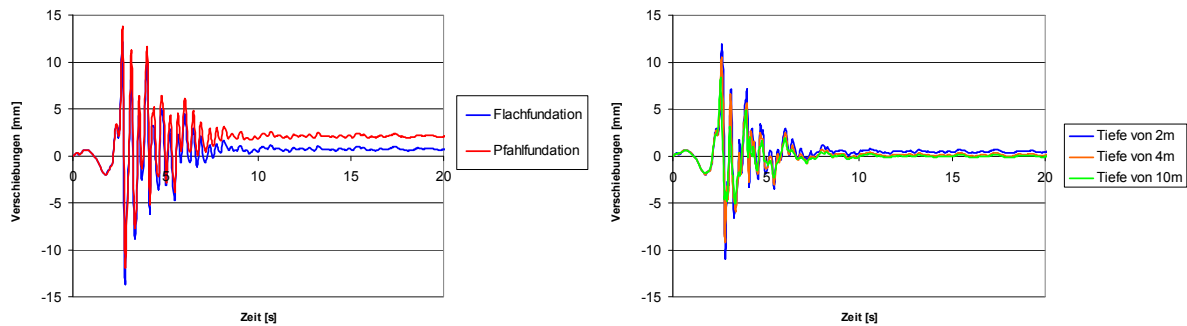


Abbildung 5–6: horizontale Verschiebungen der verschiedenen Fundationen (gemessen im Punkt A in Abbildung 5–5) bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6m/s^2$

Mit den in Abbildung 5–6 dargestellten horizontalen Verschiebungen kann die maximale Verschiebung im Punkt A der Abbildung 5–5 zusammengestellt werden. (Tabelle 5–3)

Tabelle 5–3: Zusammenstellung der maximalen horizontalen Verschiebung in der Mitte der Fundation

Flachfundation	-13.7 mm
Pfahlfundation (D=0.3 m)	13.6 mm
Pfahlfundation (D=0.75 m)	12.4 mm
Tieffundation von 2 m	11.9 mm
Tieffundation von 4 m	10.40 mm
Tieffundation von 10 m	8.31 mm

5.5 Maximale Neigung der Fundation

Die Fundation kann sich auch in vertikaler Richtung bewegen, was zu Neigungen in der Fundation führen kann. Eine grosse Neigung der Fundation kann zu Problemen in der Gebrauchstauglichkeit führen. Um die Neigung der Fundation zu bestimmen, werden auf der rechten und auf der linken Seite der Fundation, d.h. im Punkt B und C der Abbildung 5–5, die vertikalen Verschiebungen über die Zeit aufgezeichnet. Mit Hilfe dieser Verschiebungen kann die Neigung der Fundation, d.h. der Winkel zwischen der Horizontalen und der Fundation bestimmt werden. Das Vorgehen zur Bestimmung der Neigung kann am Beispiel der Flachfundation der Abbildung 5–7 entnommen werden.

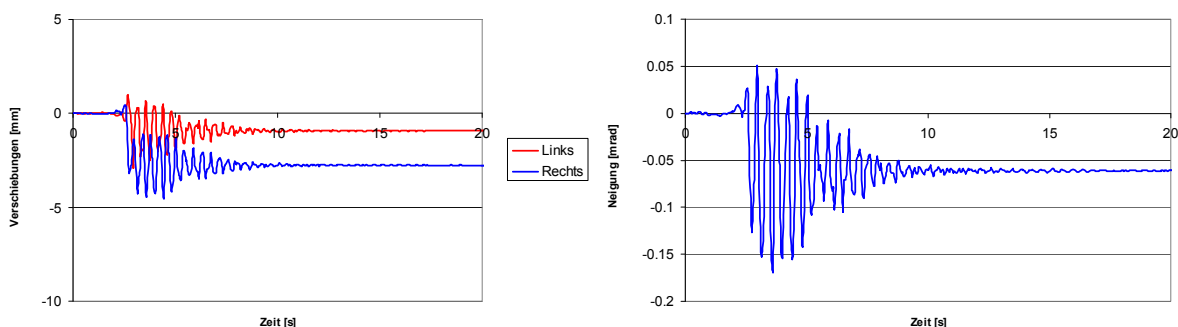


Abbildung 5–7: Links: vertikale Verschiebungen an der Fundation über die Zeit im Punkt B und C der Abbildung 5–5, rechts: Neigung der Fundation über die Zeit

Mit den in Abbildung 5–7 dargestellten Neigungen kann die maximale Neigung der Fundation zusammengestellt werden. (Tabelle 5–3) Es ist erkennbar, dass die Flachfundation und die Tieffundation einer Tiefe von 2 m und 4 m keine Einbindung in die steiferen Schichten erfahren und dementsprechend grössere Neigungen erfahren. Es sollte allerdings beachtet werden, dass kein Gebäude sondern eine verteilte Last modelliert wird. Ein Gebäude kann zusätzlich noch ausschwenken. Durch das Ausschwenken entstehen zusätzliche Lasten auf die Fundation, die hier nicht modelliert werden.

Wenn die Fundation in keiner steifen Schicht eingebunden ist, können diese zusätzlichen Lasten zu grösseren vertikalen Verformungen bis hin zu einem statischen Grundbruch führen. Dieses Verhalten wird im Kapitel 8 analysiert.

Tabelle 5–4: Zusammenstellung der maximalen Neigungen der Fundation

Flachfundation	-0.168 mrad
Pfahlfundation (D=0.3 m)	-0.092 mrad
Pfahlfundation (D=0.75 m)	-0.079 mrad
Tieffundation von 2 m	-0.112 mrad
Tieffundation von 4 m	-0.088 mrad
Tieffundation von 10 m	0.053 mrad

5.6 Maximale Belastung an den Wänden bzw. an den Pfählen

Bei einem Erdbeben entstehen an den Wänden der Tieffundation und an der Pfahlfundation zusätzliche Lasten aufgrund des Bodens, der sich bewegt. In diesem Kapitel sollen diese maximalen Belastungen untersucht werden. Die Pfahlfundation und die Tieffundation sollen hierbei einzeln betrachtet werden.

5.6.1 Tieffundation

Am einfachsten wäre es, die grössten Belastungen an der Wand der Fundation über die Zeit zu bestimmen. Allerdings ist das in Plaxis nicht möglich, da die Punkte, die die Spannungen an der Wand messen sollen, keine „stress points“ sind und dementsprechend die Spannungen nicht messen können. Aus diesem Grund musste ein anderes Vorgehen gewählt werden, um diese Spannungen zu berechnen. Das Vorgehen soll bei der Tieffundation einer Tiefe von 4 m erläutert werden.

Zuerst soll das ganze System der Tieffundation untersucht werden. Dabei werden die Verschiebungen in allen Ecken der Tieffundation über die Zeit abgebildet. In der Abbildung 5–8 links sind die oberen Verschiebungen der Fundation im Punkt B und C der Abbildung 5–5 abgebildet. In der Abbildung 5–8 rechts sind die unteren Verschiebungen der Fundation im Punkt D und E der Abbildung 5–5 dargestellt. Es ist erkennbar, dass sich das ganze System der Tieffundation sehr steif verhält. Alle Auslenkungen links, rechts, oben und unten sind in etwa dieselben. Kleine Abweichungen zwischen der Fundation oben und unten können auftreten.

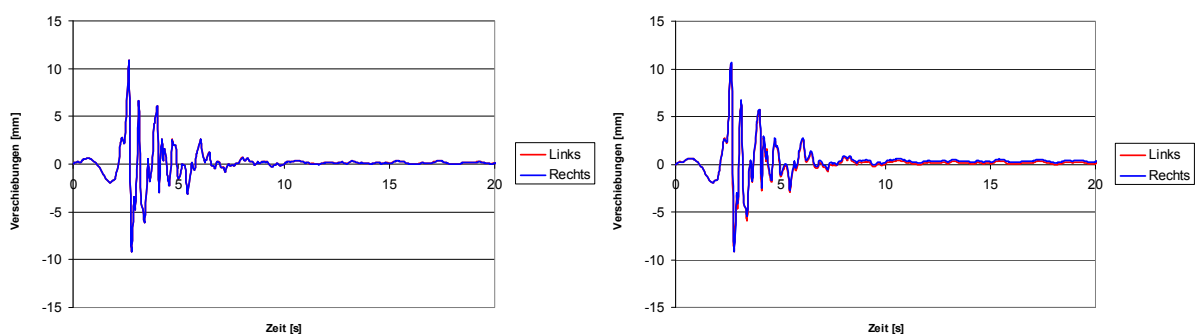


Abbildung 5–8: Links: obere horizontale Verschiebungen links und rechts der Fundation, d.h. im Punkt B und C der Abbildung 5–5, rechts: untere horizontale Verschiebungen links und rechts der Fundation, d.h. im Punkt D und E der Abbildung 5–5

Zusätzlich soll die Interaktion zwischen dem Boden und der Fundation untersucht werden. Dafür werden die Verformungen im Boden in einer Distanz von 1.5 m rechts der Wand und in der Wand der Tieffundation gemessen. In diesem ersten Schritt wird die rechte Wand betrachtet. Bei der linken Wand ist das Vorgehen analog.

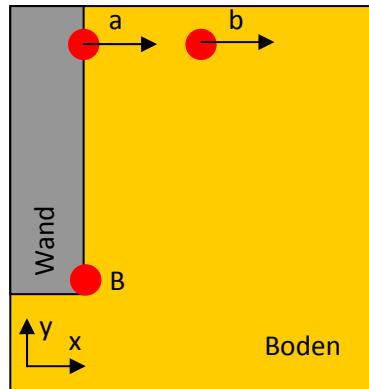


Abbildung 5–9: Überblick der Modellierung

Die Resultate können der Abbildung 5–10 entnommen werden. Der Boden verschiebt sich im unteren Teil der Wand mit der Tieffundation mit, da er nicht ausweichen kann. Oben kann der Boden in positiver y-Richtung allerdings ausweichen. Die Auslenkungen im oberen Punkt sind etwas grösser als die horizontalen Verschiebungen im unteren Punkt. Das liegt daran, dass die Fundation unten aufgrund des Bodens der Fundation und wegen des Bodens, der die Fundation stützt, viel steifer ist. Er folgt somit nicht mehr den Verformungen des Bodens, sondern weicht der Belastung durch Verformung aus. Das führt dazu, dass in den oberen Schichten kleinere Belastungen auf die Wand wirken als unten. Zusätzlich kommt dazu, dass der Erddruck mit der Tiefe zunimmt und somit an der Oberfläche kleinere Belastungen erfährt. Deshalb werden hier die grössten Belastungen im Punkt B (Abbildung 5–9) untersucht.

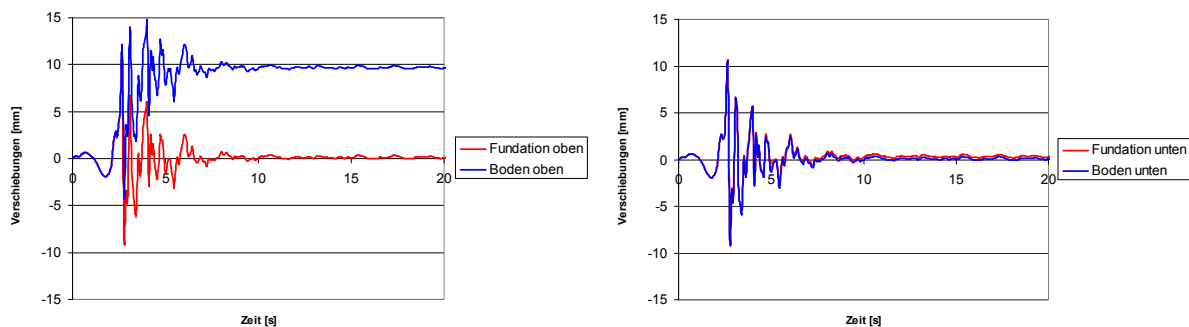


Abbildung 5–10: horizontale Verschiebungen an der rechten Wand und im Boden in einem Abstand von 1.5 m von der Wand, links: an der Oberfläche, rechts: im untersten Punkt der Wand (d.h. im Punkt B in der Abbildung 5–9)

Da sich a und b (Abbildung 5–9) gleichzeitig immer in die gleiche x-Richtung bewegen, muss lediglich noch unterschieden werden, ob b grösser als a oder ob b kleiner als a ist. Wenn b grösser als a ist, dann weitet sich der Boden um die Wand aus und verübt somit keinen Druck auf den Boden. Wenn b kleiner als a ist, drückt der Boden auf die Wand, was zu einer Belastung führt. Bei der linken Wand entsteht eigentlich dasselbe, nur dass die Abbildung 5–9 spiegelverkehrt abgebildet werden muss. Die Wand wird belastet, wenn b grösser als a ist. In der Abbildung 5–11 ist die Differenz der horizontalen Verschiebungen des Bodens und der Wand dargestellt, d.h. hier wird die Differenz von b und a (b-a) dargestellt. Die maximalen Belastungen bilden sich allerdings bei einer dynamischen Zeit von 3.15 s und nicht bei der Extremalstelle aus, d.h. am Punkt, an dem die Verformungen der Wand viel grösser sind als die des Bodens. Deswegen sollte noch ein bestimmter Fall untersucht werden.

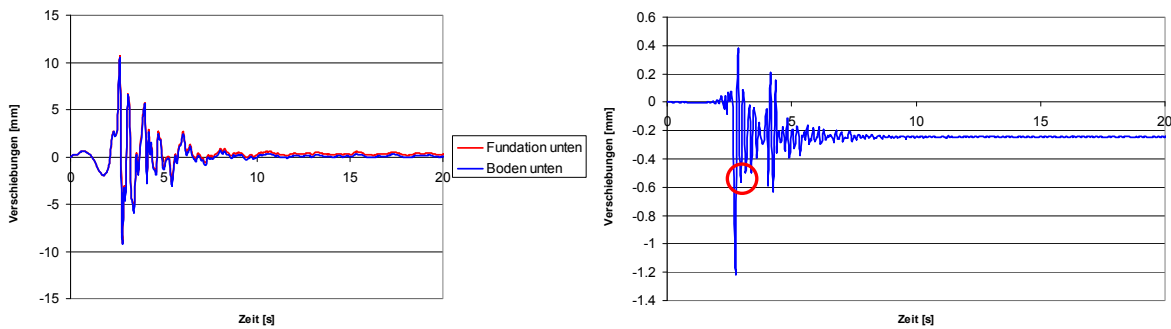


Abbildung 5–11: Links: horizontale Verschiebungen der rechten Wand und des Boden, rechts: Differenz zwischen den horizontalen Verschiebungen des Bodens und der Fundation. Die Verschiebungen des Bodens werden in einem Abstand von 1.5 m von der Wand, die Verschiebungen der Fundation im Punkt B der Abbildung 5–9 gemessen. Rot: Zeit, bei der die Belastungen maximal werden (3.15 s)

Wenn sich die Fundation schnell nach rechts verschiebt, hat der Boden keine Zeit auszuweichen, und somit drückt die Tieffundation auf den Boden und es tritt die grösste Beanspruchung auf. Damit der Boden nicht nach oben ausweichen kann, muss sich die Fundation oben und unten um denselben Betrag nach rechts verschieben. In Abbildung 5–12 ist ersichtlich, dass sich der Boden um die Fundation eher nach unten verschiebt. Dort bleibt allerdings kein Platz für Verformungen, da der Boden unten nicht nach oben ausweichen kann. Da die Belastung maximal wird, wenn die Verformungen der Fundation oben und unten denselben Betrag aufweist, bedeutet dies, dass die Differenz zwischen den Verschiebungen an der Fundation oben und an der Fundation unten null wird. (Abbildung 5–13).

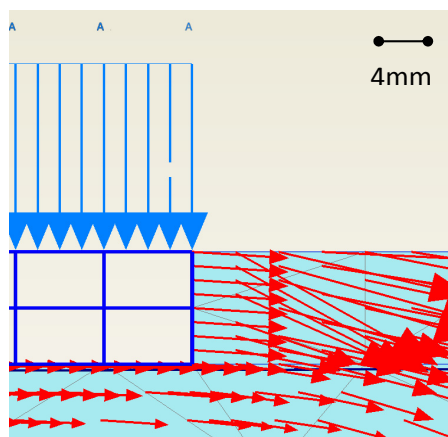


Abbildung 5–12: Darstellung der Verschiebungen an der Fundation

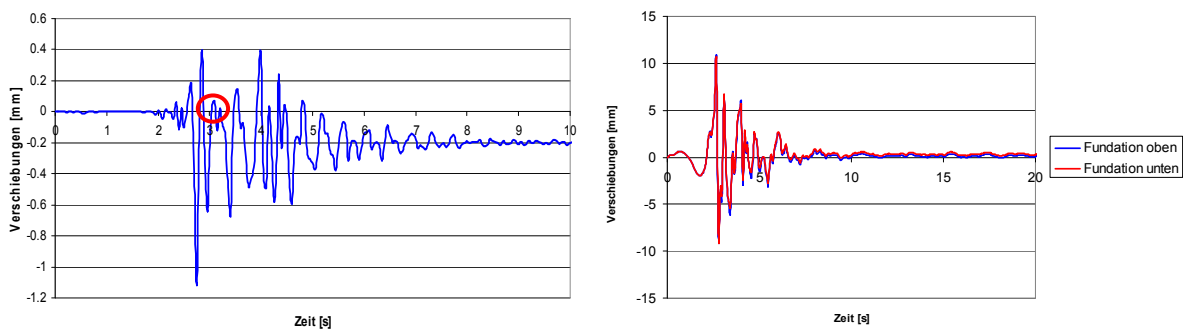


Abbildung 5–13: Links: Differenz zwischen den oberen und den unteren Verschiebungen der Fundation, rechts: horizontale Verschiebungen an der Fundation oben und an der Fundation unten

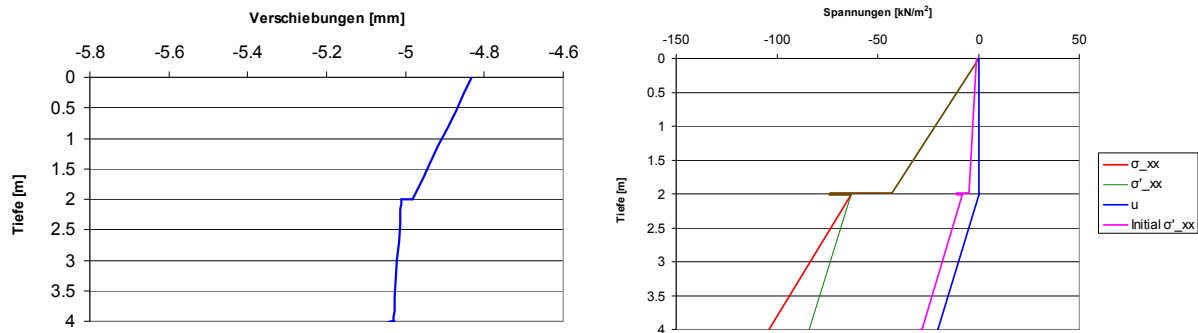


Abbildung 5–14: Links: Verformungen der Fundation über die Tiefe bei der maximalen Belastung, rechts: maximale Belastung der rechten Fundation durch den Boden über die Tiefe

In Abbildung 5–14 sind die Verformungen der rechten Wand der Fundation über die Tiefe bei der maximalen Belastung aufgezeichnet. In einer Tiefe von 2 m ist ein Knick ersichtlich. Dieser Knick weist auf eine grössere Steifigkeit in der Rahmenecke der Fundation hin. Die Verformungen der Wand sind im unteren Bereich eher klein, während sich die Wand nach oben hin durchbiegt. Zwar sind die Verschiebungen bezüglich des Anfangszustandes oben kleiner (ca. 4.8 mm) als die Verschiebungen unten (ca. 5 mm). Allerdings müssen die jetzigen Verschiebungen mit denen aus der letzten Auslenkung durch das Erdbeben untersucht werden und nicht mit den Verschiebungen des Anfangszustandes. Da die Verformungen an der Rahmenecke ebenfalls kleiner werden, entstehen lokal in der Rahmenecke grössere Beanspruchungen. Diese Rahmenecke wurde eingebaut, da Tieffundationen unterschiedlicher Tiefe untersucht werden sollen. Die Fundationen sollten bei allen Modellierungen der Tieffundationen ähnliche Steifigkeiten aufweisen, da sonst unterschiedliche Verhalten der Fundationen auftreten würden und somit ein Vergleich zwischen den Fundationen keine sinnvollen Resultate liefern würde. Zusätzlich kommt dazu, dass eine Modellierung eines Kellers einer Tiefe von 10 m ohne Zwischendecke nicht der Realität entsprechen würde. Man kann aufgrund der Verformungen in Abbildung 5–14 erkennen, dass sich die Wand oben nach rechts biegt und dadurch unten den Boden belastet. In der Abbildung 5–14 sind die Beanspruchungen der Wand der Tieffundation abgebildet. Die anfängliche Belastung vor dem Eintreten des Erdbebens wird hier mit der maximalen Belastung aufgrund des Erdbebens verglichen. Diese anfängliche Belastung wird allerdings nicht mit den abgeminderten Schubmodulen berechnet, sondern mit dem maximalen Schubmodul, da noch keine grossen Dehnungen entstanden sind, die den Schubmodul senken würden.

Die maximalen Belastungen an der rechten Wand aufgrund des Erdbebens für die Tieffundationen können folgender Tabelle 5–5 entnommen werden.

Tabelle 5–5: Zusammenstellung der maximalen Belastungen durch das Erdbeben an der Fundation

Tieffundation von 2 m	-60.4 kPa
Tieffundation von 4 m	-72.2 kPa
Tieffundation von 10 m	-135.9 kPa

Die zusätzlichen Belastungen, die aufgrund des Erdbebens entstehen, können der Abbildung 5–15 in Funktion der Tiefe der Tieffundation abgebildet werden. Dabei werden die Belastungen im untersten Punkt der rechten Wand (d.h. im Punkt B der Abbildung 5–9) ermittelt. Die zusätzliche Belastung durch das Erdbeben nimmt im untersten Punkt fast linear mit der Tiefe zu. In einer grossen Tiefe entstehen demnach grosse zusätzliche Belastungen der Tieffundation.

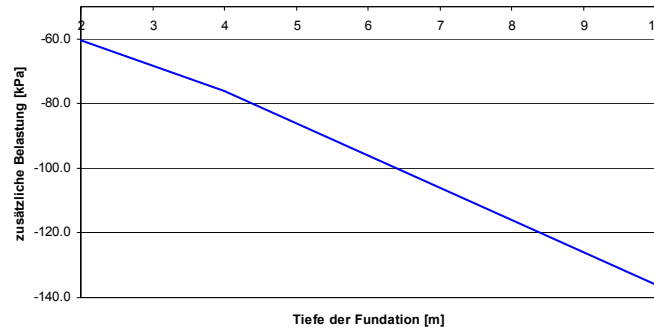


Abbildung 5–15: Zusätzliche Belastung durch das Erdbeben im untersten Punkt der Fundation (im Punkt B der Abbildung 5–9) bei unterschiedlicher Tiefen der Tieffundationen

Ermittlung der Belastung nach Eurocode

Nach EN 1998-5 (2004), Anhang E kann eine vereinfachte, dynamische Berechnung bei Stützwänden durchgeführt werden. In diesem Kapitel soll untersucht werden, ob die anhand dieser Berechnung erhaltenen Werte in etwa mit denen in Plaxis übereinstimmen. Wie in Abbildung 5–9 ersichtlich, soll die rechte Wand untersucht werden. Dabei bewegt sich die Wand nach links gegen den Boden und mobilisiert deswegen den passiven Erddruckkoeffizienten. Dieser soll nach EN 1998-5 (2004) mit der Formel E.4 berechnet werden:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}}\right)^2}$$

- wobei
- φ [°] Reibungswinkel
 - β [°] Neigungswinkel des aufgeschütteten Boden hinter der Stützwand
 - ψ [°] Neigungswinkel der Stützwand
 - θ [°] Winkel nach Eurocode 1998-5 Formel E.5 bis E.7

Der Winkel θ kann nach EN 1998-5 (2004) mit den Formeln E.5 bis E.7 bestimmt werden:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

- wobei k_h [-] horizontaler seismischer Koeffizient

$$k_h = S \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot \frac{1}{r}$$

- wobei
- S [-] Bodenfaktor nach EN 1998-1 (2004)
 - a_{gd} [m/s²] Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung
 - g [m/s²] Gravitationskonstante
 - r [-] Faktor zur Berechnung des horizontalen seismischen Koeffizienten nach Tabelle 7.1 EN 1998-5 (2004)

- k_v [-] vertikaler seismischer Koeffizient

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

- wobei k_h [-] horizontaler seismischer Koeffizient

Mit Hilfe des passiven Erddruckkoeffizienten kann die Kraft, die auf die Wand wirkt, berechnet werden:

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

wobei	γ [kN/m ³]	Raumgewicht des Bodens
	k_v [-]	vertikaler seismische Koeffizient
	K [-]	Erddruckkoeffizient
	H [m]	Höhe der Stützwand

Somit kann der Druck, der die Wand belastet, bestimmt werden:

$$p = \frac{E}{H}$$

wobei	E [kN/m]	Kraft, die auf die Wand wirkt
	H [m]	Höhe der Stützwand

Es gilt zu beachten, dass nach EN 1998-5 (2004) bei einer Wand, die eine Höhe grösser als 10 m aufweist, ein Verminderungsfaktor für die Belastung der Wand angesetzt werden darf.

Mit Hilfe dieser Formeln kann die Belastung der Wand, die mit Plaxis ermittelt wurde, mit derjenigen nach EN 1998-5 (2004) verglichen werden. Die ermittelten Belastungen können der Abbildung 5–16 entnommen werden. Es ist ersichtlich, dass die maximale Belastung, die mit der EN 1998-5 (2004) berechnet wurde, bis in eine Tiefe von 2 m mit der von Plaxis übereinstimmt. Ab einer Tiefe von 2 m ergibt sich aufgrund der Modellierung mit Plaxis ein Rahmensystem, das nicht mehr mit dem Modell der einzelnen Wand nach der EN-1998-5 übereinstimmt. Zusätzlich kommt dazu, dass die Modellierung mit Plaxis aus mehreren Schichten besteht, die mit der Modellierung nach EN 1998-5 (2004) nicht berücksichtigt werden.

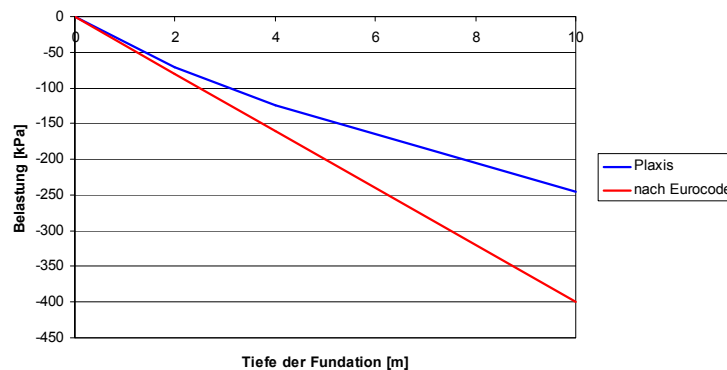


Abbildung 5–16: maximale Belastung im untersten Punkt der Foundation (im Punkt B der Abbildung 5–9) bei unterschiedlichen Tiefen der Tieffoundationen ermittelt mit Plaxis und mit der EN 1998-5 (2004)

5.6.2 Pfahlfundation

Die Modellierung mit Plaxis geht von einem unendlichen Streifenfundament aus. Das Problem liegt hier darin, dass die Pfähle keine unendliche Breite aufweisen, obwohl diese mit Plaxis so modelliert werden. Dies bedeutet, dass die Pfähle steifer modelliert werden als sie sich in Wirklichkeit verhalten. Um diesen Einfluss zu berücksichtigen, wurde beschlossen einen grösseren Abstand (5 m) zwischen den Pfählen zu berücksichtigen. Allerdings muss man beachten, dass die Mantelreibung bzw. der Spitzenwiderstand dadurch nicht ganz der Wirklichkeit entsprechen.

Hier soll die Pfahlfundation anhand der Modellierung mit Pfählen eines Durchmessers von 0.3 m untersucht werden. Die Pfähle links und rechts weisen dieselben Auslenkungen aus, da der Boden

zwischen den Pfählen nicht ausweichen kann. Dies ist in Abbildung 5–17 ersichtlich. Allerdings biegt sich der Pfahl oben mehr durch. Das liegt einerseits daran, dass der Boden unten steifer ist und nicht ausweichen kann, andererseits dass unten kleinere Aufschaukelungseffekte als an der Oberfläche entstehen. Die Pfahlfundation verhält sich somit weniger steif als die Tieffundation, die keine Durchbiegungen der Wände der Tieffundation zulässt. Aufgrund dieser kleineren Steifigkeit der Pfahlfundation entstehen an der Fundation auch kleinere Beanspruchungen und damit auch kleinere bleibenden Verformungen im Boden. (Abbildung 5–18) Die bleibenden Verformungen sollen im Kapitel 5.7 untersucht werden.

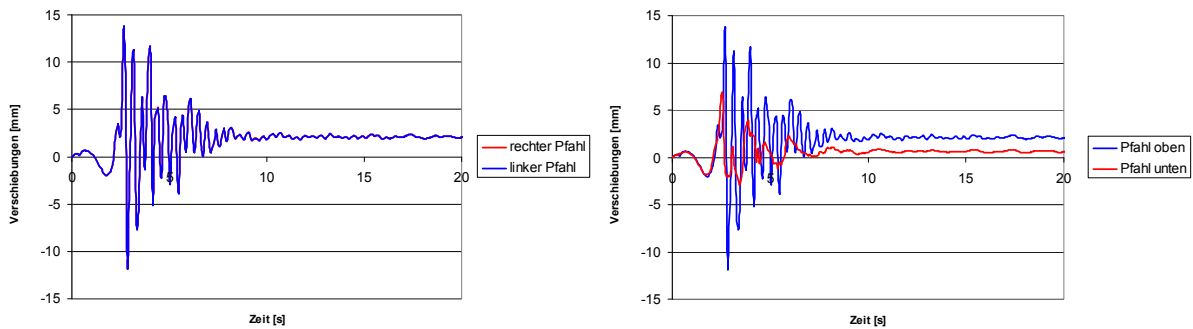


Abbildung 5–17: Links: obere horizontale Verschiebungen im linken sowie im rechten Pfahl, d.h. im Punkt B und C der Abbildung 5–5, rechts: horizontale Verschiebungen des rechten Pfahls oben und unten, d.h. im Punkt C und E der Abbildung 5–5

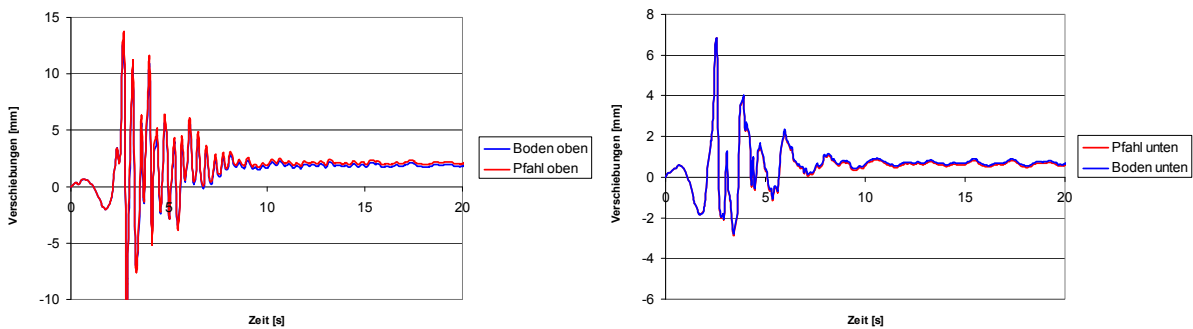


Abbildung 5–18: Verschiebungen am rechten Pfahl und im Boden in einem Abstand von 1.5 m von der Wand, links: an der Oberfläche, rechts: im untersten Punkt der Wand (d.h. im Punkt B in der Abbildung 5–9)

Die mit Plaxis entwickelten Modelle weisen unten beim Pfahl einen „stress point“ auf, so dass hier die Belastung des Bodens am untersten Punkt des Pfahls in Funktion der dynamischen Zeit aufgezeigt werden kann. (Abbildung 5–19) Die Interpretation der Resultate gestaltet sich bei der Pfahlfundation schwieriger als bei der Tieffundation, da sich das System weich verhält und somit eine Interaktion mit dem Boden und der Fundation oben aufweist, die die ganze Fundation zusammenhält.

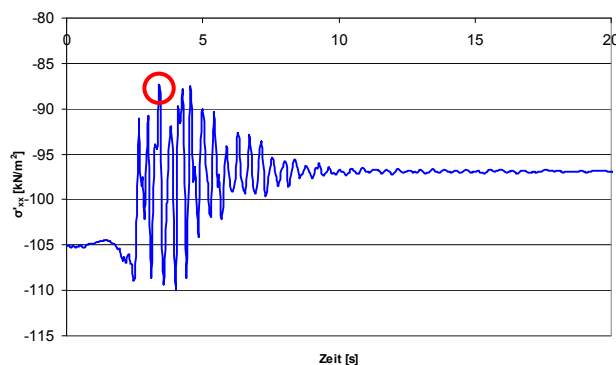


Abbildung 5–19: Belastung (effektive Spannungen) über die Zeit im untersten Punkt des rechten Pfahls

Die anfängliche Belastung vor dem Erdbeben entspricht -107 kPa. Die Anfangsbelastung wurde mit den maximalen Schubmodulen ermittelt, da das Erdbeben noch nicht eingetroffen ist und demnach noch zu keiner Abminderung des Schubmoduls mit zunehmenden Dehnungen geführt hat. Bei einer minimalen Belastung, d.h. bei einer Zeit von 3.4 s (roter Kreis in Abbildung 5–19) entstehen die grössten Belastungsdifferenzen zwischen der Belastung beim Anfangszustand und bei der Belastung aufgrund des Erdbebens. Ab diesem Zeitpunkt können jetzt die Belastungen und die Verformungen des rechten Pfahls über die Tiefe abgebildet werden. (Abbildung 5–20)

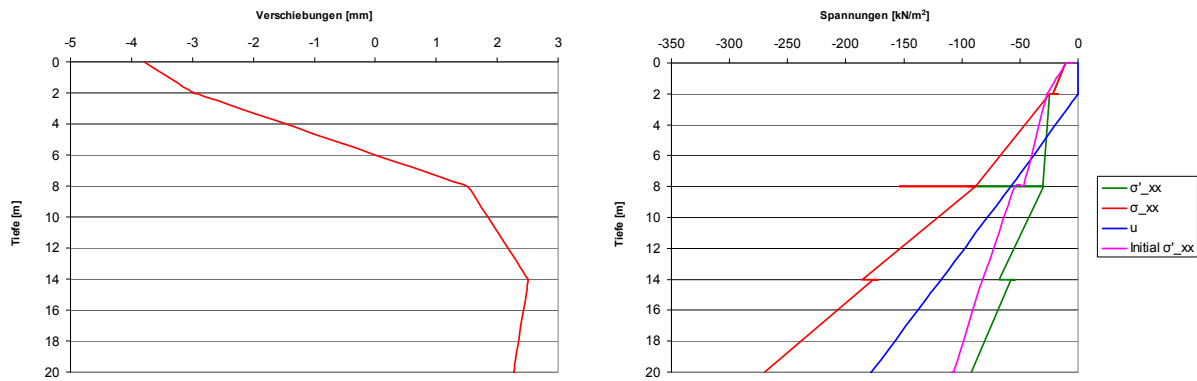


Abbildung 5–20: Links: Verformungen des rechten Pfahls über die Tiefe bei der maximalen Belastung, rechts: maximale Belastung des rechten Pfahls durch den Boden über die Tiefe

Es ist ersichtlich, dass Plaxis keine Porenwasserüberdrücke und -unterdrücke modellieren kann, da bei der maximalen Belastung der Wasserdruck linear über die Tiefe verläuft. Wie im Kapitel 2 erläutert, bestehen die oberen 8 m des Baugrundes aus einer Siltschicht, gefolgt von einer 6 m mächtigen Kiesschicht und einer Siltschicht. Aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten der Schichten wird der Pfahl unterschiedlich belastet. Die effektiven Spannungen nehmen an der Kiesschicht grössere Werte an. Durch die grössere Steifigkeit der Kiesschicht wird der Pfahl mehr belastet, da der steife Kies den Pfahl mehr drücken kann. Bei einer Variation des Durchmessers des Pfahls auf 0.75 m entstehen grössere Belastungen, da sich der Pfahl aufgrund der steigenden Steifigkeit weniger verformt und daher grössere Belastungen aufweist.

Die maximalen Belastungen aufgrund des Erdbebens im rechten Pfahl für verschiedene Durchmesser der Pfähle können der Tabelle 5–6 entnommen werden.

Tabelle 5–6: Zusammenstellung der maximalen Belastungen durch das Erdbeben am rechten Pfahl

Pfahlfundation der Dicke von 0.3 m	15.6 kPa
Pfahlfundation der Dicke von 0.75 m	20.1 kPa

5.7 Verhalten des Bodens um die Fundation

In diesem Kapitel soll die Beanspruchung des Bodens aufgrund der Fundation analysiert werden. Hier geht es in erster Linie darum zu ermitteln, welcher Einfluss die Interaktion zwischen der Fundation und dem Boden ausübt und welche Werte die bleibenden Verformungen annehmen. Nach Antes et al. (1996) (Abbildung 5–21) treten bei einer Pfahlfundation Durchbiegungen des Pfahles an der Oberfläche auf, so dass Umlagerungen des Bodens auftreten, die zu einer Auflockerung des Bodens führen. In den unteren Schichten entstehen durch die Verdichtung Gebiete grösserer Steifigkeit. Wenn ein Erdbeben einseitig wirkt, summieren sich die Verformungen auf, so dass der Pfahl seinen Anfangszustand nicht mehr vollumfänglich erreicht. Um dieses Phänomen zu analysieren, werden die vertikalen Verformungen an einem Punkt an der Oberfläche in einer Distanz von 1.5 m rechts der Pfahlfundation untersucht. Diese Verformungen im Boden werden mit den horizontalen Verformungen der Fundation verglichen. Wenn sich der Pfahl nach links verschiebt, entstehen rechts der Funda-

tion Zugbelastungen im Boden, die zu einem Abrutschen des Bodens führen und Setzungen nach sich ziehen. Wenn sich jetzt horizontale Verschiebungen der Foundation nach links in negativer x-Richtung bilden (roter Kreis in Abbildung 5–22), entstehen nach einer bestimmten Zeit Setzungen des Bodens in negativer y-Richtung (blauer Kreis in Abbildung 5–22), wobei bei der ersten Umlagerung des Bodens mehr Zeit vergeht bis diese Setzungen auftreten.

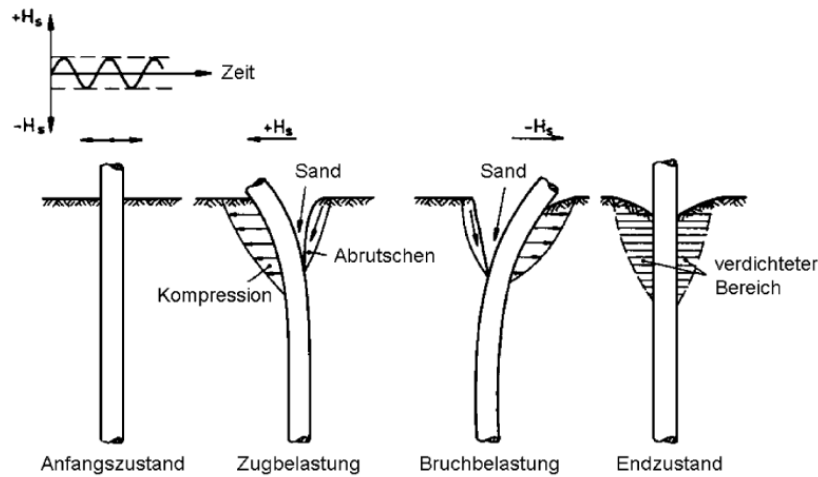


Abbildung 5–21: Prinzipielle Darstellung der Boden-Bauwerksinteraktion von horizontal belasteten Pfählen nach Antes et al. (1996)

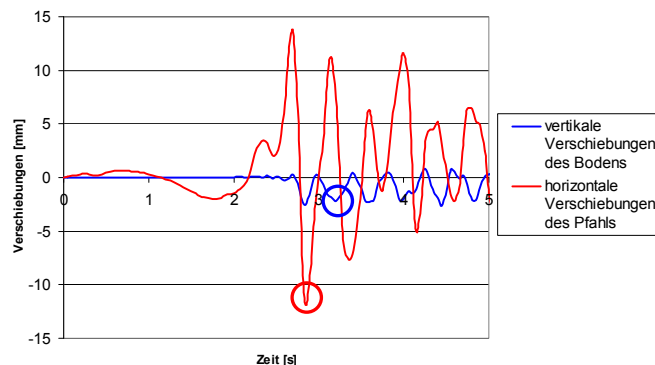


Abbildung 5–22: Vertikale Verschiebungen des Bodens rechts des Pfahls bzw. horizontale Verschiebungen des rechten Pfahls über die Zeit

Die Tieffundation einer Tiefe von 4 m verhält sich etwas anders. Wie in Abbildung 5–23 erkennbar, entstehen in der Foundation zuerst sehr grosse horizontale Verformungen nach rechts (in positiver x-Richtung). Der Boden wird von der Foundation zusammengestaucht, da sich diese sehr steif verhält. Durch die horizontale Verformungen in entgegengesetzter Richtung wird der Boden rechts der Foundation entlastet. Das Korngerüst wird wieder aufgelockert, so dass Platz für Abrutschungen entsteht und sich an der Oberfläche Setzungen bilden. Da sich das Korngerüst durch die grossen Auflockerungen verändert hat, entstehen bleibende, d.h. plastische Verformungen. Die Setzungen bleiben trotz weiteren horizontalen Verschiebungen der Foundation bestehen. Beim Boden links der Foundation kann das Verhalten des Bodens folgendermassen beschrieben werden: Zuerst verschiebt sich die Foundation nach rechts. Im Boden links der Foundation passiert nicht viel. Eine spätere Erdbebenauslenkung verschiebt die Foundation nach links. Dies führt zu einer grossen Verdichtung des Bodens. Sobald sich die Foundation wieder nach rechts verschiebt, entstehen an der Oberfläche aufgrund der Auflockerung Setzungen. (Abbildung 5–23)

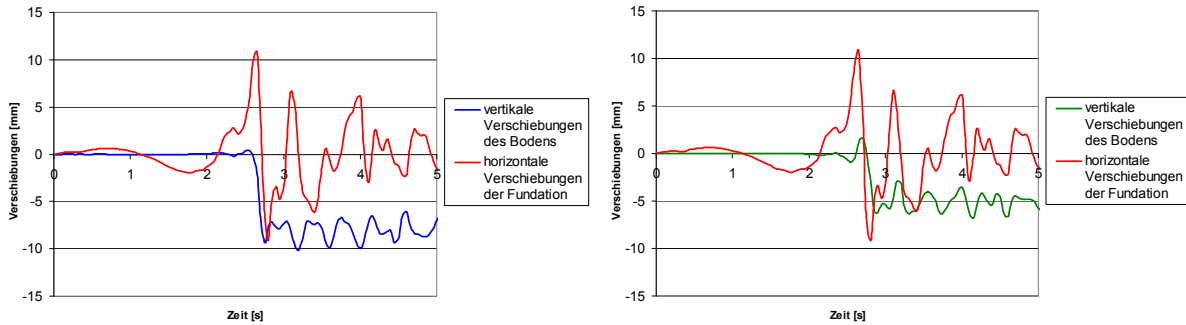


Abbildung 5–23: links: vertikale Verschiebungen des Bodens rechts der Fundation bzw. horizontale Verschiebungen der rechten Wand der Tieffundation über die Zeit, rechts: vertikale Verschiebungen des Bodens links der Fundation bzw. horizontale Verschiebungen der linken Wand der Tieffundation über die Zeit

Nach EN 1998-5 (2004) ist es von grosser Wichtigkeit, dass keine bleibenden, d.h. plastischen Verformungen entstehen. Hier sollen die plastischen Verformungen im Boden rechts der Fundation (Tabelle 5–7) und die bleibenden horizontalen Verschiebungen der Fundation bei den verschiedenen Fundationstypen miteinander verglichen werden. (Tabelle 5–8)

Tabelle 5–7: Zusammenstellung der bleibenden horizontalen Verformungen des Bodens rechts der Fundation

Flachfundation	-0.06 mm
Pfahlfundation (D=0.3 m)	1.80 mm
Pfahlfundation (D=0.75 m)	0.82 mm
Tieffundation von 2 m	1.30 mm
Tieffundation von 4 m	9.6 mm
Tieffundation von 10 m	5.91 mm

Tabelle 5–8: Zusammenstellung der bleibenden horizontalen Verformungen der Fundation

Flachfundation	1.02 mm
Pfahlfundation (D=0.3 m)	2.03 mm
Pfahlfundation (D=0.75 m)	1.98 mm
Tieffundation von 2 m	0.46 mm
Tieffundation von 4 m	0.1 mm
Tieffundation von 10 m	-0.1 mm

Zusammenfassend kann man sagen, dass die Tieffundation das Korngerüst des Bodens sehr belastet, da sich die Fundation viel steifer verhält und sich daher nicht an die Verformungen des Bodens anpasst. Die Pfahlfundation passt sich dem Boden besser an. Die Belastungen spiegeln dieses Verhalten wieder. Die Tieffundation wird vom Boden mehr belastet. Allerdings erfährt die Fundation aufgrund der grösseren Steifigkeit kleinere bleibende Verformungen, während die Pfsahlfundation sich aufgrund der kleineren Steifigkeit dem Boden besser anpasst und somit grössere Verformungen erfährt.

5.8 Vergleich der Fundationstypen

In diesem Kapitel sollen die verschiedenen Fundationstypen miteinander verglichen werden. Nach EN 1998-5 (2004) sollen folgende Anforderungen eingehalten werden:

- Bei breiten Fundationen (>5 m) dürfen die maximalen horizontalen Verschiebungen 50 mm nicht übersteigen.
- Bei Pfahlfundationen dürfen die maximalen horizontalen Verschiebungen 15 mm nicht übersteigen. Dies trifft allerdings nur bei Pfahlfundationen mit einem Durchmesser der Pfähle kleiner als 150 cm zu.
- Die maximale Neigung der Fundation darf 0.02 rad nicht übersteigen.

Diese Anforderungen werden von allen Foundationstypen erfüllt. Allerdings muss hier beachtet werden, dass ein Gebäude einen Einfluss auf die Fundation hat, der hier nicht untersucht wird. Dieser Einfluss soll im Kapitel 8 untersucht werden. Die Foundationstypen wurden nach Bewertungskriterien ausgewertet. (Tabelle 5–9) Die verschiedenen Farben geben darüber Aufschluss, wie gut die Kriterien erfüllt werden. Grün weist auf eine gute Erfüllung des Kriteriums hin, gelb auf eine mittlere Erfüllung und rot auf eine schlechte Erfüllung.

Tabelle 5–9: Bewertung der Foundationstypen

Bewertungskriterien Fundation	Standortspezifisches Antwortspektrum	Maximale horizontale Verschiebungen	Maximale Neigung	Belastung aufgrund des Erdbebens	Bleibende Verformung an der Fundation	Bleibende Verformung im Boden
Flachfundation	Red	Red	Red	Green	Red	Green
Pfahlfundation (D=0.3m)	Red	Red	Yellow	Green	Red	Green
Pfahlfundation (D=0.75m)	Red	Yellow	Green	Green	Red	Green
Tieffundation von 2 m	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow
Tieffundation von 4 m	Yellow	Yellow	Yellow	Red	Green	Red
Tieffundation von 10 m	Green	Green	Green	Red	Green	Red

Zusammenfassend kann folgendes erkannt werden:

- **Flachfundation:** Die Flachfundation hat keine Einbindung in die steifere Kiesschicht und liegt an der Oberfläche auf, wo grosse Aufschaukelungseffekte entstehen. Aus diesem Grund entstehen grosse Beschleunigungen und Verschiebungen, so dass grosse Neigungen der Fundation auftreten können. Im schlimmsten Fall kann es zu einem statischen Grundbruch kommen. Allerdings wird die Fundation durch den Boden nicht belastet und es entstehen keine bleibenden Verformungen im Boden. Da die Verformungen, die Beschleunigungen und die bleibenden Verformungen an der Fundation die wichtigsten Kriterien für eine Fundation darstellen, sollte ein Gebäude im Lonza Areal nicht flach fundiert werden.
- **Pfahlfundation:** Die Pfahlfundation wird zwar in die steifere Kiesschicht eingebunden, allerdings verhält sich diese weniger steif als eine Tieffundation. Dies führt zu grösseren horizontalen Verschiebungen bzw. Neigungen der Fundation. Zudem kommt dazu, dass die Pfahlfundation aufgrund der doppelten Anregung durch den Pfahl und durch den Boden grosse Beschleunigungen erfährt. Allerdings entstehen im Boden aufgrund der kleineren Steifigkeit keine grossen Belastungen und somit auch keine grossen bleibenden Verformungen. Die Pfahlfundation wird demnach nicht so stark beansprucht. Im Lonza Areal kann man daraus schliessen, dass die Pfahlfundation für Bürogebäude geeignet sein kann. Für Industrieanlagen, die bei einer Zerstörung zu grossen Schäden in der Umgebung führen, ist dieser Foundationstyp weniger geeignet.
- **Tieffundation:** Die Tieffundation wird in die steifere Kiesschicht eingebunden und verhält sich sehr steif, weshalb lediglich kleine Beschleunigungen, Verschiebungen, Neigungen und bleibende Verformungen an der Fundation auftreten. Allerdings wird die Fundation durch den Boden stark belastet und muss dementsprechend grosse Belastungen aufnehmen können. Ein Rahmensystem bietet sich daher an. Zudem wird der Boden aufgrund der grossen Steifigkeit der Fundation stark beansprucht und es entstehen bleibende Verformungen im Boden. Für Industrieanlagen, die keinen Schaden durch ein Erdbeben nehmen sollten, bietet sich dieser Foundationstyp an.

6. Bodenverflüssigung

Die Verflüssigung tritt insbesondere bei Böden auf, die aufgrund ihrer Feinkörnigkeit nur sehr schwer drainieren können. Durch die Einwirkung des Erdbebens entstehen zusätzliche Scherbeanspruchungen, so dass sich das Korngerüst verdichten möchte. Da der Porenwasserdruck aufgrund der Feinkörnigkeit nicht entweichen kann, entsteht ein zusätzlicher Porenwasserdruck, so dass die effektive Spannung, d.h. der Korn-zu-Korn-Druck abnimmt. Aus diesem Grund wird die Scherfestigkeit des Bodens gesenkt, bis sie null wird, so dass sehr grosse Deformationen entstehen. Die Substanz verhält sich jetzt eher wie eine Flüssigkeit, weshalb hier von Bodenverflüssigung die Rede ist.

6.1 Abschätzung der Verflüssigungsgefahr

In einem ersten Schritt soll die Verflüssigungsgefahr im Lonza Areal abgeschätzt werden. Diese Abschätzung der Verflüssigung wird mit Hilfe von CPT-Messungen („Cone Penetration Test“) durchgeführt. Bei dieser Versuchstechnik wird eine Sonde mit konstanter Geschwindigkeit in den Boden gedrückt. Dabei werden der Spitzenwiderstand und die Hülsenreibung kontinuierlich über die Tiefe gemessen. Anhand der Hülsenreibung f_s und des Spitzenwiderstandes q_c kann der zyklische Widerstand CRR („cyclic resistance ratio“) mit Hilfe des Diagramms nach Robertson und Wride (1998) (Abbildung 6–1) berechnet werden.

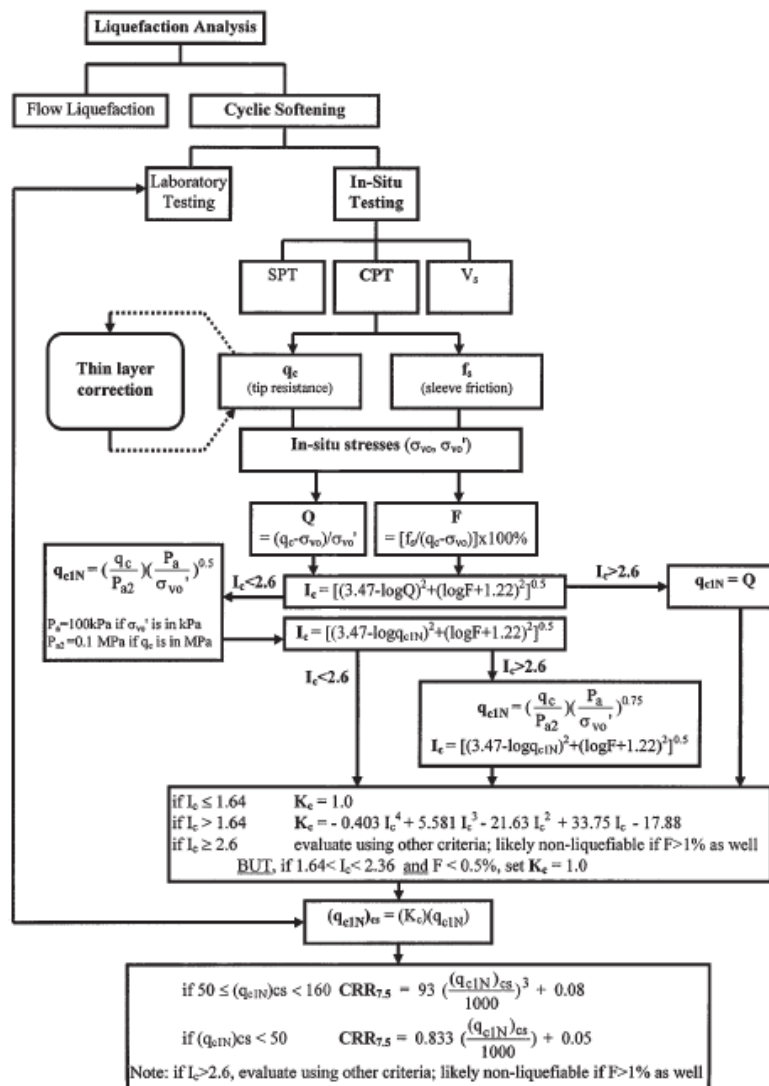


Abbildung 6–1: Berechnung des zyklischen Widerstands CRR mit Hilfe des Diagramms nach Robertson und Wride (1998)

Um den Sicherheitsfaktor zu berechnen, muss die normalisierte zyklische Beanspruchung CSR („cyclic stress ratio“) berechnet werden. Dies kann mit folgender Formel durchgeführt werden:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

wobei	τ_{av} [kPa]	mittlere zyklische Scherspannung
	a_{max} [m/s ²]	maximale horizontale Beschleunigung an der Geländeoberkante
	g [m/s ²]	Gravitationskonstante
	σ_{v0}/σ'_{v0} [kPa]	totale/effektive vertikale Spannungen
	r_d [-]	Reduktionsfaktor der Spannungen

Der Reduktionsfaktor der Spannungen ist von der Tiefe abhängig und kann nach Robertson (1999) folgendermassen berechnet werden:

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{wenn } z < 9.15 \text{ m}$$
$$r_d = 1.174 - 0.00267z \quad \text{wenn } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

wobei z [m] Tiefe ab Geländeoberkante

Die maximale horizontale Beschleunigung an der Geländeoberfläche a_{max} wird anhand der Abbildung 4–18 bestimmt, wobei man von der Maximalbeschleunigung an der Oberfläche ausgeht. Diese kann im Lonza Areal eine Grösse von 3.7 m/s² erreichen. Wobei die topographischen Effekte, die im Kapitel 4.2.4 erläutert wurden, nicht berücksichtigt wurden. Ausserdem muss man bei der Berechnung vom CRR-Wert vorsichtig sein. Dieser wird nach Robertson und Wride (1998) für eine Magnitude von 7.5 berechnet. Bei einer kleineren Magnitude nimmt der zyklische Widerstand zu und kann dementsprechend nach Euronorm 1998-5, Annex B (2004) erhöht werden. Es wird davon ausgegangen, dass im Lonza Areal ein Erdbeben der Magnitude 6.0 auftreten kann, so dass der CRR mit einem Faktor MSF („magnitude scaling factor“) von 2.20 erhöht werden kann.

Bei einem Sicherheitsfaktor kleiner als 0.9 tritt mit grosser Wahrscheinlichkeit eine Bodenverflüssigung auf. Bei einem Sicherheitsfaktor von 0.9 bis 1.4 müssen zusätzliche Untersuchungen eingeleitet werden. Bei einem Sicherheitsfaktor, der grössere Werte als 1.4 erreicht, sind keine Probleme von Bodenverflüssigung zu erwarten. Die Berechnungen können dem Anhang A.7 entnommen werden. Es ist erkennbar, dass im Lonza Areal mit grosser Wahrscheinlichkeit eine Bodenverflüssigung bei einem Bemessungserdbeben nach SIA 261 (2003) auftritt, da die Sicherheitsfaktoren mehrheitlich einen Wert von 0.9 unterschreiten. In Abbildung 6–2 ist erkennbar, an welchen Orten der Sicherheitsfaktor mehrheitlich kleinere Werte als 0.9 (rot) oder Werte zwischen 0.9 und 1.4 annimmt. Ausserdem kann man den Berechnungen entnehmen, dass die oberen Schichten meistens keine Verflüssigung aufweisen. Dies hat verschiedene Gründe: Einerseits bildet sich in der oberen Schicht eine „Kruste“, die lokal grössere Widerstände gegen Verflüssigung annimmt. Andererseits liegt der Wasserspiegel im Lonza Areal in einer Tiefe von ca. 2 m. Wenn kein Wasser vorhanden ist, kann der Boden auch nicht verflüssigen. Dazu kommt, dass der Boden in den oberen Schichten aufgrund des kurzen Drainagewegs viel schneller drainieren kann, so dass keine Porenwasserüberdrücke entstehen können.

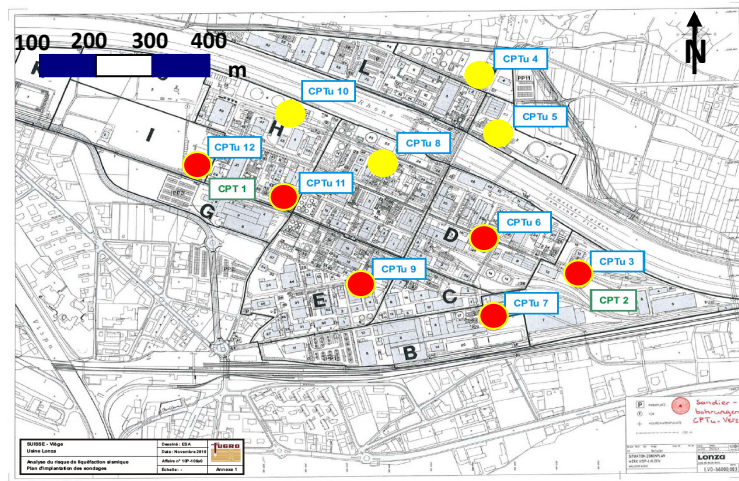


Abbildung 6–2: Lageplan der Sondierbohrungen (CPT), rot: Sicherheitsfaktoren mehrheitlich kleiner als 0.9, gelb: Sicherheitsfaktoren mehrheitlich zwischen 0.9 und 1.4

6.2 Modellierung der Verflüssigung mit Plaxis

Eine Verflüssigung kann mit Plaxis „Dynamics“ nicht modelliert werden, da in der dynamischen Analyse die Porenwasserüberdrücke und -unterdrücke nicht berechnet werden können. Um eine Bodenverflüssigung mit Plaxis zu modellieren, soll die Scherfestigkeit manuell gesenkt werden. Eine Reduktion der Scherfestigkeit bedeutet einerseits eine Reduktion der Steifigkeit des Bodens, d.h. eine Reduktion der Scherwellengeschwindigkeit bzw. des G-Moduls. Zusätzlich wird der Reibungswinkel aufgrund des Verlustes des Scherwiderstandes gesenkt. Wie im Kapitel 6.1 erläutert, werden die obersten 2 m nicht verflüssigen. Für die Modellierung wird demzufolge oben eine Schicht angesetzt, die nicht verflüssigt und somit keine Absenkung der Scherwellengeschwindigkeit aufweist.

6.2.1 Unschärfen der Modellierung

Verflüssigung der „Kruste“

In Abbildung 6–3 ist das standortspezifische Antwortspektrum mit und ohne Verflüssigung abgebildet. In Kapitel 6.1 wurde erläutert, dass die oberen zwei Meter nicht verflüssigen werden. Um allerdings die Resultate besser interpretieren zu können, soll die „Kruste“ als Unschärfe der Modellierung betrachtet werden und deshalb auch verflüssigen. Die Modellierung der verflüssigten Schicht wird bei einer Scherwellengeschwindigkeit von 50 m/s durchgeführt. Der Reibungswinkel wird bei dieser Unschärfe der Modellierung nicht variiert.

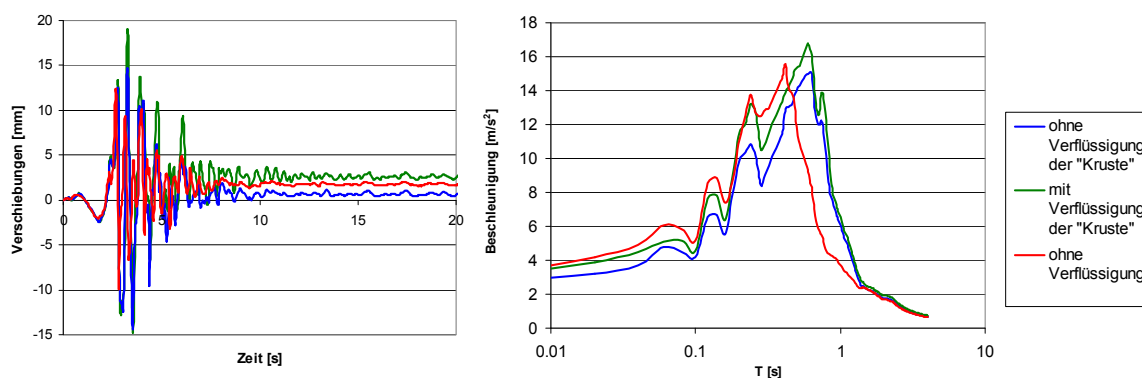


Abbildung 6–3: links: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche mit und ohne Verflüssigung, rechts: standortsspezifisches Antwortspektrum mit und ohne Verflüssigung bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

Eine Verflüssigung der oberen Siltschicht mitsamt der „Kruste“ führt zu einem weicherem Verhalten, da sich die obere Schicht weicher verhält. Das führt zu grösseren Aufschaukelungseffekten an der Oberfläche, so dass grosse Verformungen entstehen. Dadurch, dass die obere Schicht sehr weich ist, entstehen grosse plastische Deformationen. Zudem wird das standortspezifische Antwortspektrum nach rechts verschoben, da die obere Schicht aufgrund der kleineren Steifigkeit langsamer schwingt.

In der Realität wird diese „Kruste“ nicht verflüssigen. Die verflüssigte Schicht wird aufgrund des Erdbebens verformt. Da aber die „Kruste“ im Gegensatz zur verflüssigten Schicht relativ steif ist, schwimmt die „Kruste“ auf der verflüssigten Schicht, so dass diese zwar horizontale Verformungen erfährt, allerdings immer wieder zum Ausgangszustand zurückkehrt. Dies erzeugt demzufolge kleinere plastische Verformungen. Zudem führt dies zwar zu einem weicherem Verhalten der Schichten, so dass sich das standortspezifische Antwortspektrum nach rechts verschiebt, doch die steifere Schicht führt zu kleineren Beschleunigungen, da sie sich in der oberen Schicht steifer verhält und demnach kleinere Amplifikationen entstehen. In dieser Arbeit wird nur noch mit der Modellierung einer „Kruste“ gearbeitet, da diese Modellierung der Realität entspricht.

Variation des Reibungswinkels

Der Reibungswinkel ist der massgebende Parameter, der den Scherwiderstand definiert. Um den Verlust des Scherwiderstandes zu modellieren, muss der Reibungswinkel gesenkt werden. Hier soll der Reibungswinkel φ variiert werden, wobei die Scherwellengeschwindigkeit der verflüssigten Schicht konstant auf 50 m/s belassen wird.

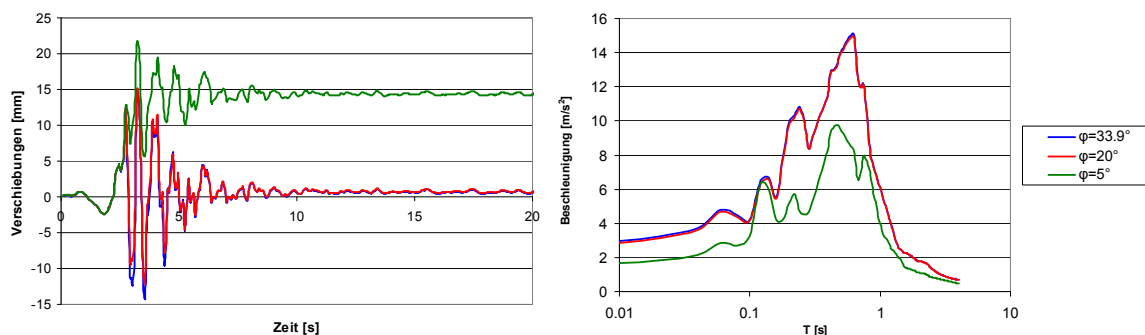


Abbildung 6-4: links: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche, rechts: standortsspezifisches Antwortspektrum bei einer Variation des Reibungswinkels φ bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 m/s^2$

Bei der Modellierung mit Plaxis wird die Bruchgerade nach Mohr Coulomb anhand der Kohäsion und des Reibungswinkels definiert. M und d können mit Hilfe des Reibungswinkels und der Kohäsion bestimmt werden.

$$q_f = M \cdot p'_f + d \quad \text{und} \quad M = \frac{6 \sin \varphi}{3 \mp \sin \varphi} \quad \text{und} \quad d = \frac{6 \cdot c \cdot \sin \varphi}{3 \mp \sin \varphi}$$

wobei	q_f [kPa]	Deviatorspannung beim Bruch
	p_f [kPa]	Normalspannung beim Bruch
	M [-]	Steigung der Bruchgerade
	d [kPa]	Abschnitt der Bruchgerade bei $p=0$
	φ [°]	Reibungswinkel
	c [kPa]	Kohäsion

Das Materialverhalten nach Mohr Coulomb ist in der Lage, plastische Deformationen zu modellieren. Diese plastischen Deformationen entstehen, sobald die Bruchgerade erreicht wird. Mit Hilfe dieser Formeln kann die Bruchgerade für verschiedene Reibungswinkel ermittelt werden. (Abbildung 6-5)

Zu beachten ist, dass die Kohäsion für die numerische Stabilität in Plaxis einen Wert von 1 kPa annimmt. Bei einer Verkleinerung des Reibungswinkels φ wird die Bruchgerade bei kleinerer Normalspannung erreicht und es entstehen grössere plastische Deformationen. Dieses Verhalten kann in der Abbildung 6–4 beobachtet werden. Bei einer Verminderung des Reibungswinkels auf einen Wert von 5° werden die bleibenden Verformungen, d.h. die plastischen Dehnungen an der Oberfläche grösser.

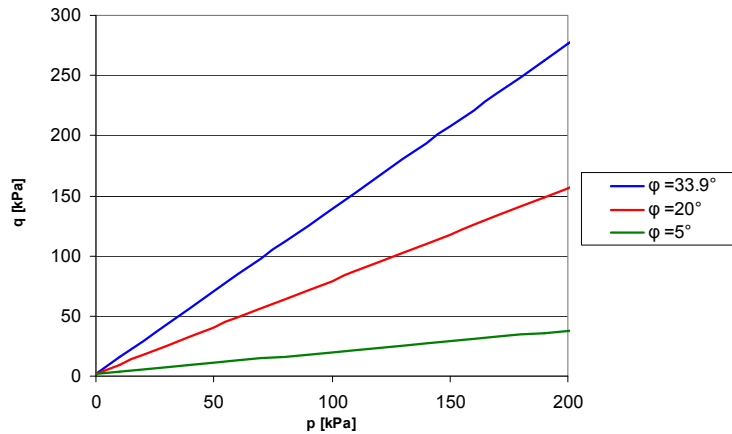


Abbildung 6–5: Bruchgerade nach Mohr Coulomb für verschiedene Reibungswinkeln

Variation der Scherwellengeschwindigkeit

Bei einer Wahl einer kleineren Scherwellengeschwindigkeit und dementsprechend einer kleineren Steifigkeit der verflüssigten Schicht entstehen kleinere standortspezifische Antwortspektren und dementsprechend auch kleinere Verformungen. Es bilden sich in der verflüssigten Schicht grössere plastische Verformungen, die zu einer zusätzlichen Dämpfung des Bodens führen. Die verflüssigte Schicht erfährt grosse plastische Verformungen und schwingt langsamer. Die „Kruste“ schwimmt auf dem verflüssigten Boden und erfährt somit langsamere Schwingungen. Allerdings bilden sich in der „Kruste“ keine plastischen Deformationen, da die „Kruste“ aufgrund der plastischen Verformungen der verflüssigten Schicht abgedämpft wird.

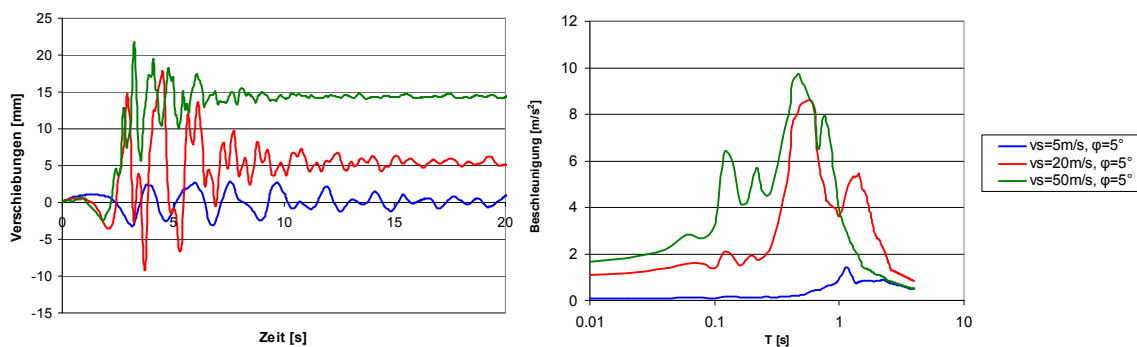


Abbildung 6–6: links: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche, rechts: standortsspezifisches Antwortspektrum bei einer Variation der Scherwellengeschwindigkeit v_s bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

Variation der Poisson-Zahl

Bei einer Bodenverflüssigung kann das Wasser im Boden nicht drainieren, so dass ein erhöhter Porenwasserüberdruck entsteht. Es entstehen undrainierte Verhältnisse, d.h. in der verflüssigten Schicht nimmt die Poisson-Zahl einen Wert von 0.5 an. Allerdings muss man beachten, dass eine Wahl von genau 0.5 aufgrund der Modellierung mit Plaxis nicht möglich ist, da sonst eine Singularität der Steifigkeitsmatrix entstehen würde. Es ist in der Abbildung 6–7 erkennbar, dass bei einer Wahl von 0.495 numerische Instabilitäten aufgrund der Wahl der Poisson-Zahl entstehen. Plaxis schlägt daher vor, mit einer Poisson-Zahl kleiner als 0.490 zu rechnen, so dass sich das Programm numerisch

stabil verhält. Bei einer Poisson-Zahl von 0.489 verhält sich das Programm stabil. In dieser Arbeit soll die Verflüssigung mit einer Poisson-Zahl von 0.489 modelliert werden.

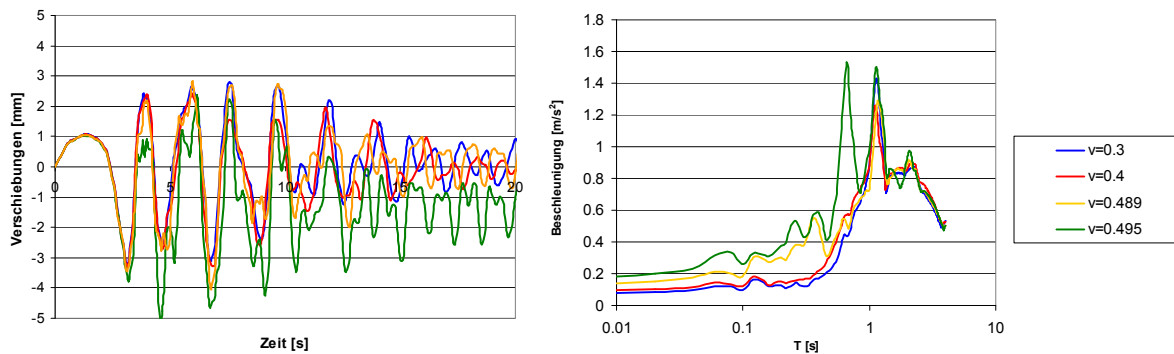


Abbildung 6–7: links: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche, rechts: standortsspezifisches Antwortspektrum bei einer Variation der Poisson-Zahl ν bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

Variation des Materialverhaltens

Im Programm Plaxis kann das Materialverhalten variiert werden. Dabei kann ein „drainiertes“ sowie ein „undrainiertes“ Materialverhalten gewählt werden. Hier sollte eine Modellierung mit dem Materialverhalten „undrainiert“ gewählt werden, da das Wasser aufgrund der dynamischen Einwirkung nur langsam entweichen kann und somit Porenwasserüberdrücke entstehen. Man kann in Abbildung 6–8 erkennen, dass die Wahl des Materialverhaltens keine Rolle spielt. Das liegt daran, dass Plaxis „Dynamics“ keine Porenwasserüberdrücke und –unterdrücke modellieren kann.

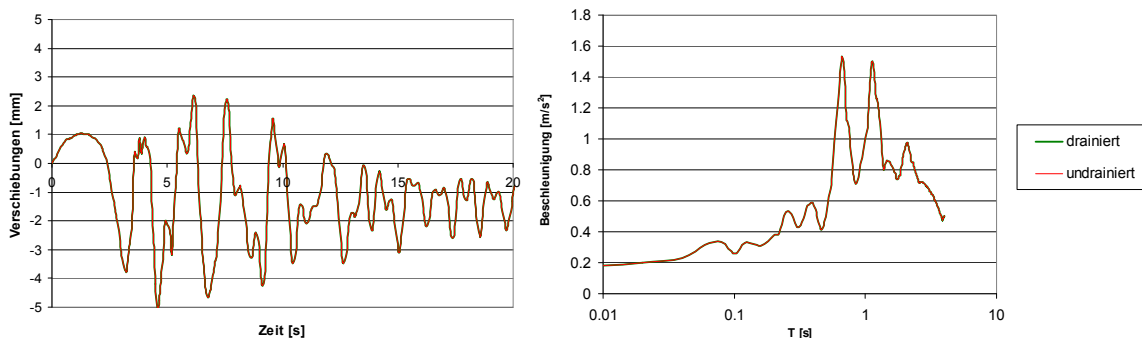


Abbildung 6–8: links: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche, rechts: standortsspezifisches Antwortspektrum bei einer Variation des Materialverhaltens von „drainiert“ auf „undrainiert“ bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

Modellparameter für die Modellierung der Bodenverflüssigung

Um die Bodenverflüssigung mit Plaxis korrekt zu modellieren, soll einerseits der Verlust der Scherwiderstand sowie der Steifigkeit in der verflüssigten Schicht modelliert werden. Dabei bildet sich eine „Kruste“ in den oberen 2 m, die nicht verflüssigt. Als Modellparameter für die Bodenverflüssigung werden eine Scherwellengeschwindigkeit von 5 m/s, ein Reibungswinkel von 5° sowie eine Poisson-Zahl von 0.489 gewählt.

6.3 Modellierung der Bodenverflüssigung mit EERA

Bei einer Modellierung von Scherwellengeschwindigkeiten kleiner als 50 m/s mit EERA entsteht ein Laufzeitfehler. Das Programm EERA erreicht seine Grenzen und eine vollständige Modellierung der Verflüssigung erweist sich als nicht möglich.

Zudem kommt dazu, dass die Dämpfungen in dieser verflüssigten Schicht aufgrund der Verkleinerung der Scherwellengeschwindigkeit sehr grosse Werte annehmen. Die Dämpfungen erreichen bei einer

Scherwellengeschwindigkeit von 60 m/s Werte von bis zu 25 %. (Abbildung 6–9) Hier entstehen demnach sehr grosse plastische Dehnungen, die mit EERA nicht modelliert werden können. (Siehe Kapitel 3.5.3) Aufgrund der grösseren Dämpfungen resultieren kleinere standortspezifische Antwortspektren. Das standortspezifische Antwortspektrum verschiebt sich aufgrund der verflüssigten Schicht nach rechts und schwingt langsamer. Das langsamere Schwingen aufgrund der verflüssigten Schicht ist auch bei den horizontalen Verschiebungen über die Zeit ersichtlich: Bei einer kleineren Scherwellengeschwindigkeit braucht der Boden mehr Zeit, um sich zu verformen.

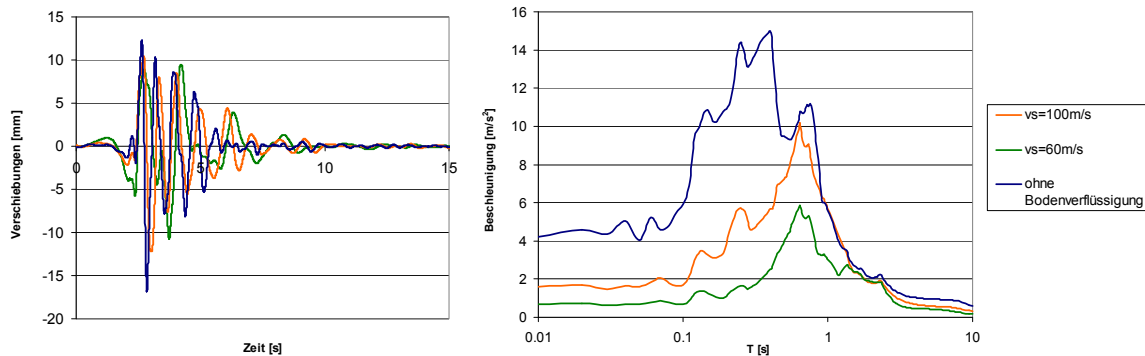


Abbildung 6–9: links: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche, rechts: standortsspezifisches Antwortspektrum bei einer Variation des Materialverhaltens der Scherwellengeschwindigkeit v_s bei der Modellierung der Bodenverflüssigung mit EERA

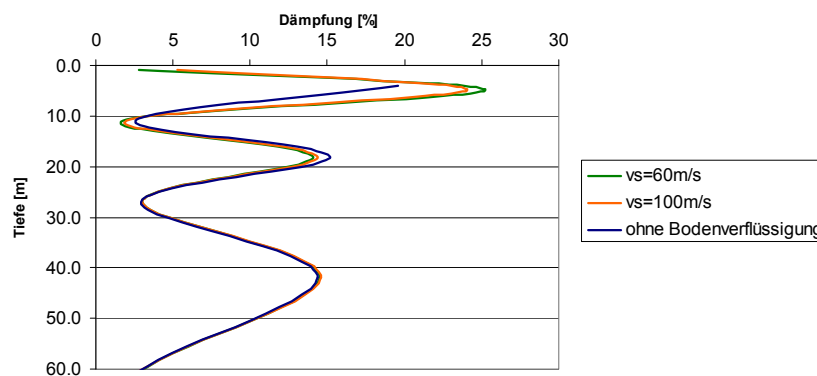


Abbildung 6–10: Dämpfungen über die Tiefe bei einer Variation der Scherwellengeschwindigkeit v_s bei der Modellierung der Bodenverflüssigung mit EERA

6.4 Amplifikationsänderungen

Mit denen im Kapitel 6.2.1 gewählten Modellparameter können die Amplifikationsänderungen aufgrund einer Bodenverflüssigung mit Plaxis modelliert werden. Eine Bodenverflüssigung führt zu kleineren standortspezifischen Antwortspektren an der Oberfläche, da sich die verflüssigte Schicht sehr weich verhält und damit grosse plastische Deformationen erfährt. Die auf dieser verflüssigten Schicht gelegene „Kruste“, die keine Verflüssigung zeigt, wird gedämpft und schwingt daher sehr langsam. Das führt zu sehr kleinen standortspezifischen Antwortspektren sowie horizontalen Verschiebungen an der Oberfläche. Dadurch, dass die „Kruste“ auf der verflüssigten Schicht schwimmt, entstehen keine bleibenden Verformungen.

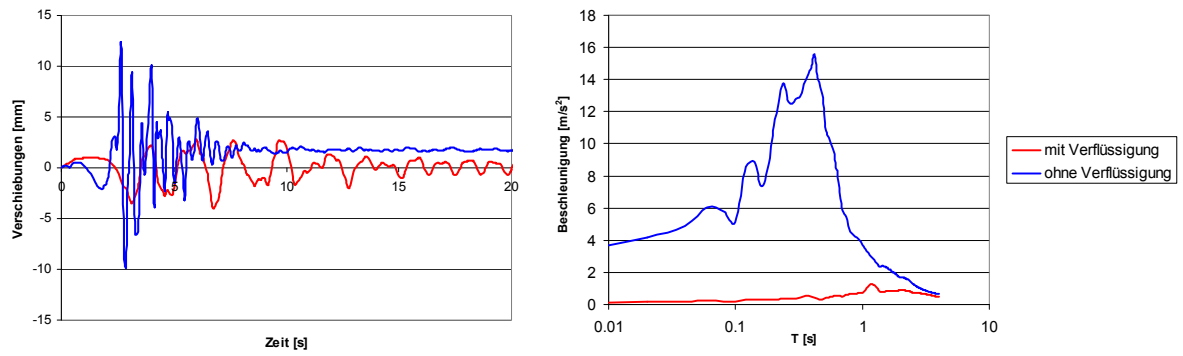


Abbildung 6–11: links: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche, rechts: standortspezifisches Antwortspektrum mit den im Kapitel 6.2.1 gewählten Modellparameter bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

7. Analyse der Foundationen bei einer Bodenverflüssigung

In diesem Kapitel geht es darum, die Foundationen bei Bodenverflüssigung zu modellieren. Dabei spielen die im Kapitel 6.2 gewonnenen Erkenntnisse eine wichtige Rolle. Da Plaxis keine Porenwasserüberdrücke und –unterdrücke modellieren kann, wird hier mit einer Reduktion der Scherwellengeschwindigkeit, des Reibungswinkels und einer Anpassung der Poisson-Zahl an undrainierte Verhältnisse gearbeitet. Bei der Modellierung der Foundationen müssen verschiedene Phasen durchgerechnet werden. Bei der ersten Phase geht es um eine Erstbelastung des Bodens beim Erdruchdruck K_0 („ K_0 procedure“), wobei noch keine Foundation im Modell vorhanden ist. Danach wird die Foundation modelliert, wobei nicht mit reduzierten Bodenkennwerten gearbeitet wird. Sobald diese Phase abgeschlossen ist, wird die Verflüssigung modelliert, wobei eine dynamische Analyse eingeleitet wird und die Modellparameter in der Siltschicht (ohne Kruste) reduziert werden. Die Verflüssigung wird somit erst bei Beginn des Erdbebens modelliert. Hinweise zur Modellierung können dem Anhang A.6 entnommen werden.

7.1 Untersuchung des statischen Grundbruchs

Die Gefahr bei einer Verflüssigung besteht darin, dass aufgrund des Verlustes des Scherwiderstandes ein statischer Grundbruch eintritt. Hier soll der kritische Reibungswinkel nach Lang et al. (2006) bestimmt werden, bei dem ein Grundbruch eintritt. Die Tragfähigkeitsformel lautet:

$$\sigma_f = c \cdot N_c + (\gamma \cdot t + q) \cdot N_q + \frac{1}{2} b \gamma \cdot N_\gamma$$

wobei	c [kPa]	Kohäsion
	γ [kN/m ³]	Raumgewicht
	t [m]	Einbindung der Foundation in den Boden
	q [kPa]	Auflast auf der Bodenoberfläche
	b [m]	Breite der Foundation
	N_c, N_q, N_γ [-]	Tragfähigkeitsfaktoren

Die Tragfähigkeitsfaktoren können folgendermassen bestimmt werden:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \frac{1}{\tan \varphi}, \quad N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{1}{2} \varphi \right), \quad N_\gamma = 1.8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

wobei	φ [°]	Reibungswinkel
-------	---------------	----------------

Hier soll in erster Linie untersucht werden, ob bei der Flachfoundation ein Grundbruch auftreten kann. Der Reibungswinkel beträgt bei einer Verflüssigung $\phi = 5^\circ$, das Raumgewicht $\gamma = 20$ kN/m³ und die Breite der Foundation $b = 30$ m. Es ist keine Einbindung der Foundation in den Boden vorhanden, so dass $t = 0$ m wird. Auch hier wird eine Kohäsion $c = 1$ kPa gewählt, um eine numerische Stabilität zu gewährleisten. Mit Hilfe dieser Formel kann die Tragfähigkeit der Foundation bestimmt werden. Diese beträgt 33 kPa und ist kleiner als die Last, die auf die Foundation wirkt. Das bedeutet, dass aufgrund dieser kleinen Tragfähigkeit ein Grundbruch eintreten kann. Bei dieser Handrechnung wird die grössere Scherfestigkeit in der „Kruste“ nicht berücksichtigt. Eine Berücksichtigung der „Kruste“ würde zu einer grösseren Tragfähigkeit führen.

7.2 Verhalten der Foundation bei einer Bodenverflüssigung

7.2.1 Flachfoundation

Durch die Modellierung der Verflüssigung wird die weiche, verflüssigte Schicht durch die Last des Gebäudes zusammengedrückt, so dass der Boden seitlich ausweichen muss. Es entsteht ein stati-

scher Grundbruch. (Kapitel 7.1) Dadurch entstehen Hebungen rund um die Fundation. (Abbildung 7–1 und Abbildung 7–2) Da die Fundation eine kleine Steifigkeit aufweist, wird die Fundation durch das seitliche Ausweichen des Bodens durchbogen. Die Durchbiegung kann im Extremfall noch grössere Werte erhalten, wenn man davon ausgeht, dass eine vollständige Verflüssigung des Bodens entsteht. Dies liegt daran, dass bei einer Modellierung mit einer Scherwellengeschwindigkeit von 5 m/s und einem Reibungswinkel von 5° ein Restscherwiderstand vorhanden bleibt, der bei einer vollständigen Verflüssigung komplett verloren gehen würde. Die Flachfundation ist in der steifen Schicht nicht eingebunden, so dass sie sich mit der weichen, verflüssigten Schicht frei bewegen kann. Die horizontalen Verformungen der Flachfundation sind demnach dieselben wie die Verformungen des Bodens alleine. Diese Verformungen sind stark von der Anregung des Erdbebens abhängig und daher schwer voraussehbar.

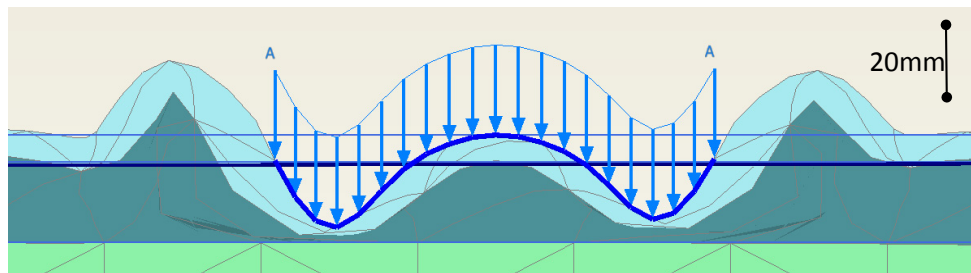


Abbildung 7–1: Verzogenes Netz bei der Modellierung der Flachfundation bei einer Bodenverflüssigung

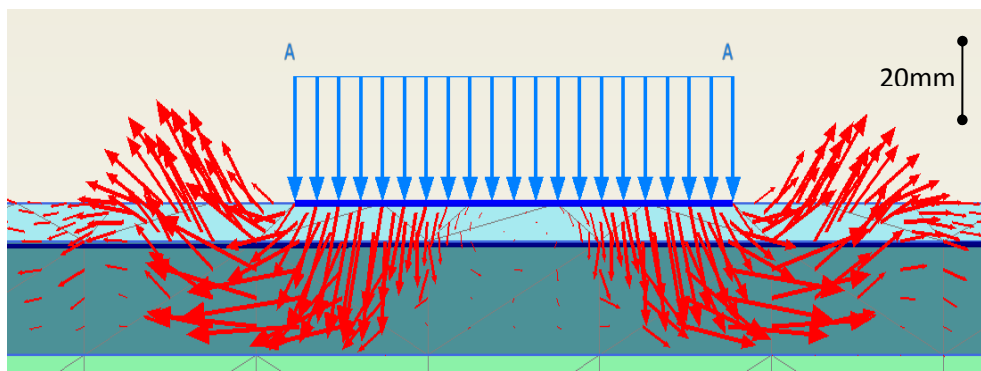


Abbildung 7–2: Verformungen des Bodens bei der Modellierung der Flachfundation bei einer Bodenverflüssigung

7.2.2 Tieffundation

Tieffundation einer Tiefe von 2 m

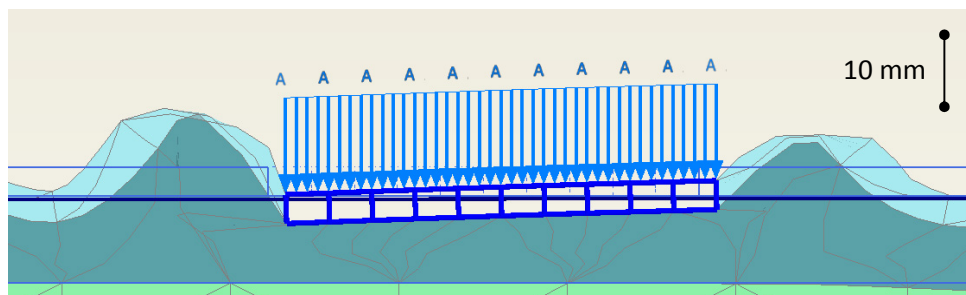


Abbildung 7–3: Verzogenes Netz bei der Modellierung der Tieffundation einer Tiefe von 2 m bei einer Bodenverflüssigung

Das Verhalten der Tieffundation einer Tiefe von 2 m ist dem Verhalten der Flachfundation sehr ähnlich. Massgeblicher Unterschied ist die Steifigkeit der Fundation. Die Fundation verhält sich steifer als

die Flachfundation und kann sich demnach nicht durchbiegen. (Abbildung 7–3) Die Fundation kann sich allerdings aufgrund der Bodenverflüssigung neigen, was zu Problemen bei der Gebrauchstauglichkeit des Gebäudes führen kann. Auch hier tritt ein statischer Grundbruch ein. (Kapitel 7.1) Somit entstehen Hebungen beidseits der Fundation. Links und rechts wird die Fundation von der nichtverflüssigten Kruste gestützt.

Tieffundation einer Tiefe von 4 m

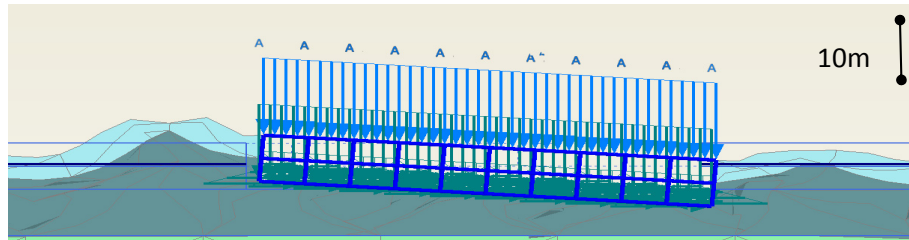


Abbildung 7–4: Verzogenes Netz bei der Modellierung der Tieffundation einer Tiefe von 4 m bei einer Bodenverflüssigung

Auch hier kann ein Grundbruch entstehen. Allerdings muss man beachten, dass die Tragfähigkeit aufgrund der Erhöhung der Einbindung der Fundation in den Boden zunimmt. Durch die Einbindung der Fundation in die weiche, verflüssigte Schicht entstehen bei einer Anregung grosse horizontale Verformungen der verflüssigten Schicht, analog einer Strömung im Wasser. Die Tieffundation führt durch die Einbettung in dieser verflüssigten Schicht zu einer Störung dieser Strömung, so dass auf der einen Seite Hebungen entstehen und es auf der anderen Seite zu Setzungen kommt. (Siehe Abbildung 7–5)

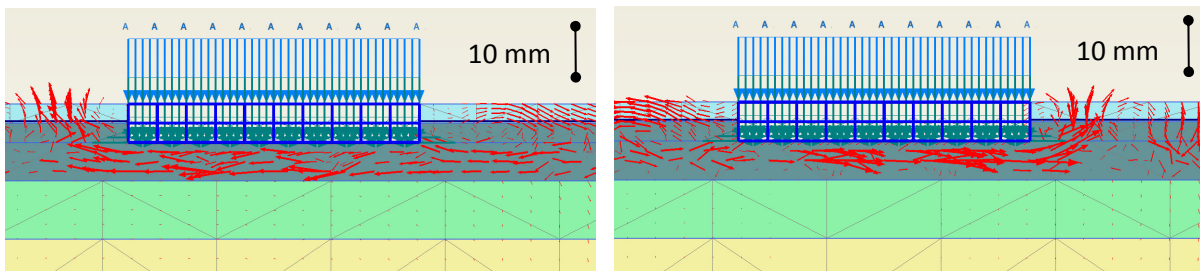


Abbildung 7–5: Verformungen des Bodens bei der Modellierung der Tieffundation einer Tiefe von 4 m, links: bei einer Auslenkung der verflüssigten Siltschicht nach links, rechts: bei einer Auslenkung der verflüssigten Siltschicht nach rechts

Tieffundation einer Tiefe von 10 m

Zu Beginn der Anregung des Erdbebens bewegt sich die verflüssigte Schicht mit dem Erdbeben mit. (Abbildung 7–6) Da sie sich weicher verhält, schwingt diese allerdings langsamer als die anderen Schichten, so dass Ausschwenkungen der verflüssigten Schicht entstehen. Die Fundation ist in der unteren, steifen Kiesschicht eingebettet und verhält sich sehr steif, so dass die Verformungen der Fundation von der steifen Kiesschicht ausgehen. Dadurch wird die Strömung, die von der weichen Schicht ausgeht, unterbrochen und es entstehen Hebungen an der einen Seite, gefolgt von Setzungen auf der anderen Seite, (Abbildung 7–6) was zu einer Verdichtung des Bodens auf beiden Seiten der Fundation führt. Durch die Einleitung der Anregung der steifen Kiesschicht in die Fundation entstehen keine bleibenden Verformungen an der Fundation. Allerdings werden die Beschleunigungen und Verformungen durch die plastischen Dehnungen nicht abgedämpft und diese nehmen kurzfristig grössere Werte an. Aufgrund der steifen Einbindung der Fundation in die Kiesschicht wird der Boden durch die Fundation stark beansprucht, so dass Verdichtungen in Form von plastischen Verformungen entstehen. Durch die lokalen Verdichtungen entstehen am Schluss der Belastung durch das Erdbeben Setzungsmulden beidseits der Fundation. In der verflüssigten Siltschicht werden die Wände

der Fundation vom umgebenden Boden nicht mehr gehalten, was zu zusätzlichen Belastungen der Wände der Fundation führt.

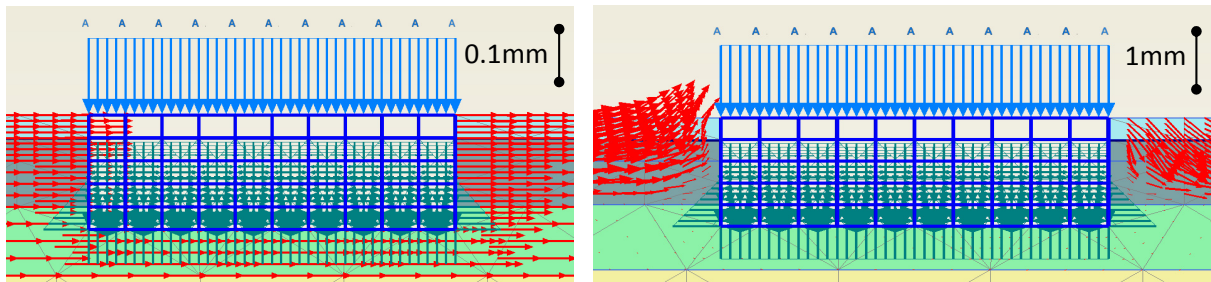


Abbildung 7–6: Verformungen des Bodens bei der Modellierung der Tieffundation einer Tiefe von 10 m, links: zu Beginn der Anregung durch das Erdbeben, rechts: nach einer gewissen Zeit nach Einleitung des Erdbebens

7.2.3 Pfahlfundation

Die Modellierung der Pfahlfundation führt zu numerischen Problemen, wenn eine Scherwellengeschwindigkeit kleiner als 10 m/s eingesetzt wird. Eine Vergrößerung der Dicke der Pfahldurchmesser führt hier zu keinerlei Verbesserung dieser numerischen Instabilitäten. Um diese numerischen Probleme zu lösen, wird mit einer Scherwellengeschwindigkeit von 10 m/s gerechnet, so dass die Modellierung einwandfrei funktioniert. Bei kleinen Durchmessern der Pfähle besteht die Gefahr des Ausknickens, da diese bei einer vollständigen Verflüssigung nicht mehr seitlich gehalten werden. Dieses Ausknicken sollte demnach beim Bau einer Pfahlfundation zusätzlich untersucht werden. Bei einer Modellierung von Pfählen mit Plaxis, die einen Durchmesser von 0.3 m aufweisen, führt die Belastung durch die Gebäudelasten bei einer Verflüssigung zu einem Kollaps. Die Pfähle können bei einer Verflüssigung die Gebäudelasten nicht mehr aufnehmen und knicken aus. Deshalb werden in dieser Arbeit nur noch Pfähle mit einem Durchmesser von 0.75 m analysiert.

Die Pfähle werden oben durch die „Kruste“ und unten durch die steifere Kiesschicht gehalten. Zusätzlich sind die Pfähle aufgrund der Fundation oben zusammengehalten, so dass oben eine Einspannung entsteht. In der verflüssigten Schicht werden die Pfähle vom umgebenden Boden nicht mehr seitlich gehalten. Dies kann zu grossen Belastungen aufgrund der Bodenverflüssigung führen. Das Verhalten der verflüssigten Schicht ist analog zur Tieffundation von 10 m. Die Pfähle wirken als Störung der Verformungen der verflüssigten Siltschicht, so dass Setzungen bzw. Hebungen seitlich der Fundation entstehen. (Abbildung 7–7) Dies führt zu lokalen Verdichtungen, die schliesslich am Ende der Belastung durch das Erdbeben zu Setzungsmulden beidseits der Fundation führen. Die Pfahlfundation verhält sich weniger steif als die Tieffundation.

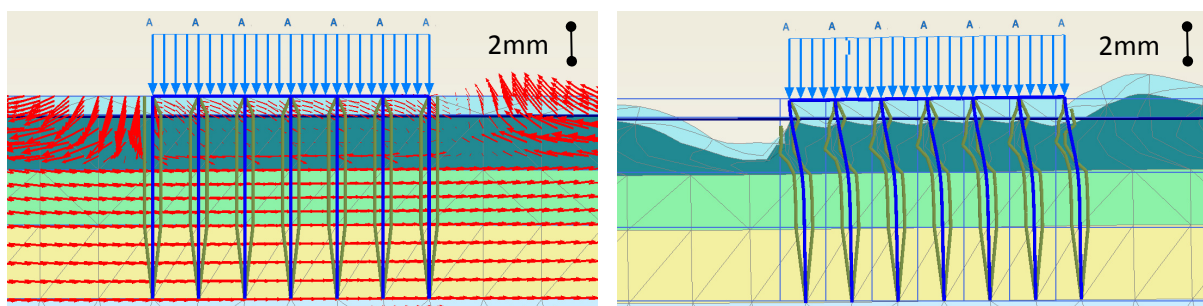


Abbildung 7–7: links: Verformungen des Bodens bei der Modellierung der Pfahlfundation, rechts: verzogenes Netz bei der Modellierung der Pfahlfundation bei einer Bodenverflüssigung

In der verflüssigten Schicht zwischen den Pfählen entstehen grosse horizontale Verformungen. Diese verflüssigten Abschnitte zwischen den Pfählen können nicht entweichen, da diese oben von der Fundation und unten von der steifen Kiesschicht eingegrenzt sind. Zusätzlich kommt dazu, dass die Pfahl-

fundation als unendliches Streifenfundament modelliert wird und der Boden demnach auch nicht nach hinten und vorne ausweichen kann. (Siehe Abbildung 7–8)

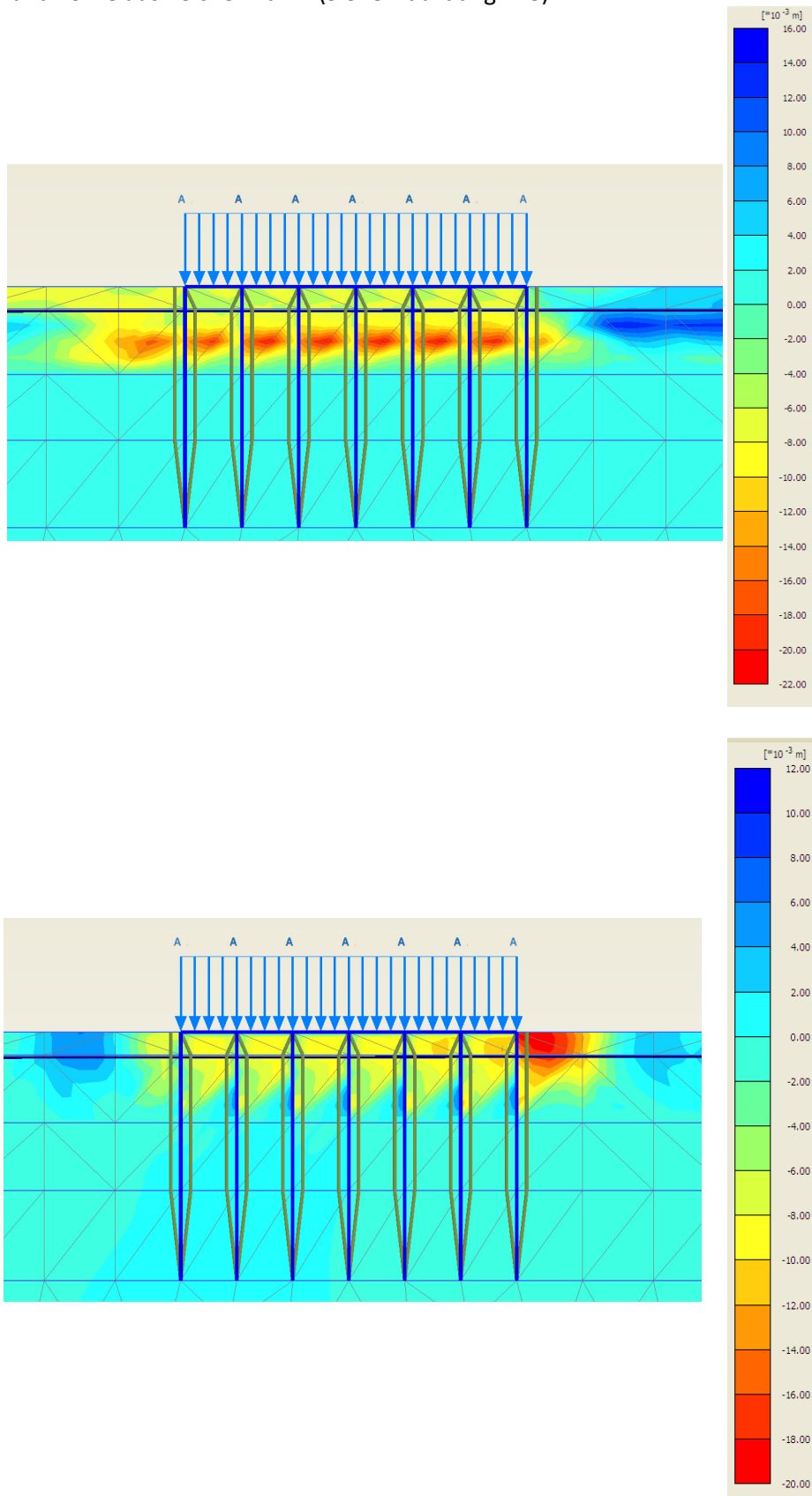


Abbildung 7–8: oben: horizontale Verschiebungen zwischen den Pfählen,
unten: vertikale Verschiebungen zwischen den Pfählen

7.3 Vergleich der Fundationstypen

Um die Fundationen bezüglich Bodenverflüssigung zu vergleichen, werden die Fundationstypen analog dem Kapitel 5 bewertet.

7.3.1 Standortspezifisches Antwortspektrum

Je steifer sich die Fundation verhält, desto mehr verschiebt sich das standortspezifische Antwortspektrum nach links. (Abbildung 7–9) Dies ist vor allem beim Vergleich der Flachfundation und Pfahlfundation ersichtlich. Die Flachfundation verhält sich sehr weich, da sie nur aus einer einzelnen Platte besteht. Die Pfahlfundation mit Pfählen eines Durchmessers von 0.75 m verhält sich steif und verschiebt sich daher nach links, da sie schneller schwingt. Sobald die Fundation in der unteren Kiesschicht eingebettet ist, entstehen grössere standortspezifische Antwortspektren, da die Anregung der Pfähle von dieser Kiesschicht ausgeht. Bei der Flachfundation bzw. der Tieffundation einer Tiefe von 2 m und 4 m, die nicht in der Kiesschicht eingebettet ist, nehmen die standortspezifischen Antwortspektren sehr kleine Werte an, da sie aufgrund der entstehenden plastischen Dehnungen der verflüssigten Schicht gedämpft werden. Zudem ist erkennbar, dass die Pfahlfundation bei einer Bodenverflüssigung kleinere Werte als ohne Bodenverflüssigung annimmt, da sie vom umgebenden weichen Boden nicht zusätzlich angeregt wird.

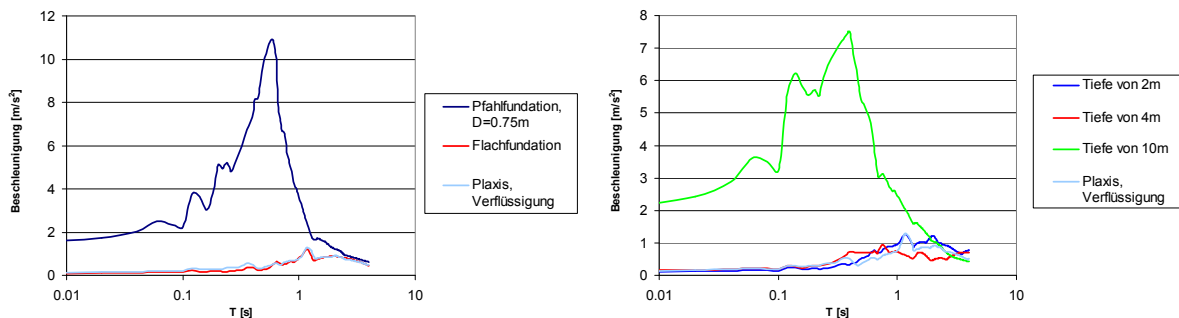


Abbildung 7–9: Standortsspezifisches Antwortspektrum für die verschiedenen Fundationstypen bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

Mit den in Abbildung 7–9 dargestellten standortspezifischen Antwortspektren kann die Maximalbeschleunigung der verschiedenen Fundationstypen bei einer Bodenverflüssigung in Tabelle 7–1 zusammengestellt werden.

Tabelle 7–1: Zusammenstellung der Maximalbeschleunigung bei einer Bodenverflüssigung

Flachfundation	0.10 m/s^2
Pfahlfundation (D=0.75 m)	1.61 m/s^2
Tieffundation von 2 m	0.11 m/s^2
Tieffundation von 4 m	0.15 m/s^2
Tieffundation von 10 m	2.22 m/s^2

7.3.2 Maximale horizontale Verschiebungen der Fundation

Wie im Kapitel 5.4 erläutert, widerspiegeln die maximalen horizontalen Verschiebungen der Fundation die Beschleunigungen. Bei grossen Beschleunigungen entstehen zwangsläufig auch grössere Verschiebungen. Zudem kann man feststellen, dass die Verschiebungen an der Oberfläche bei einer Einbettung in der steifen Kiesschicht viel schneller verlaufen, als wenn sie keine Einbettung erfahren. Dies liegt daran, dass sich die verflüssigte Schicht sehr weich verhält und demnach langsam schwingt. Das führt zu langsamen Bewegungen an der Oberfläche in der „Kruste“. Zudem kann man erkennen, dass die horizontalen Verschiebungen aufgrund der plastischen Dehnungen der verflüssigten Schicht gedämpft werden.

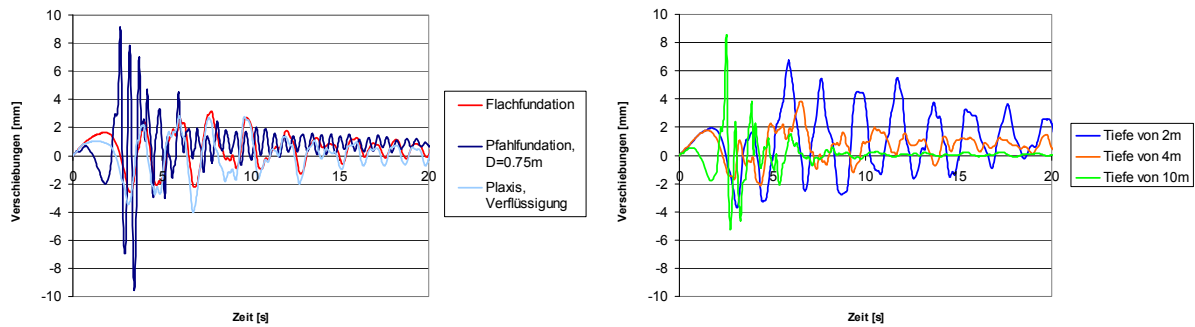


Abbildung 7–10: horizontale Verschiebungen der verschiedenen Fundationstypen (gemessen im Punkt A in Abbildung 5–5) bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

Mit den in Abbildung 7–10 dargestellten horizontalen Verschiebungen kann die maximale Verschiebung im Punkt A der Abbildung 5–5 bei einer Bodenverflüssigung zusammengestellt werden. (Tabelle 7–2)

Tabelle 7–2: Zusammenstellung der maximalen horizontalen Verschiebung in der Mitte der Foundation bei einer Bodenverflüssigung

Flachfundation	3.15 mm
Pfahlfundation (D=0.75 m)	-9.57 mm
Tieffundation von 2 m	-3.71 mm
Tieffundation von 4 m	3.84 mm
Tieffundation von 10 m	8.48 mm

7.3.3 Neigung der Foundation

Eine Einbettung der Foundation in die Kiesschicht führt zu kleineren Neigungen, da sich die Foundation aufgrund der steifen Einbettung nicht verschieben kann. Sobald diese Einbettung nicht mehr vorhanden ist, verformt sich die Foundation mit dem umgebenden, verflüssigten Boden und es entstehen grosse Neigungen. Zudem besteht die Gefahr, dass aufgrund des statischen Grundbruchs noch grössere Neigungen bei einer vollständigen Verflüssigung entstehen. Die maximale Neigung der verschiedenen Foundationstypen bei einer Bodenverflüssigung kann der Tabelle 7–3 entnommen werden.

Tabelle 7–3: Zusammenstellung der maximalen Neigungen der Foundation bei einer Bodenverflüssigung

Flachfundation	0.385 mrad
Pfahlfundation (D=0.75m)	0.075 mrad
Tieffundation von 2 m	0.120 mrad
Tieffundation von 4 m	0.174 mrad
Tieffundation von 10 m	-0.051 mrad

7.3.4 Verhalten des Bodens um die Foundation

Flachfundation

Bei der Flachfundation entsteht aufgrund der Gebäudelasten bei einer Bodenverflüssigung ein statischer Grundbruch. Der Boden weicht seitlich aus, so dass sich Hebungen beidseits der Foundation bilden. Die Verschiebungen des Bodens nach der Einwirkung des Erdbebens werden in der Abbildung 7–11 dargestellt.

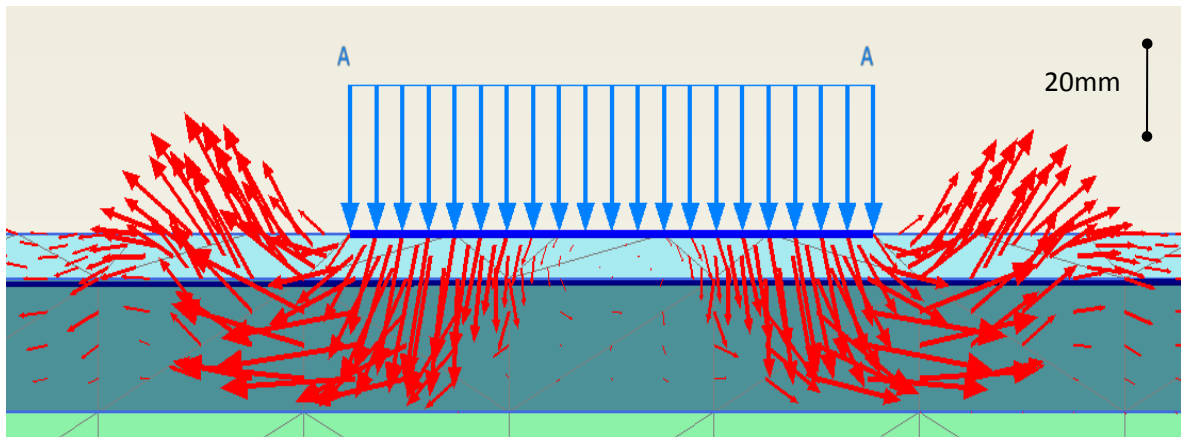


Abbildung 7-11: Verformungen des Bodens bei der Modellierung der Flachfundation nach der Einwirkung des Erdbebens bei einer Bodenverflüssigung

Die Abbildung 7-12 stellt die vertikalen bzw. die horizontalen Verschiebungen des Bodens links und rechts der Fundation an der Oberfläche über die Zeit dar. Der Boden verschiebt sich vertikal in positiver y-Richtung, d.h. der Boden hebt sich. Der Boden rechts der Fundation verschiebt sich horizontal in positiver x-Richtung, d.h. nach rechts, während der Boden links der Fundation sich in negativer x-Richtung, d.h. nach links verschiebt. Es bilden sich vertikale, bleibende Verschiebungen von ca. 6 mm, während horizontal bleibende Verschiebungen von 8 mm entstehen.

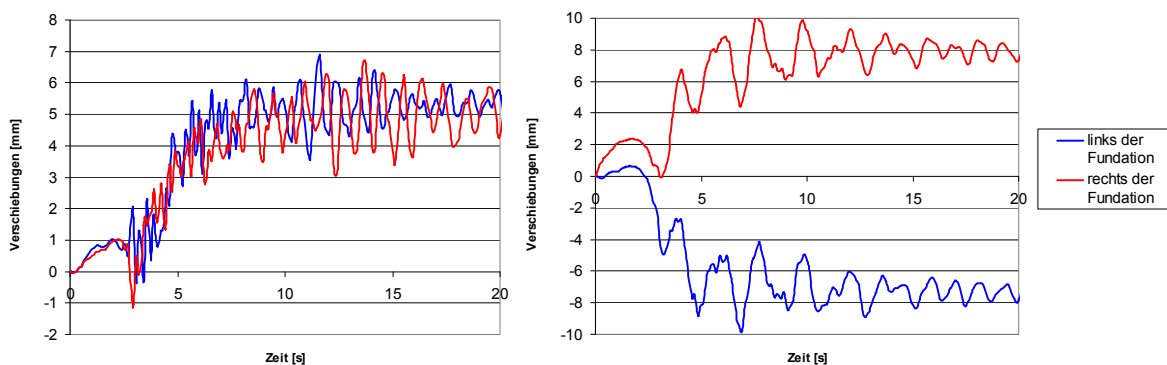


Abbildung 7-12: links: vertikale Verschiebungen des Bodens links bzw. rechts der Fundation an der Oberfläche über die Zeit, rechts: horizontale Verschiebungen des Bodens links bzw. rechts der Fundation an der Oberfläche über die Zeit

Nun sollen die bleibenden Verformungen in der Fundation analysiert werden. Wie im Kapitel 7.2.1 erläutert wurde, biegt sich die Fundation aufgrund eines statischen Grundbruchs links und rechts durch, weshalb hier die vertikalen bzw. die horizontalen Verschiebungen nicht in der Mitte der Fundation, sondern in der linken bzw. in der rechten Ecke der Fundation abgebildet werden sollen. Es ist in Abbildung 7-13 erkennbar, dass sich die linke Ecke der Fundation vertikal setzt und horizontal nach links verschiebt (in negativer x-Richtung). Die rechte Ecke der Fundation verschiebt sich vertikal nach unten und horizontal nach rechts. Der dabei resultierende Vektor kann der Abbildung 7-11 entnommen werden. Die bleibenden Verschiebungen an der Fundation betragen vertikal ca. 10 mm und horizontal ca. 8 mm. Bei einer vollständigen Verflüssigung würden grössere bleibende Verformungen entstehen.

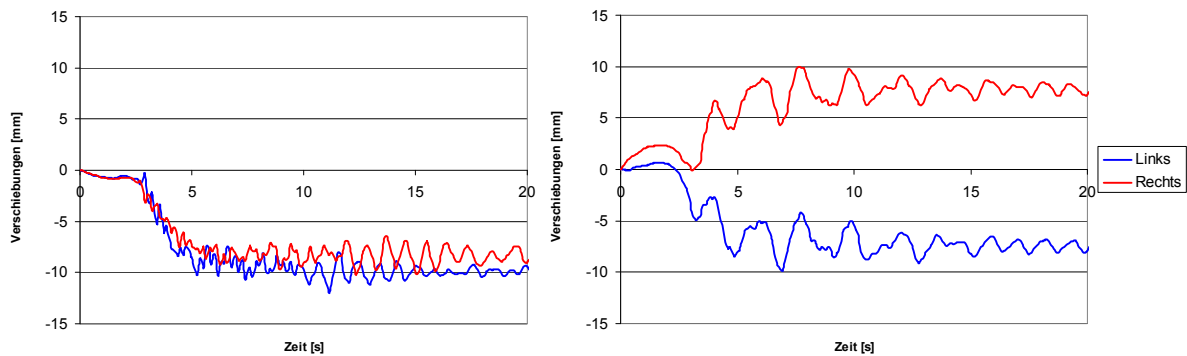


Abbildung 7–13: links: vertikale Verschiebungen der linken bzw. rechten Ecke der Fundation über die Zeit, rechts: horizontale Verschiebungen der linken bzw. rechten Ecke der Fundation über die Zeit

Pfahlfundation

Wie im Kapitel 7.2.3 erläutert, ist die Pfahlfundation in der steiferen Kiesschicht eingebettet. Da sich die Pfähle oben durchbiegen können, wird der Boden durch diese horizontalen Verschiebungen des Pfahlkopfs zusammengedrückt, so dass sich dieser immer wieder auflockert und verdichtet. Aufgrund dieser Verdichtung entstehen analog zum Kapitel 5.7 Setzungen rund um die Fundation. (Abbildung 7–14) Diese bleibenden Setzungen betragen ca. 30 mm. Es entstehen grössere bleibende Verformungen im Boden bei der Pfahlfundation als bei der Tieffundation einer Tiefe von 10 m. Die Tieffundation erfährt durch die Einbindung in der steifen Kiesschicht und der grossen Steifigkeit der Fundation nur kleine Durchbiegungen, die den Boden weniger belasten.

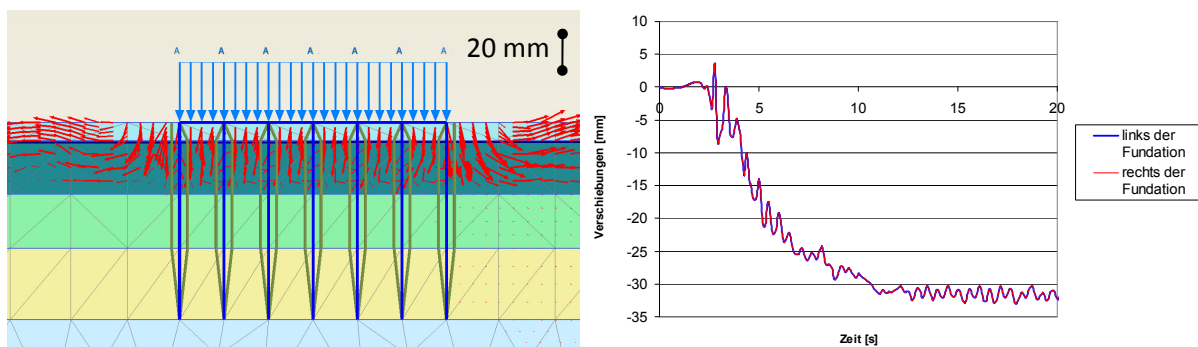


Abbildung 7–14: links: Verformungen des Bodens bei der Modellierung der Pfahlfundation nach der Einwirkung des Erdbebens bei einer Bodenverflüssigung, rechts: horizontale Verschiebungen des Bodens links bzw. rechts der Fundation an der Oberfläche über die Zeit

Die bleibenden Verformungen an der Fundation selbst sind sehr klein. (Abbildung 7–15) Aufgrund der Einbettung in die steife Kiesschicht bilden sich zwar Verformungen aus, diese sind allerdings nicht bleibend, da sich aufgrund der Einbindung in die steife Kiesschicht und der Steifigkeit in der Fundation keine plastischen Dehnungen in der Fundation ausbilden können. Die bleibenden vertikalen Verschiebungen nehmen Werte von etwa 0.1 mm an, während die bleibenden horizontalen Verschiebungen ca. 1 mm betragen.

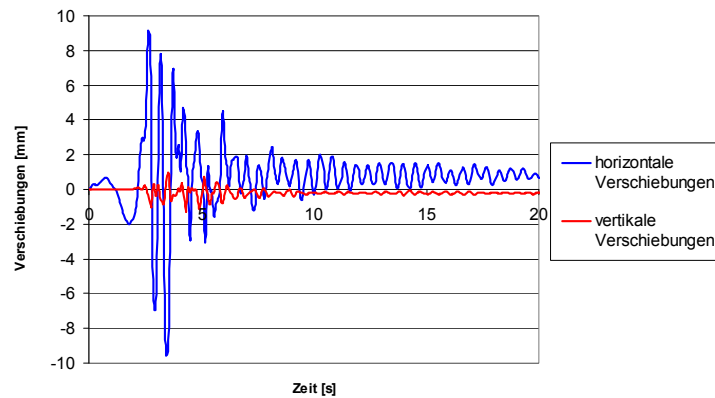


Abbildung 7–15: horizontale bzw. vertikale Verschiebungen des rechten Pfahlkopfs über die Zeit

Tieffundation

Die Tieffundation einer Tiefe vom 2 m verhält sich analog zur Flachfundation. Es bildet sich links und rechts der Fundation eine Hebung aus, da der Verlust der Scherfestigkeit durch die Verflüssigung zu einem statischen Grundbruch führt. Bei einer Tieffundation von 4 m bzw. 10 m bildet sich links und rechts der Fundation eine Setzungsmulde aus, da sich der Boden aufgrund der Bewegung der Fundation verdichtet. (Abbildung 7–16) Hier soll die Fundation einer Tiefe von 10 m untersucht werden, da diese aufgrund ihrer Einbindung in die Kiesschicht ein steiferes Verhalten als eine Fundation einer Tiefe von 4 m aufweist. Durch die steife Einbindung in die Kiesschicht bilden sich keine unvorhersehbaren Verformungen bzw. Neigungen wie bei einer Tieffundation einer Tiefe von 4 m. Es ist erkennbar, dass sich die Tieffundation analog der Pfahlfundation verhält. Auch hier entstehen bleibende Verschiebungen im Boden aufgrund der steifen Fundation. Die bleibenden Verschiebungen betragen vertikal ca. 10 mm, während die horizontalen Werte 10 mm betragen. Der Boden rechts der Fundation verschiebt sich um 10 mm nach rechts (in positiver x-Richtung), während der Boden links sich nach links (in negativer x-Richtung) um 8 mm verschiebt. (Abbildung 7–17) Die bleibenden Verformungen im Boden nehmen aber kleinere Werte als bei der Pfahlfundation an, da die Fundation oben kleinere Durchbiegungen erfährt und den Boden damit auch weniger belastet. Die Fundation wird durch die Einbindung in der Kiesschicht zurückgehalten.

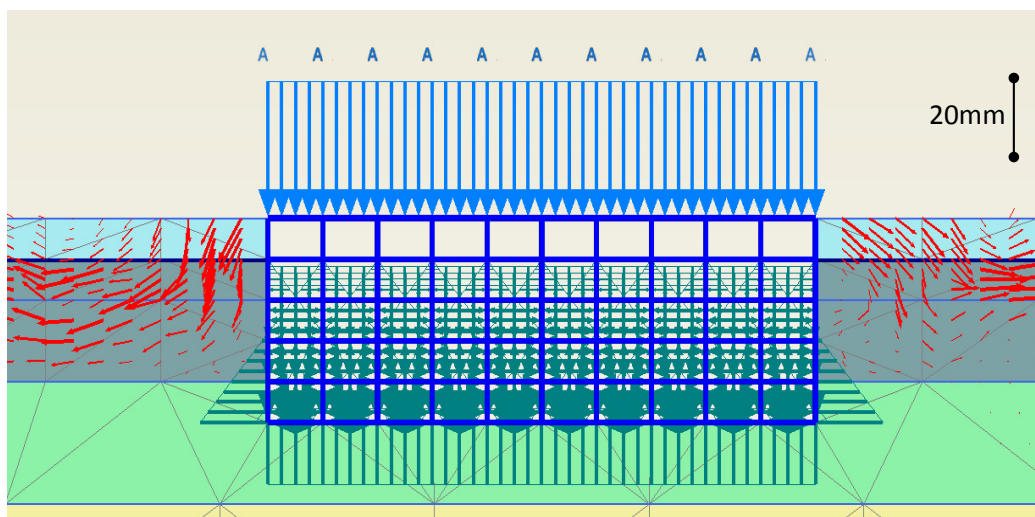


Abbildung 7–16: Verformungen des Bodens bei der Modellierung der Tieffundation einer Tiefe von 10 m nach der Einwirkung des Erdbebens bei einer Bodenverflüssigung

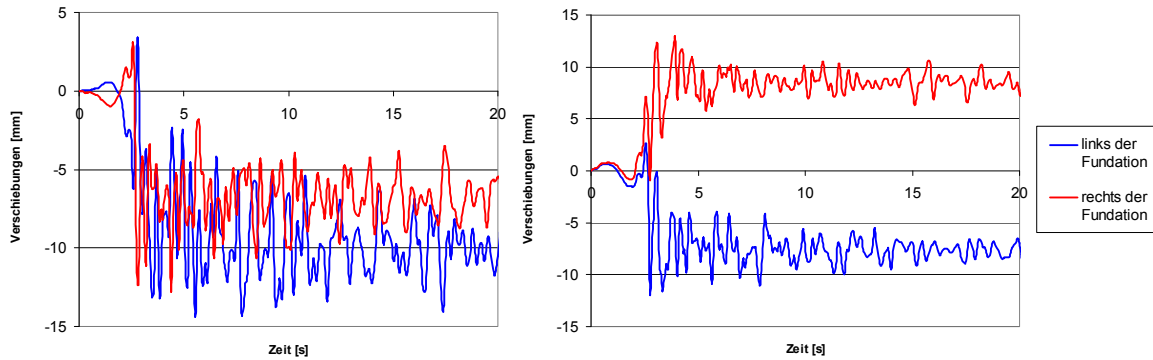


Abbildung 7–17: links: vertikale Verschiebungen des Bodens links bzw. rechts der Fundation an der Oberfläche über die Zeit, rechts: horizontale Verschiebungen des Bodens links bzw. rechts der Fundation an der Oberfläche über die Zeit

Auch hier nehmen die bleibenden Verschiebungen an der Fundation analog zur Pfahlfundation aufgrund der Einbindung in die Kiesschicht sehr kleine Werte an. (Abbildung 7–18)

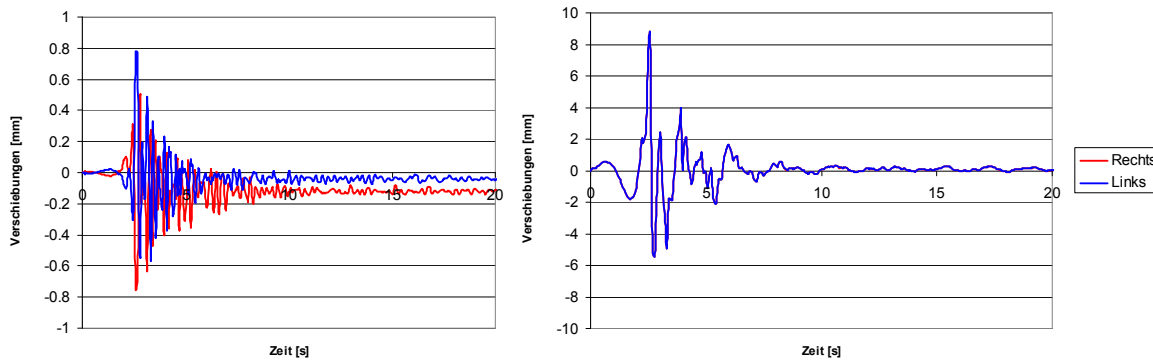


Abbildung 7–18: links: vertikale Verschiebungen der linken bzw. rechten oberen Ecke der Fundation über die Zeit, rechts: horizontale Verschiebungen der linken bzw. rechten oberen Ecke der Fundation über die Zeit

Zusammenstellung der Resultate

Nach EN 1998-5 (2004) ist es von grosser Wichtigkeit, dass keine bleibenden, d.h. plastischen Verformungen an der Fundation entstehen. Deshalb werden die bleibenden Verformungen der verschiedenen Fundationstypen miteinander verglichen. (Tabelle 7–4 und Tabelle 7–5)

Tabelle 7–4: Zusammenstellung der bleibenden horizontalen Verschiebungen der Fundation

Flachfundation	7.3 mm
Pfahlfundation (D=0.75 m)	0.7mm
Tieffundation von 2 m	2.5 mm
Tieffundation von 4 m	1.3 mm
Tieffundation von 10 m	0.0 mm

Tabelle 7–5: Zusammenstellung der bleibenden vertikalen Verschiebungen der Fundation

Flachfundation	-10 mm
Pfahlfundation (D=0.75 m)	-0.2 mm
Tieffundation von 2 m	-4 mm
Tieffundation von 4 m	-1.5 mm
Tieffundation von 10 m	-0.1 mm

7.3.5 Maximale Belastung an den Wänden bzw. an den Pfählen

Bei einer Verflüssigung wird der Wand die Stützung durch den Boden entzogen. Dies führt lokal bei der verflüssigten Schicht zu grösseren Belastungen. Diese zusätzlichen Belastungen betragen bei der Tieffundation einer Tiefe von 10 m etwa 18 kPa. Bei der Pfahlfundation führt die Verflüssigung zu zusätzlichen Belastungen von ca. 32 kPa. (Abbildung 7–19)

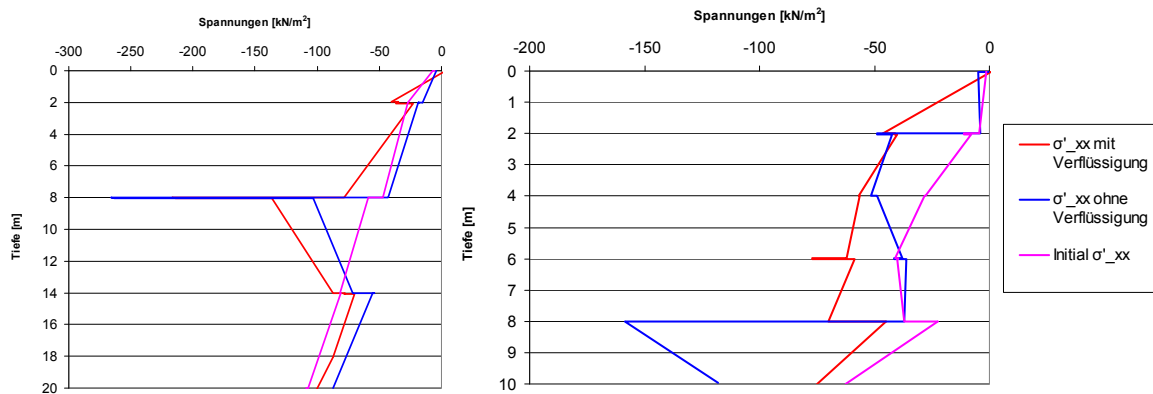


Abbildung 7–19: links: maximale Belastung des rechten Pfahls durch den Boden über die Tiefe, rechts: maximale Belastung der rechten Wand der Tieffundation durch den Boden über die Tiefe

7.4 Vergleich der Foundationstypen bei einer Bodenverflüssigung

In diesem Kapitel sollen die verschiedenen Foundationstypen miteinander verglichen werden. Allerdings muss hier beachtet werden, dass ein Gebäude einen Einfluss auf die Fundation hat, der hier nicht untersucht wird. Dieser Einfluss soll im Kapitel 8 untersucht werden. Die Foundationstypen wurden nach Bewertungskriterien ausgewertet. (Tabelle 7–6) Die verschiedenen Farben geben Aufschluss, wie gut die Kriterien erfüllt werden. Grün weist auf eine gute Erfüllung des Kriteriums hin, gelb auf eine mittlere Erfüllung und rot auf eine schlechte Erfüllung. Die Pfahlfundation mit Pfählen eines Durchmessers von 0.3 m mussten aufgrund des Knickens bei einer Bodenverflüssigung ausgeschlossen werden.

Tabelle 7–6: Bewertung der Foundationstypen

Fundation	Bewertungskriterien							
	Gefährdung aufgrund des statischen Grundbruchs	Gefährdung des Ausknickens der Pfähle	Standortspezifisches Antwortspektrum	Maximale horizontale Verschiebungen	Maximale Neigung	Belastung aufgrund des Erdbebens	Bleibende Verformung an der Fundation	Bleibende Verformung im Boden
Flachfundation	rot	grün	grün	grün	rot	grün	rot	rot
Pfahlfundation (D=0.75 m)	grün	rot	gelb	rot	gelb	rot	grün	rot
Tieffundation von 2 m	rot	grün	grün	grün	rot	gelb	gelb	grün
Tieffundation von 4 m	rot	grün	grün	grün	rot	gelb	gelb	grün
Tieffundation von 10 m	grün	grün	rot	gelb	grün	gelb	grün	grün

Zusammenfassend kann folgendes erkannt werden:

- **Flachfundation:** Die Flachfundation hat keine Einbindung in die steifere Kiesschicht und liegt an der Oberfläche auf. Aufgrund der Bodenverflüssigung entsteht eine weiche Schicht, die durch die Entwicklung von plastischen Dehnungen die Beschleunigungen und die Verschiebungen in der Flachfundation dämpfen. Allerdings kommt es aufgrund des Verlustes der Scherfestigkeit zu einem statischen Grundbruch. Die Flachfundation biegt sich aufgrund ihrer geringen Steifigkeit durch und es entstehen grosse Neigungen und bleibende Verformungen an der Fundation. Die Fundation muss aufgrund der Gefährdung eines Grundbruchs durch den vollständigen Verlust der Scherfestigkeit durch die Bodenverflüssigung ausgeschlossen werden.
- **Pfahlfundation:** Die Pfahlfundation wird in die steifere Kiesschicht eingebunden. Durch die Bodenverflüssigung wird die Fundation vom umgebenden Boden (im Gegensatz zum Kapitel 5.3) nicht angeregt, so dass kleinere Beschleunigungen an der Fundation entstehen. Die Fundation verhält sich im Gegensatz zur Tieffundation weniger steif, so dass grössere horizontale Verschiebungen und Neigungen an der Fundation entstehen. Durch die Durchbiegung der Pfähle an der Oberfläche entstehen grössere Belastungen der Pfähle durch den Boden und der Boden wird dadurch auch mehr belastet, so dass grössere bleibende Verformungen im Boden entstehen. Grösstes Problem ist die Gefahr des Ausknickens der Pfähle bei einer Bodenverflüssigung. Wenn die Pfähle ausknicken, besteht das Risiko, dass sich die Fundation analog einer Flachfundation verhält und somit zu grossen Neigungen aufgrund eines Grundbruchs führen kann. Deswegen sollte dieser Fundationstyp wenn möglich vermieden werden, da hier ein grosses Risiko besteht.
- **Tieffundation:** Die Tieffundation wird in die steifere Kiesschicht eingebunden und verhält sich sehr steif. Durch die Einbindung in die Kiesschicht wird die Anregung der Fundation von dieser Kiesschicht ausgehen. Durch die Bodenverflüssigung entstehen keine zusätzlichen Dämpfungen der Beschleunigungen und der Verschiebungen durch die verflüssigte Schicht, die grosse plastische Verformungen erfährt und es entstehen keine bleibenden Verschiebungen an der Fundation. Auch die Neigungen an der Fundation können somit klein gehalten werden. Der Boden wird nicht so stark belastet wie bei der Pfahlfundation. Die Bodenverflüssigung hat lediglich einen Einfluss auf die zusätzliche Belastung der Wände der Fundation. Diese sollten bei der Bemessung berücksichtigt werden. Dieser Fundationstyp bietet sich bei Industrieanlagen an, die keinen Schaden durch ein Erdbeben nehmen sollten, da sich das ganze System durch die Ausbildung der Fundation und durch die Einbindung in die Kiesschicht sehr steif verhält.

8. Einfluss des Gebäudes auf die Fundation

In den Kapiteln 5.8 und 7.4 konnte festgestellt werden, dass die Tieffundation einer Tiefe von 10 m der beste Fundationstyp darstellt. Allerdings wurde dort ein Gebäude als verteilte Last modelliert. Da der Schwerpunkt des Gebäudes weiter oben liegt und demnach bei dieser Modellierung nicht ausschwenken kann, sollte der Einfluss eines Gebäudes auf die Fundation genauer untersucht werden. Ein Gebäude im Lonza Areal dient in erster Linie der Industrie, weshalb ein Gebäude dieser Art untersucht werden soll. Das Gebäude, das hier modelliert werden soll, hat eine Breite von 30 m und eine Höhe von 12 m. Dies entspricht einem Gebäude mit zwei Stockwerken à 4 m Höhe. Die Decken und Wände bestehen aus Beton und haben eine Dicke von 0.3 m. Zusätzlich wirkt auf die Stockwerke eine verteilte Last von 14.5 kN/m. Diese entspricht der im Kapitel 5.1 bestimmten Lasteinwirkung pro Stockwerk. Für das Gebäude wird eine Rayleigh Dämpfung mit $\alpha_R=0.2320$ und $\beta_R=8 \cdot 10^{-3}$ festgelegt. Es muss in diesem Schritt allerdings beachtet werden, dass die Höhe und Beschaffenheit des Gebäudes einen grossen Einfluss auf die Resultate hat und demnach beim Bau eines Gebäudes unbedingt verifiziert werden soll. In diesem Kapitel soll der Einfluss des Gebäudes anhand der Bestvariante zusätzlich bei einer Bodenverflüssigung untersucht werden. Die Modellierung des Baugrunds wird analog dem Kapitel 4 entnommen. Die Parameter für die Modellierung der Tieffundation soll aus dem Kapitel 5.1 abgeleitet werden. Die Eingabe der Modellierung wird in der Abbildung 8–1 dargestellt.

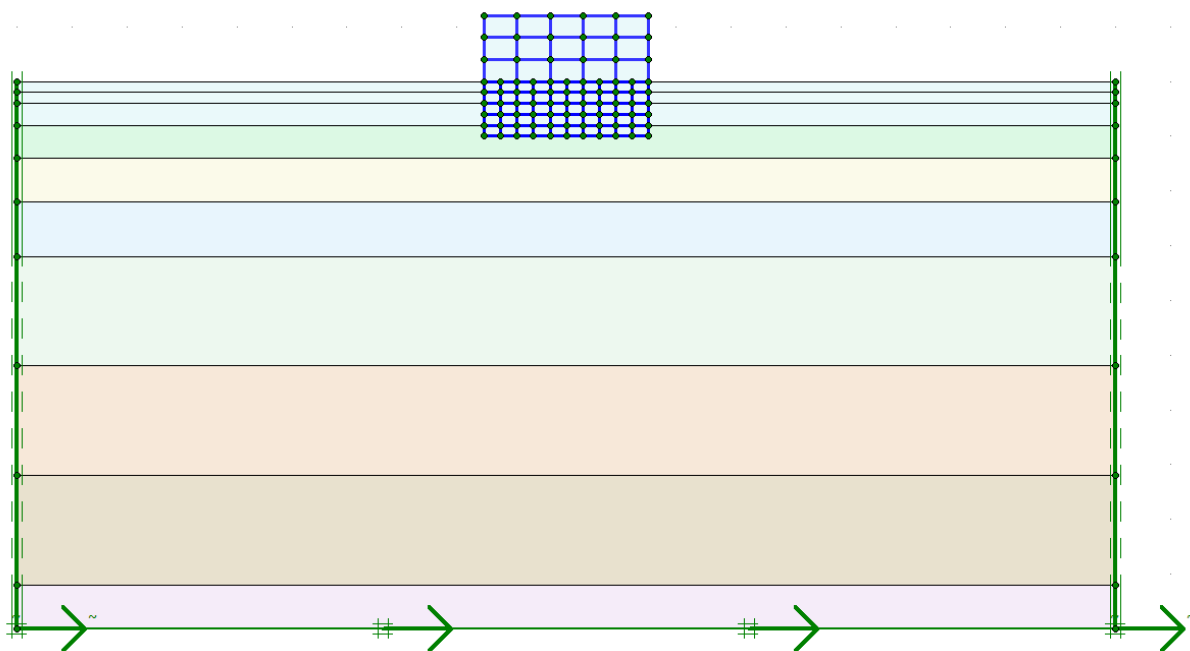


Abbildung 8–1: Modellierung des Einfluss des Gebäudes mit Plaxis

8.1 Ohne Bodenverflüssigung

8.1.1 Einfluss auf die Verschiebungen

Ein Gebäude hat fast keinen Einfluss auf die horizontalen Verschiebungen. In der Abbildung 8–2 wird der Einfluss des Gebäudes auf die horizontalen Verschiebungen abgebildet. Dabei werden die Verschiebungen an der Fundation einerseits mit und ohne Gebäude modelliert. „Ohne Gebäude“ entspricht einer Modellierung des Gebäudes als verteilte Last. Es wird ersichtlich, dass das Gebäude einen geringen Einfluss auf die horizontalen Verschiebungen ausübt.

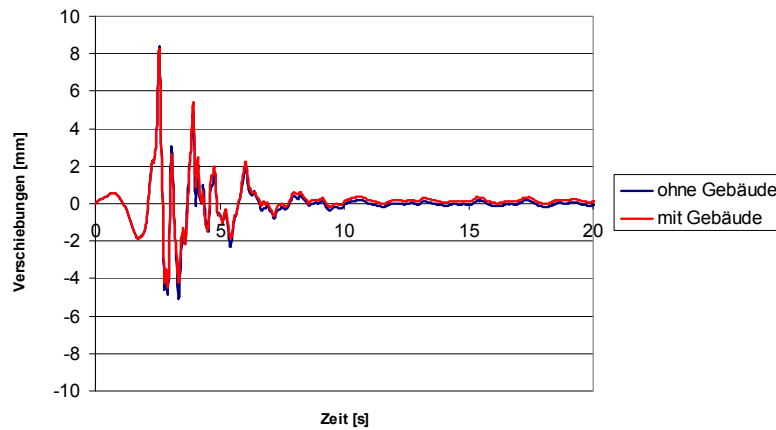


Abbildung 8–2: Einfluss des Gebäudes auf die horizontalen Verschiebungen an der Fundation

Allerdings hat das Gebäude einen grossen Einfluss auf die vertikalen Verschiebungen, da das Gebäude im Gegensatz zur angenommenen verteilten Last im Kapitel 5.1 mitschwingt. Aufgrund dieses Mitschwingens entstehen zusätzliche vertikale Verschiebungen. (Abbildung 8–3) Diese zusätzlichen vertikalen Verschiebungen haben einen Einfluss auf die Neigung der Fundation. Die Neigungen nehmen bei einer Modellierung des Gebäudes zu, da grössere vertikale Verschiebungen entstehen. (Abbildung 8–4)

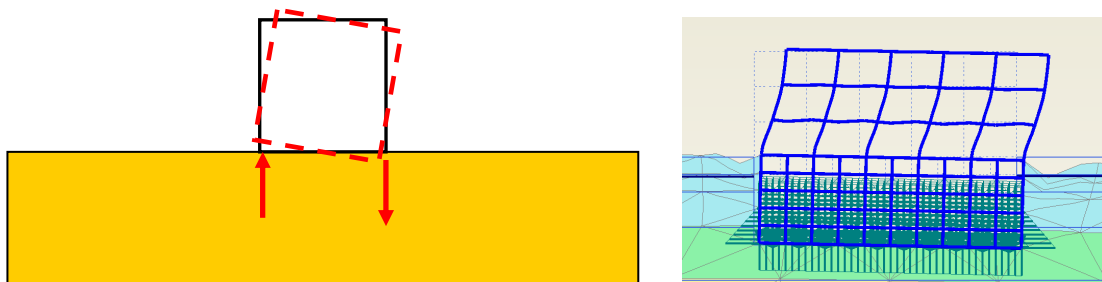


Abbildung 8–3: links: schematische Darstellung des Mitschwingens und der dadurch entstehenden vertikalen Verschiebungen, rechts: Verschiebungen, die aufgrund der Modellierung mit Plaxis entstehen.

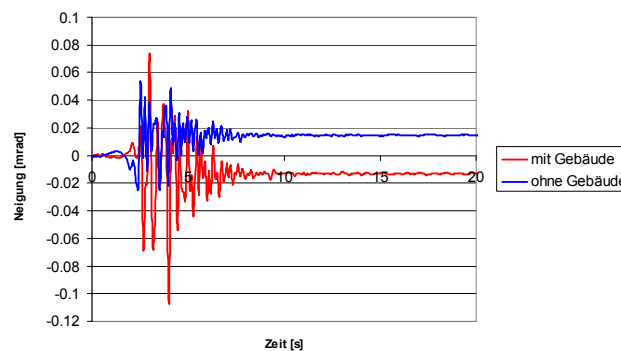


Abbildung 8–4: Einfluss des Gebäudes auf die Neigung der Fundation über die Zeit

Aufgrund der Zunahme der vertikalen Verformungen und der Neigungen durch das Gebäude entstehen grössere plastische Verformungen im umgebenden Boden in vertikaler Richtung (an der Oberfläche). Ohne Gebäude betragen die bleibenden Verformungen nach dem Erdbeben in etwa 0. Die bleibenden Verformungen bei einer Modellierung mit Gebäude ergeben Setzungen von etwa 8 mm. (Abbildung 8–5)

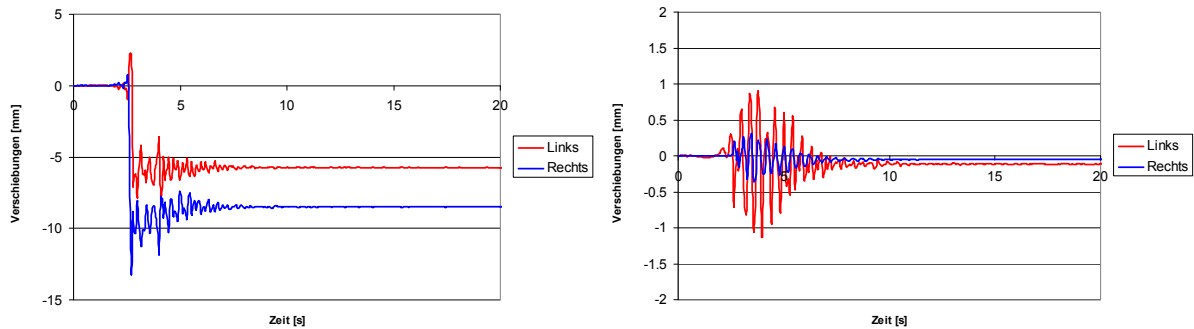


Abbildung 8–5: vertikale Verschiebungen des Bodens links bzw. rechts der Fundation an der Oberfläche über die Zeit, links: mit Modellierung eines Gebäudes, rechts: Modellierung des Gebäudes als verteilte Last

8.1.2 Einfluss auf das standortspezifische Antwortspektrum

Das Gebäude hat auch auf das standortspezifische Antwortspektrum einen Einfluss. Allerdings ist dieser relativ klein. Es führt zu einer kleinen Erhöhung der Maximalbeschleunigung, da das Gebäude mitschwingt und zusätzliche Beschleunigungen einleitet, die ohne Gebäude nicht entstehen würden. (Abbildung 8–6)

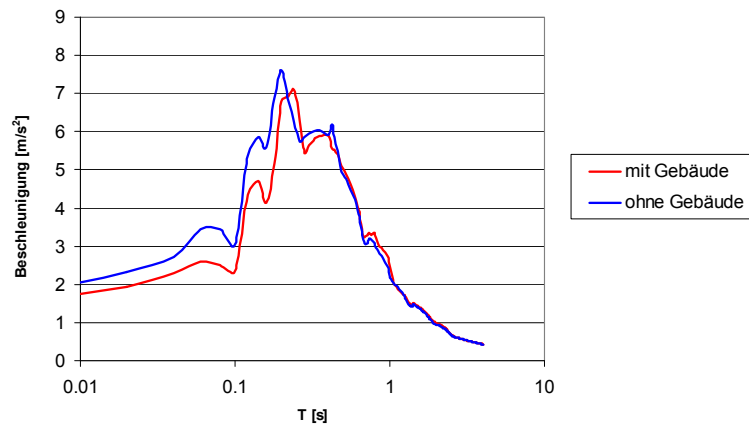


Abbildung 8–6: Standortspezifisches Antwortspektrum für die verschiedenen Fundationstypen bei einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$

8.2 Bei einer Bodenverflüssigung

Der Einfluss des Gebäudes soll auch bei einer Bodenverflüssigung beachtet werden. Die Modellierung der Fundation bei einer Verflüssigung kann dem Kapitel 7 entnommen werden und das Gebäude wird analog dem Kapitel 8 modelliert. Dabei sollen nur die Verschiebungen bzw. Neigungen bei einer Bodenverflüssigung untersucht werden.

8.2.1 Einfluss auf die Verschiebungen

Ein Gebäude hat auch bei einer Bodenverflüssigung fast keinen Einfluss auf die horizontalen Verschiebungen. In der Abbildung 8–7 wird der Einfluss des Gebäudes auf die horizontalen Verschiebungen abgebildet. Dabei werden die Verschiebungen an der Fundation einerseits mit und ohne Gebäude modelliert.

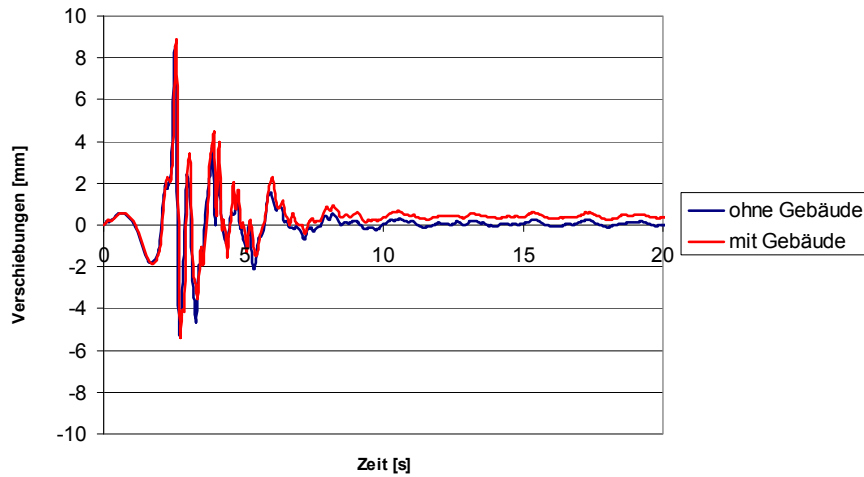


Abbildung 8–7: Einfluss des Gebäudes auf die horizontalen Verschiebungen an der Fundation bei einer Bodenverflüssigung

Analog zum Einfluss des Gebäudes ohne Bodenverflüssigung kann man erkennen, dass die vertikalen Verformungen aufgrund der Modellierung des Gebäudes zunehmen. Dies führt zu grösseren Neigungen (Abbildung 8–8), aber auch zu grösseren bleibenden Verformungen im Boden beidseits der Fundation. (Abbildung 8–9)

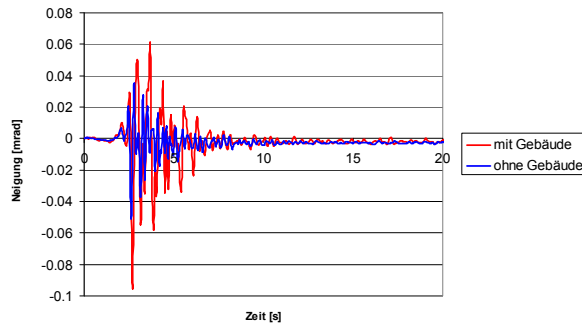


Abbildung 8–8: Einfluss des Gebäudes auf die Neigung der Fundation über die Zeit bei einer Bodenverflüssigung

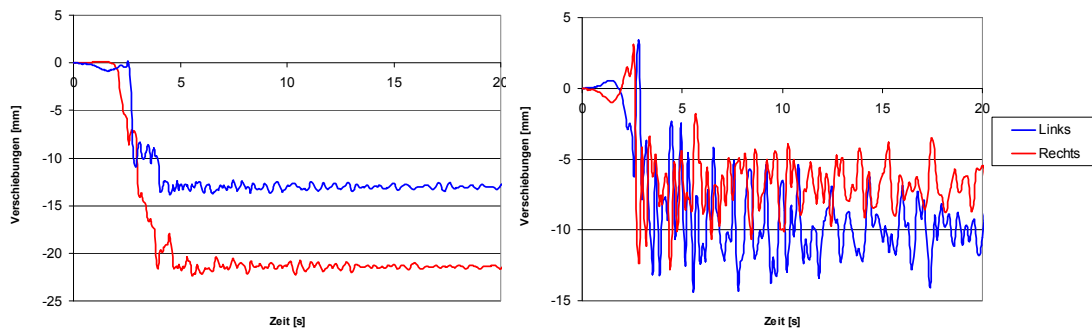


Abbildung 8–9: vertikale Verschiebungen des Bodens links bzw. rechts der Fundation an der Oberfläche über die Zeit, links: mit Modellierung eines Gebäudes, rechts: Modellierung des Gebäudes als verteilte Last bei einer Bodenverflüssigung

9. Resultate

9.1 Erkenntnisse bei der Modellierung mit EERA und Plaxis für das Lonza Areal

Die Modellierung mit EERA geht von der Annahme von linear äquivalenten Bodenkennwerten aus, so dass Dämpfungen mit zunehmenden Dehnungen erhöht und die Schubmodule mit zunehmenden Dehnungen abgemindert werden. Plastische Dehnungen können mit EERA nicht modelliert werden. Diese werden mit EERA lediglich als zusätzliche Dämpfungen modelliert. Ab einer Magnitude von 6.0, d.h. ab einer Bodenbeschleunigung $a_{gd}=3.9 \text{ m/s}^2$ werden die Dehnungen und dementsprechend die Dämpfungen so gross, dass sich der Boden im plastischen Bereich befindet, der mit EERA nicht modelliert werden kann. Eine Modellierung liefert somit keine sinnvollen Resultate mehr. Für das Bemessungserdbeben ($a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$) kann ohne weiteres eine Modellierung mit EERA durchgeführt werden. EERA kann keine 2D-Analyse durchführen, weshalb Taleffekte nur mit Plaxis untersucht werden können.

Beim Bemessungserdbeben ergibt die Modellierung mit Plaxis in etwa dieselben Resultate. Um allerdings eine sinnvolle Modellierung mit Plaxis durchzuführen, muss bei einem Materialverhalten nach Mohr Coulomb die Dämpfung manuell eingegeben werden, da Plaxis die Zunahme der Dämpfung mit zunehmenden Dehnungen nicht modelliert. Zudem müssen die abgeminderten Schubmodule nach EERA als Materialparameter eingegeben werden, da eine Modellierung mit den maximalen Schubmodulen nicht sinnvoll erscheint. Auch hier werden die Schubmodule mit zunehmenden Dehnungen nicht automatisch abgemindert. Der Vorteil bei Plaxis ist, dass plastische Dehnungen modelliert werden können. Damit kann auch eine sinnvolle Modellierung von Erdbeben ab einer Bodenbeschleunigung von $a_{gd}=3.9 \text{ m/s}^2$ durchgeführt werden.

Die Fundationen müssen mit Plaxis modelliert werden, da eine Modellierung von Fundationen mit EERA nicht durchgeführt werden können. Hier können nur Antwortspektren und Verschiebungen des Bodens ohne Fundationen untersucht werden.

9.2 Wahl der Bestvariante für das Lonza Areal

Anhand der Vergleiche der verschiedenen Foundationstypen in den Kapiteln 5.8 und 7.4 konnte festgestellt werden, dass die Tieffundation einer Tiefe von 10 m der beste Foundationstyp darstellt. Dies liegt vor allem daran, dass dieser eine Einbindung in die steife Kiesschicht aufweist und durch seine Rahmenkonstruktion relativ steif ist. Aufgrund dieser Tatsache wird die Tieffundation nur wenig von den weichen Schichten, die grosse Aufschaukelungseffekte verursachen, beeinflusst und weist somit kleinere Verschiebungen und Beschleunigungen als die anderen Foundationstypen auf. Auch die Bodenverflüssigung stellt keine Gefährdung für die Tieffundation auf, da diese in die steife Kiesschicht eingebunden ist, die nicht verflüssigen kann. Deswegen kann es hier aufgrund des Verlustes des Scherwiderstandes in der verflüssigten Schicht zu keinem statischen Grundbruch kommen. Auch ein Ausknicken der Wände ist aufgrund der Rahmenkonstruktion weniger wahrscheinlich als bei einer Pfahlfundation. Aus diesen Gründen stellt die Tieffundation einer Tiefe von 10 m die beste Variante dar. Gerade im Hinblick auf ein Chemiegebäude, das eine steife Einbindung braucht, um keine grossen Beschleunigungen und Verschiebungen zu erfahren, stellt dieser Foundationstyp eine gute Lösung dar. Somit können Schäden durch ein Erdbeben, die grosse Auswirkungen auf die Umgebung hätten, durch eine sinnvolle Fundierung vermieden werden.

Eine Flachfundation und eine Pfahlfundation liefern ungenügende Sicherheiten gegenüber Grundbruch bzw. Ausknicken der Pfähle. Zusätzlich sollte nicht vergessen werden, dass das Gebäude bei diesen Foundationstypen als verteilte Last modelliert wurde. Wie im Kapitel 8 festgestellt wurde, hat

die Modellierung des Gebäudes einen grossen Einfluss auf die vertikalen Verschiebungen. Dies würde zu einer zusätzlichen Verschlechterung der in Kapitel 5.8 und 7.4 ausgewiesenen Resultate führen.

Damit keine Schäden an der Foundation entstehen und damit kleine Beschleunigungen und Verschiebungen an der Foundation auftreten, sollte bedacht werden, dass eine Einbindung in die steifere Kiesschicht von zentraler Bedeutung ist. Es ist allerdings wichtig zu beachten, dass die Kiesschicht lokal erst bei grösseren Tiefen ab Geländeoberkante beginnen kann. Bei einer grösseren Tiefe der Kiesschicht ab Geländeoberkante sollte demnach die Foundation auch eine grössere Tiefe aufweisen.

10. Aussicht

In dieser Arbeit wurden verschiedene Foundationen einander gegenübergestellt. Dabei wurde für ein Gebäude die Annahme einer verteilten Last getroffen. Die Modellierung des Gebäudes hat wie im Kapitel 8 dargestellt wurde, vor allem Auswirkungen auf die vertikalen Verschiebungen. Diese Auswirkungen wurden aus Zeitgründen nur bei der Bestvariante, d.h. bei der Tieffoundation einer Tiefe von 10 m untersucht. Es wäre denkbar, die verschiedenen Foundationstypen mit einer Modellierung des Gebäudes durchzuführen und zu erkennen, welcher Einfluss das Gebäude auf die anderen Foundationen hat.

Zudem wurde in dieser Arbeit stets nur ein Gebäude betrachtet. Dabei spielten umgebende Gebäude keine Rolle. Es wäre interessant festzustellen, welchen Einfluss mehrere Gebäude auf die Bewertungskriterien der verschiedenen Foundationen ausüben.

Man könnte sich zudem Gedanken zu den Bauverfahren betreffend eine Sanierung bestehender Gebäude machen. Wie kann eine Tieffoundation unterhalb des bestehenden Gebäudes gebaut werden? Ist es sinnvoll mit einer Unterfangung zu arbeiten oder ist das Abreißen des Gebäudes kombiniert mit einem Neubau wirtschaftlicher? Diese Fragen sind gerade für den Chemieproduzenten Lonza von grosser Wichtigkeit, weshalb diese auch abgeklärt werden sollten.

11. Danksagung

Ich möchte mich ganz herzlich bei Prof. Sarah Springman, welche diese interessante Arbeit angeboten hat, für die fachlich kompetente Unterstützung bedanken. Mein grosser Dank geht an meine Betreuer Dr. Jan Laue und Alexandru Marin, welche mir bei Fragen und Anliegen zur Seite gestanden haben und mir jederzeit kompetent weiterhelfen konnten. Zudem möchte ich mich bei ihnen für die interessanten Diskussionen an den Besprechungen und den Zwischenpräsentationen bedanken.

Ebenfalls ein grosser Dank gebührt meinem Betreuer Dr. Jan Burjanek vom Schweizerischen Erdbebendienst (SED) der ETH Zürich, welcher mir bei der Auswahl der Erdbeben behilflich war und mir jederzeit bei Fragen betreffend der Seismizität kompetent zur Seite stand.

12. Literatur

- Amerik, G. (2009). Strong-motion parameters of the Mw = 6.3 Abruzzo (Central Italy) earthquake
- Antes, H., Jessberger, H.L., Schmid, G., Chow, N., Forchap, E., Grundhoff, T., Laue, J., Le, R., Siemer, T. (1996). Dynamic and Cyclic soil structure Interaction, Dynamic Behaviour of Material & Structural Components, Krätzig et al. (eds). Balkema. Rotterdam. Pp 451 – 53
- Bardet, J.P., Ichii, K., Lin, C.H. (1998). EERA, A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis of Layered Soil Deposits. University of Southern California
- Brinkgreve, R.B.J., Swolfs, W.M., Engin, E., (2010). Plaxis 2D. Delft university of Technology & Plaxis
- Burjanek, J. (2011). Development of 3D Velocity Model for Visp area. Presentation from Third Annual Meeting of COGEAR, January 2011
- COGEAR : <http://www.cces.ethz.ch/projects/hazri/COGEAR> (März 2011)
- Europäische Norm 1998-5 (2004). Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- Lang, H.J., Huder, J., Ammann, P., Puzrin, A.M. (2006). Bodenmechanik und Grundbau. Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte, 8. Auflage, Springer
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Report No. EERC 70-10. Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley
- Seismosignal (2011). Earthquake Engineering Software Solutions. Seismosoft
- Smit, P. (2004). Entstehung und Auswirkungen von Erdbeben. Forum 4/2004, Bundesamt für Bevölkerungsschutz. Bern
- Springman, S.M., Mayor, P., Herzog, R. (2009). Rhonekorrektur – Untersuchung zur Optimierung des Materialbedarfs zum Dammbau, IGT – Bericht Nr. 4723-1
- Studer, J.A., Laue J., Koller M.G. (2007). Bodendynamik. Springer Verlag
- Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein. Schweizer Norm. (2003). SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke
- Résonance Ingénieurs-Conseils SA. (2005). Spektrale seismische Mikrozonierung der Region Brig-Visp. Technischer Bericht 220.04//MK/CL/JR//HR/SV/LU//TP/FR
- Résonance Ingénieurs-Conseils SA. (2010). Réévaluation du danger de liquéfaction du sol sur le site de Lonza a Viège. Rapport technique RT 226.26/CL/MK
- Roesset, J.M., (1970). Fundamentals of Soil Amplification in Seismic Design for. Nuclear Power Plants (R.J. Hansen, ed.). The MIT Press, Cambridge. MA, pp. 183-244
- Robertson, P.K., and Wride, C.E., (1998). Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT. In Proceedings of the 1996 NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Edited by T.L. Youd and I.M. Idriss. NCEER-97-0022.
- Robertson, P.K. and Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, pp. 442-459.
- Roten D., Fäh D., Bonilla F., Alvarez-Rubio S., Weber T., Laue J. (2008). Estimation of nonlinear site response in a deep Alpine valley. Geophysical Journal International. 21-Jul-2008
- Vereinigung Schweizer Strassenfachleute. Schweizer Norm. (1999). Bodenkennziffern
- Visone, C., Bilotta, E., Santucci de Magistris, F. (2008). Remarks on site response analysis by using Plaxis dynamic module. Plaxis Practice

13. Verwendete Programme

AutoCAD Civil 3D (2010), Autodesk

Bardet, J.P., Ichii, K., Lin, C.H. (1998). EERA, A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis of Layered Soil Deposits. University of Southern California

Brinkgreve, R.B.J., Swolfs, W.M., Engin, E., (2010). Plaxis 2D. Delft university of Technology & Plaxis

EduPro Civil Systems, Inc. Redmond, Washington (2006). EduShake, Ground Response Analysis Program, Version 1.1

Seismosignal (2011). Earthquake Engineering Software Solutions. Seismosoft

Anhang

A.1. Aufgabenstellung

A.2. Baugrundmodelle

A.3. Modellierung des Bodens für die Analyse

A.4. Modellierung mit EduShake

A.5. Modellierung mit EERA

A.6. Modellierung der Flachfundation mit Plaxis bei einer Bodenverflüssigung

A.7. Abschätzung der Verflüssigung im Lonza Areal

A.8. Eigenständigkeitserklärung

A.9. Daten-CD

A.1. Aufgabenstellung

A.2. Baugrundmodelle

A.3. Modellierung des Bodens für die Analyse

A.4. Modellierung mit EduShake

Input Manager: Profile

Im Input Manager wird zuerst die Schaltfläche „Profile“ gewählt. Hier werden Angaben über den Baugrund gemacht. Die verschiedenen Eingabeparameter für die verschiedenen Modelle können dem folgenden Kapitel entnommen werden. Zuerst muss die Anzahl Schichten („No. of Layers“) und die Tiefe des Wasserspiegels („Depth of Water Table“) angegeben werden. (Abbildung A - 1) Für jeden Layer muss dann die Schubmodulkurve („Modulus Reduction Curve“), die Dämpfungskurve („Damping Curve“), die Dicke der Schicht („Thickness“) und das Raumgewicht („Unit Weight“) ausgefüllt werden. Hier wurde zusätzlich noch die Scherwellengeschwindigkeit („Shear wave velocity“) eingegeben. Daraus wurde dann der maximale Schubmodul („Max. Shear Modulus“) berechnet. Es besteht jedoch auch die Möglichkeit, den Schubmodul einzugeben. EduShake berechnet daraus automatisch die Scherwellengeschwindigkeit. Um die Schubmodul- und Dämpfungskurve abbilden zu lassen, kann die Schaltfläche „Plot Modulus and Damping Kurve“ betätigt werden. Diese Kurven können dadurch auch exportiert werden. (Abbildung A - 2) Dies ist vor allem wichtig, wenn mit dem Programm EERA gearbeitet wird. (Anhang A.5) Bei der Schaltfläche „Select Output“ muss noch selektiert werden, welche Ausgaben getätigt werden sollen. Da man in dieser Arbeit vor allem an den Antwortspektren interessiert ist, sollte die Ausgabe „Response spectrum“ angewählt werden. Zusätzlich wird hier mit einer Dämpfung von 5% gearbeitet.

The screenshot shows the 'EduShake Input Manager' window. The 'Profile' tab is selected and highlighted with a red rectangle. The interface includes a menu bar (File, Input Manager, Solution Manager, Output Manager, Help) and a main navigation area with three buttons: 'Profile', 'Input Motion', and 'Report'. Below this, the 'Profile' section contains the following fields and values:

- Profile Title: Lonza
- No. of Layers: 9
- Depth to Water Table: 6.6 ft, 2.0 m
- Material Name: 1
- Modulus Reduction Curve: Sand [Seed & Idriss] - Lower Bound
- Damping Curve: Sand [Seed & Idriss] - Upper Bound
- Plot Modulus and Damping Curves button
- Thickness: 26.2 ft, 8.0 m
- Unit Weight: 127.3 pcf, 20.0 kN/m³
- Max. Shear Modulus: 1703.8 ksf, 81.6 MPa
- Shear Wave Velocity: 656.2 ft/sec, 200.0 m/sec
- Select Output button
- View Profile button

Abbildung A - 1: Eingabefenster für die Baugrundkennwerte

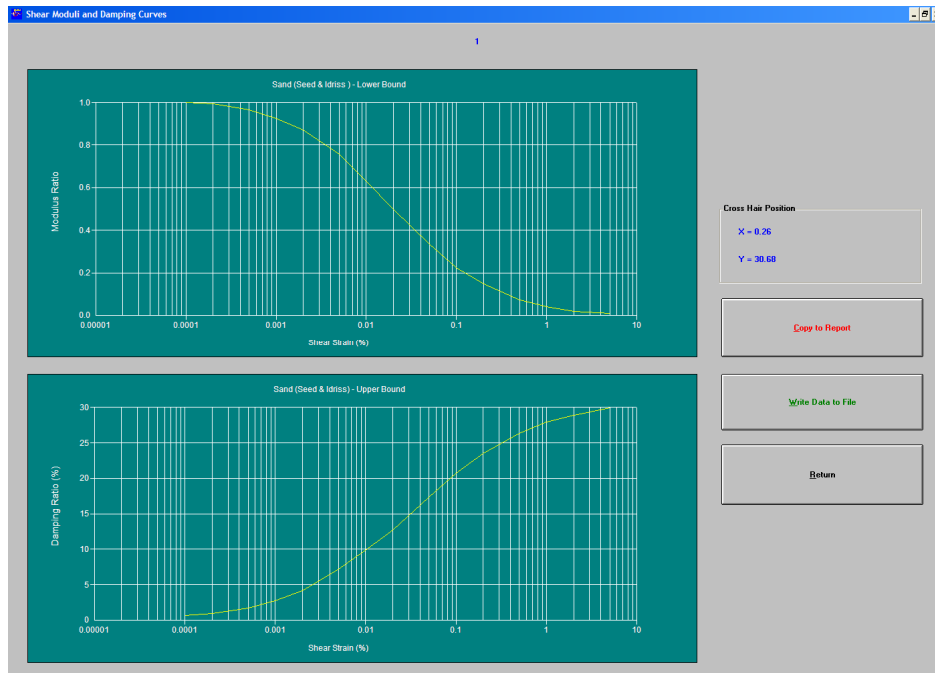


Abbildung A - 2: Schubmodul- und Dämpfungskurve über die Dehnungen

Input Manager: Input Motion

Im Input Manager wird jetzt die Schaltfläche „Input Motion“ gewählt. Hier werden Angaben über das Erdbeben gemacht. In EduShake können nur vordefinierte Erdbeben untersucht werden. In dieser Arbeit soll mit dem El Centro- und dem Northridge-Erdbeben gerechnet werden. Hier kann das „strain ratio“ eingegeben werden. Zusätzlich kann hier ausgesucht werden, ob mit oder ohne „Outcrop“ gerechnet werden soll. Es ist hier wichtig, die „peak acceleration“ zu wählen. Diese entspricht dem Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$. Hier wird demnach ein „peak acceleration“ von 0.163 g eingegeben. Die Eingabeparameter für das El Centro-Erdbeben können der Abbildung A - 3 entnommen werden.

Abbildung A - 3: Eingabefenster für das Erdbeben (Hier: El Centro)

Output Manager

Nach der Eingabe aller Parameter im Input Manager muss in der Menüleiste der Solution Manager angewählt werden. Daraufhin werden die ausgewählten Ausgaben berechnet. Diese können im Output Manager angewählt werden. Um das Antwortspektrum im Fels zu erhalten, kann im Output Manager „response spectrum“ gewählt werden. Jetzt kann der Layer an der Oberfläche und derjenige im Fels angewählt und abgebildet werden („plot“). Das Antwortspektrum im Fels („Layer 9“) und das Antwortspektrum an der Oberfläche („Layer 1“) für das El Centro-Erdbeben können der Abbildung A - 4 entnommen werden. Aus diesen Antwortspektren kann die Amplifikation an der Oberfläche berechnet werden. Mit der Schaltfläche „Write Data to File“ können diese Antwortspektren exportiert werden.

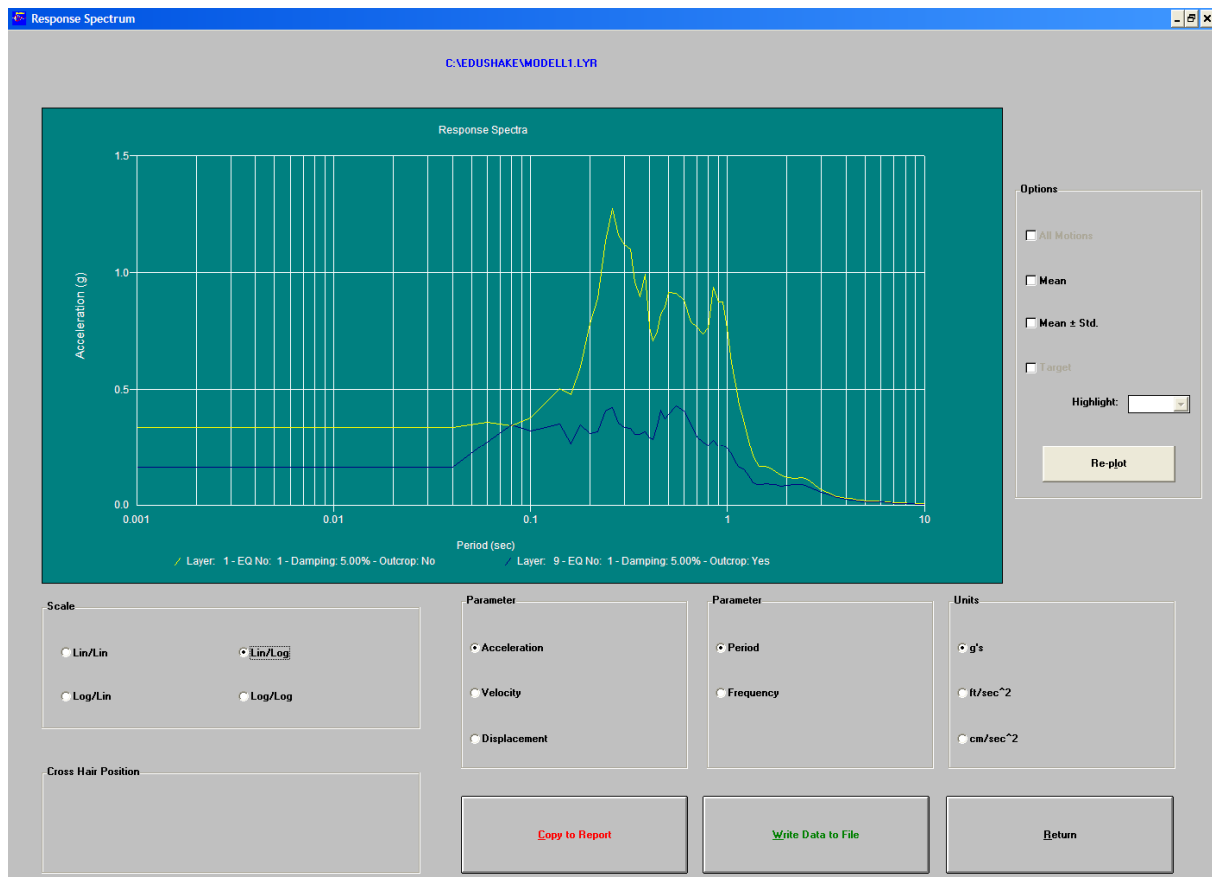


Abbildung A - 4: Ausgabe: Antwortspektrum im Fels und an der Oberfläche

Eingabeparameter für die verschiedenen Modelle

Hier werden die Eingabeparameter für die verschiedenen Modellen 1 bis 4 dargestellt.

Tabelle A - 1: Eingabeparameter für das Modell 1

Layer No	Material Name	Thickness (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Gmax (MPa)	Vs (m/s)	Mod. Reduction Curve	Mod. Parameter	Damping Curve
1	1	8.0	20.0	81.6	200.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
2	2	6.0	23.0	356.7	390.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
3	3	8.0	20.0	326.3	400.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
4	4	10.0	23.0	540.4	480.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
5	5	20.0	20.0	489.7	490.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
6	6	20.0	23.0	1215.8	720.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
7	7	20.0	23.0	1501.0	800.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
8	8	8.0	23.0	1694.5	850.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
9	9	Infinite	25.0	15932.8	2500.0	Rock		Rock

Tabelle A - 2: Eingabeparameter für das Modell 2

Layer No	Material Name	Thickness (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Gmax (MPa)	Vs (m/s)	Mod. Reduction Curve	Mod. Parameter	Damping Curve
1	1	8.0	20.0	81.6	200.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
2	2	6.0	23.0	356.7	390.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
3	3	8.0	20.0	326.3	400.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
4	4	10.0	23.0	540.4	480.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
5	5	20.0	20.0	489.7	490.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
6	6	20.0	23.0	1215.8	720.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
7	7	20.0	23.0	1501.0	800.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
8	8	8.0	23.0	1694.5	850.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
9	9	50.0	23.0	1899.7	900.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
10		Infinite	25.0	15932.8	2500.0	Rock		Rock

Tabelle A - 3: Eingabeparameter für das Modell 3

Layer No	Material Name	Thickness (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Gmax (MPa)	Vs (m/s)	Mod. Reduction Curve	Mod. Parameter	Damping Curve
1	1	3.0	20.0	67.6	182.0	Sand (Seed & Idriss) - Average		Sand (Seed & Idriss) - Average
2	2	5.0	20.0	176.3	294.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
3	3	2.0	20.0	165.7	285.0	Sand (Seed & Idriss) - Average		Sand (Seed & Idriss) - Average
4	4	4.0	23.0	360.4	392.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
5	5	8.0	20.0	319.8	396.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
6	6	5.0	20.0	273.2	366.0	Sand (Seed & Idriss) - Average		Sand (Seed & Idriss) - Average
7	7	5.0	23.0	563.1	490.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
8	8	8.0	20.0	452.4	471.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
9	9	4.0	20.0	358.0	419.0	Sand (Seed & Idriss) - Average		Sand (Seed & Idriss) - Average
10	10	8.0	20.0	522.2	506.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
11	11	4.0	20.0	405.7	446.0	Sand (Seed & Idriss) - Average		Sand (Seed & Idriss) - Average
12	12	16.0	23.0	1236.2	726.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
13	13	20.0	23.0	1501.0	800.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
14	14	8.0	23.0	1694.5	850.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
15	15	Infinite	25.0	15932.8	2500.0	Rock		Rock

Tabelle A - 4: Eingabeparameter für das Modell 4

Layer No	Material Name	Thickness (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Gmax (MPa)	Vs (m/s)	Mod. Reduction Curve	Mod. Parameter	Damping Curve
1	1	3.0	20.0	67.6	182.0	Sand (Seed & Idriss) - Average		Sand (Seed & Idriss) - Average
2	2	5.0	20.0	176.3	294.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
3	3	2.0	20.0	165.7	285.0	Sand (Seed & Idriss) - Average		Sand (Seed & Idriss) - Average
4	4	4.0	23.0	360.4	392.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
5	5	8.0	20.0	319.8	396.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
6	6	5.0	20.0	273.2	366.0	Sand (Seed & Idriss) - Average		Sand (Seed & Idriss) - Average
7	7	5.0	23.0	563.1	490.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
8	8	8.0	20.0	452.4	471.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
9	9	4.0	20.0	358.0	419.0	Sand (Seed & Idriss) - Average		Sand (Seed & Idriss) - Average
10	10	8.0	20.0	522.2	506.0	Sand (Seed & Idriss) - Lower		Sand (Seed & Idriss) - Upper
11	11	4.0	20.0	405.7	446.0	Sand (Seed & Idriss) - Average		Sand (Seed & Idriss) - Average
12	12	16.0	23.0	1236.2	726.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
13	13	20.0	23.0	1501.0	800.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
14	14	8.0	23.0	1694.5	850.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
15	15	50.0	23.0	1903.9	901.0	Sand (Seed & Idriss) - Upper		Sand (Seed & Idriss) - Lower
16	16	Infinite	25.0	15932.8	2500.0	Rock		Rock

Unschärfen der Modellierung: Variation der Scherwellengeschwindigkeiten

Zusätzlich zum Modell 1 wurden für die Modelle 2, 3 und 4 auch Unschärfen der Modellierung mit Hilfe der Variation der Scherwellengeschwindigkeit untersucht. Diese können folgenden Abbildungen entnommen werden.

Unschärfen des Modells 1: standortspezifisches Antwortspektrum (El Centro)

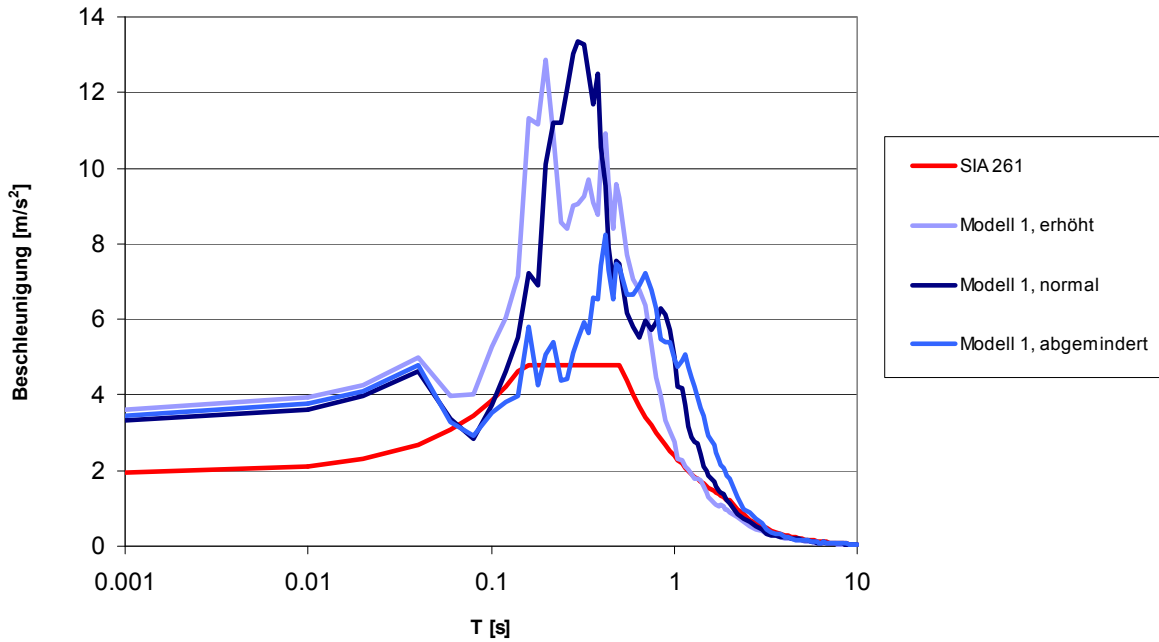


Abbildung A - 5: standortspezifisches Antwortspektrum für das Modell 1

Unschärfen des Modells 2: standortspezifisches Antwortspektrum (El Centro)

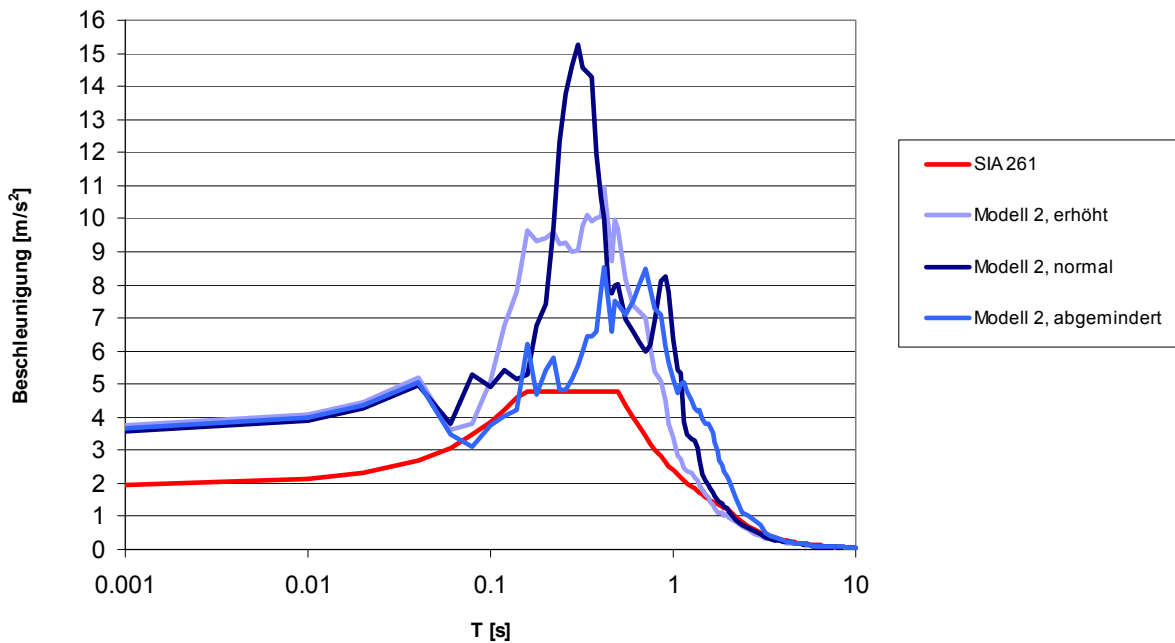


Abbildung A - 6: standortspezifisches Antwortspektrum für das Modell 2

Unschärfen des Modells 4: standortspezifisches Antwortspektrum (El Centro)

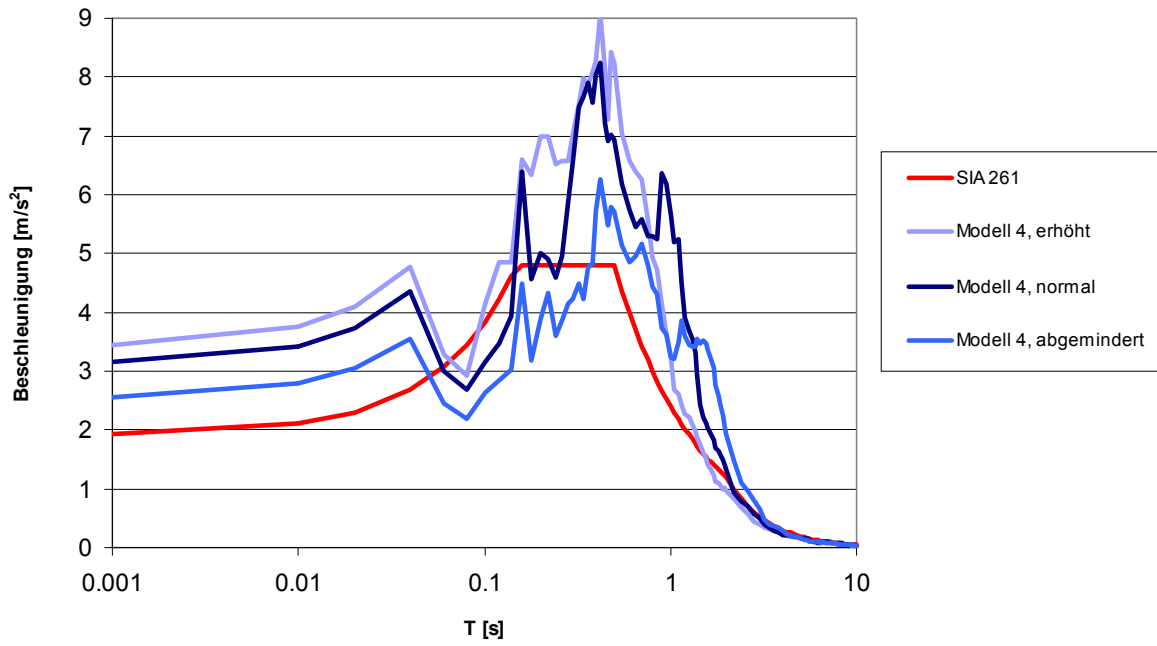


Abbildung A - 7: standortspezifisches Antwortspektrum für das Modell 4

A.5. Modellierung mit EERA

Eingabe des Erdbebens

Zuerst muss das Erdbeben mit Hilfe von EERA eingelesen werden. Dies kann im Tabellenblatt „Earthquake“ durchgeführt werden (Abbildung A - 8) Dabei muss der „time step“ sowie die „desired maximum acceleration“ in der Einheit [g] angegeben. Hier beträgt der „time step“ für das Island-Erdbeben 0.005 s und die „desired maximum acceleration“ 0.163 g und entspricht somit der horizontalen Bodenbeschleunigung $a_{gd}=1.6 \text{ m/s}^2$ in der Baugrundklasse A für das Lonza Areal. Das Eingabefile für das Erdbeben sowie die Modellierung mit EERA kann der beigelegten Daten-CD entnommen werden. Nachdem die Eingabe des Erdbebens durchgeführt wurde, muss in der Menüleiste EERA → „Process Earthquake Data“ gewählt werden.

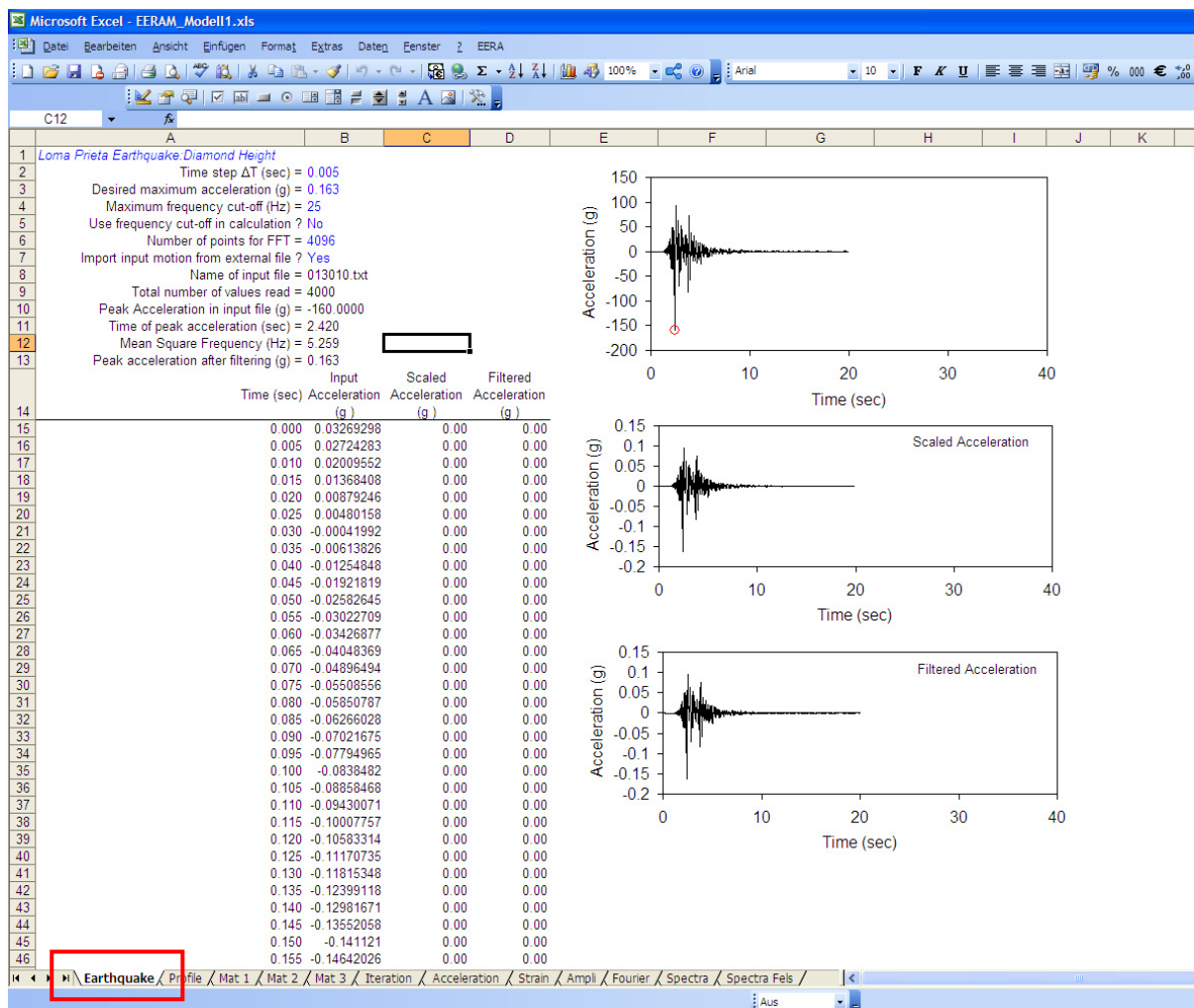


Abbildung A - 8: Tabellenblatt "Earthquake": Eingabe des Erdbebens

Eingabe der Baugrundeigenschaften

In einem zweiten Schritt müssen in EERA die Baugrundeigenschaften eingegeben werden. Dies kann im Tabellenblatt „Profile“ durchgeführt werden. Die Baugrundeigenschaften können der Abbildung A - 9 und dem Kapitel 2.5 des Berichtes entnommen werden. Der „Soil Material Type“ weist auf die Schubmodul- und Dämpfungskurven hin, die in den Tabellenblätter „Mat 1“, „Mat 2“ und „Mat 3“ entwickelt wurden.

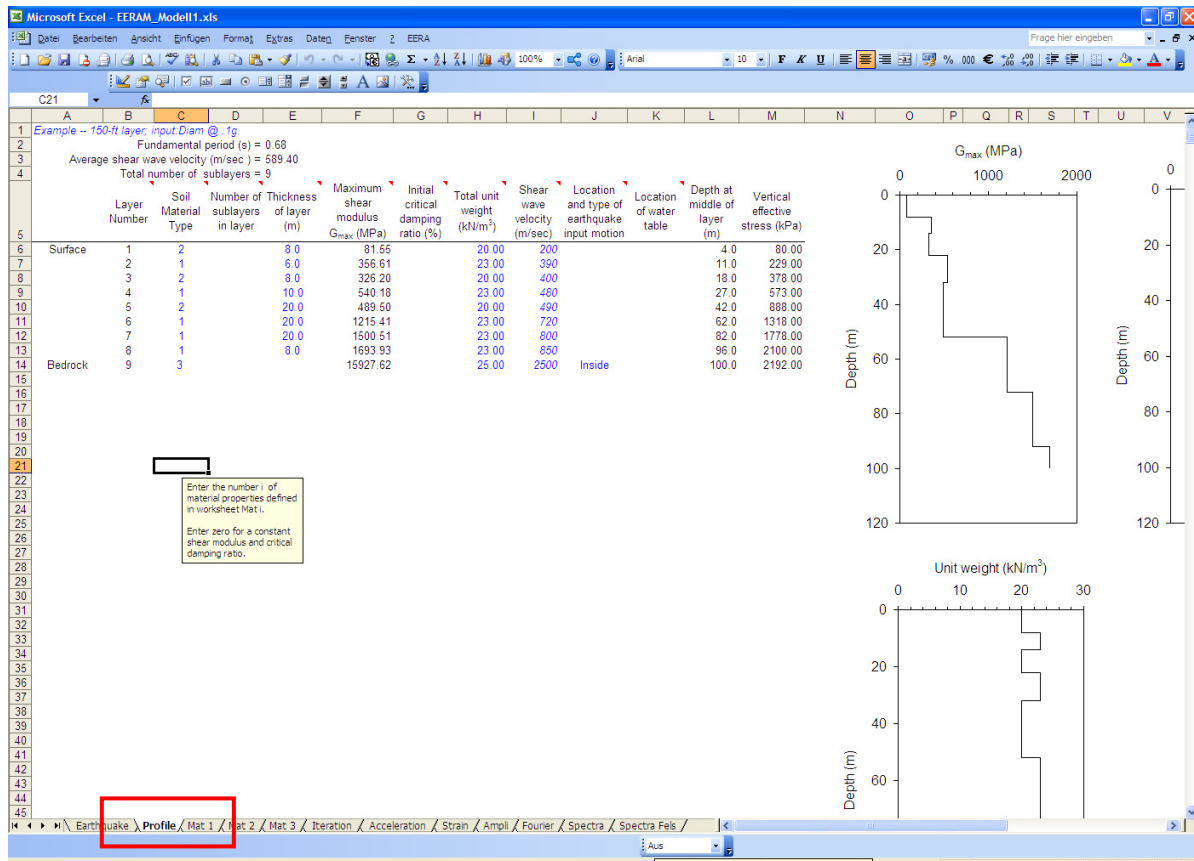


Abbildung A - 9: Tabellenblatt "Profile": Eingabe der Baugrundeigenschaften

Eingabe der Schubmodul- und Dämpfungskurven

In den Tabellenblättern „Mat 1“, „Mat 2 und Mat 3 können die Schubmodul- und Dämpfungskurven über die Dehnungen definiert werden. Diese konnten aus dem Programm EduShake exportiert werden und in EERA importiert werden.

Folgende Schubmodul- und Dämpfungskurven wurden für die verschiedenen Materialien gewählt:

Tabelle A - 5: Wahl der Schubmodul- und Dämpfungskurven für die verschiedenen Materialien

Material	Dämpfungskurve	Schubmodulkurve
Silt („Mat 1“)	Sand – upper bound (Seed and Idriss (1970))	Sand – lower bound (Seed and Idriss (1970))
Kies („Mat2“)	Sand – lower bound (Seed and Idriss (1970))	Sand – upper bound (Seed and Idriss (1970))
Fels („Mat 3“)	Rock	Rock

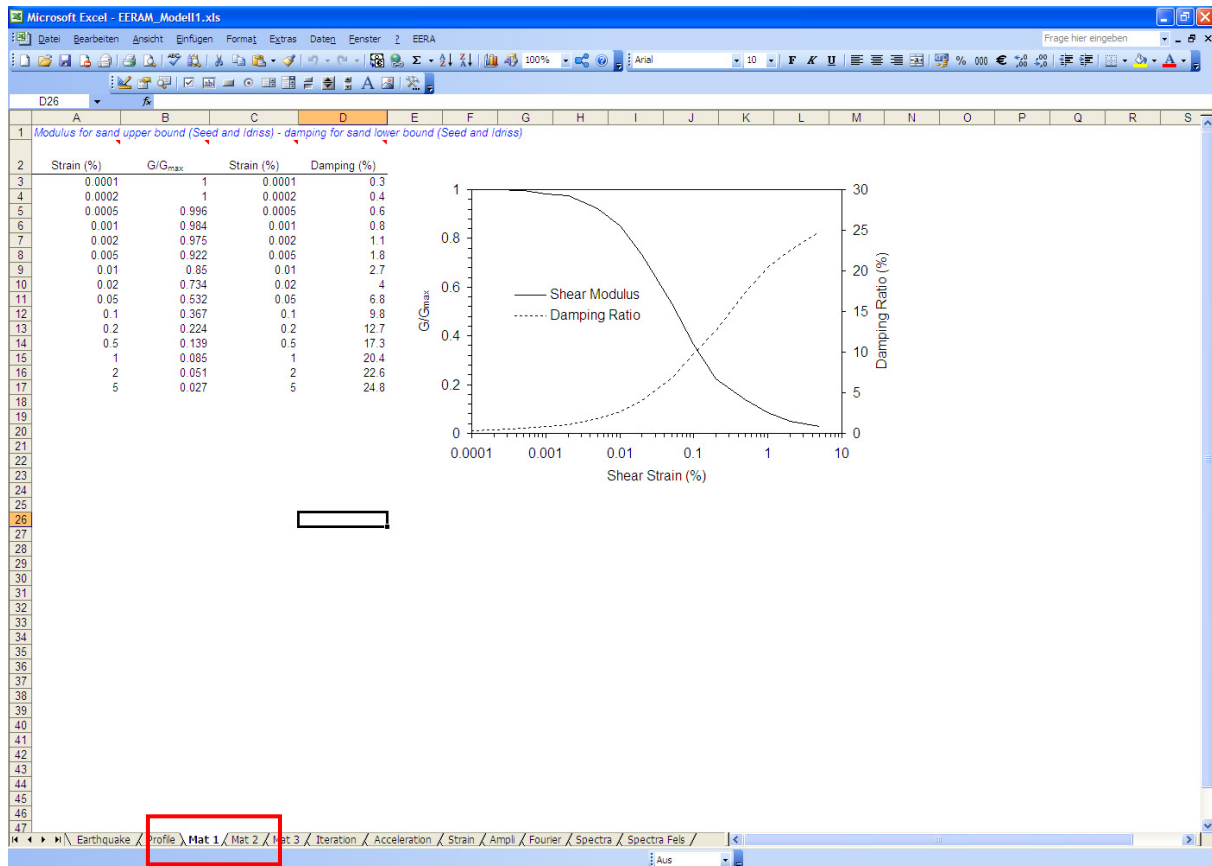


Abbildung A - 10: Tabellenblatt "Mat 1": Eingabe der Schubmodul- und Dämpfungskurven über die Dehnungen

Ausgabe „Iteration“

Nachdem die Baugrundeigenschaften und die Schubmodul- und Dämpfungskurven eingegeben wurden, kann das Tabellenblatt „Iteration“ gewählt werden. Hier kann die „number of iteration“, der „ratio of effective and maximum shear strain“ und der „type of shear modulus“ gewählt werden. Die gewählten Parameter können der Abbildung A - 11 entnommen werden. Jetzt kann in der Menüleiste EERA → „Calculate compatible strain“ gewählt werden. EERA berechnet nun für verschiedene Iterationen zum Beispiel die Dämpfung, die maximalen Dehnungen, der Schubmodulquotient (G/G_{max}) über die Tiefe. Diese Resultate können nach Bedarf kopiert und in ein anderes Excel-Blatt importiert werden.

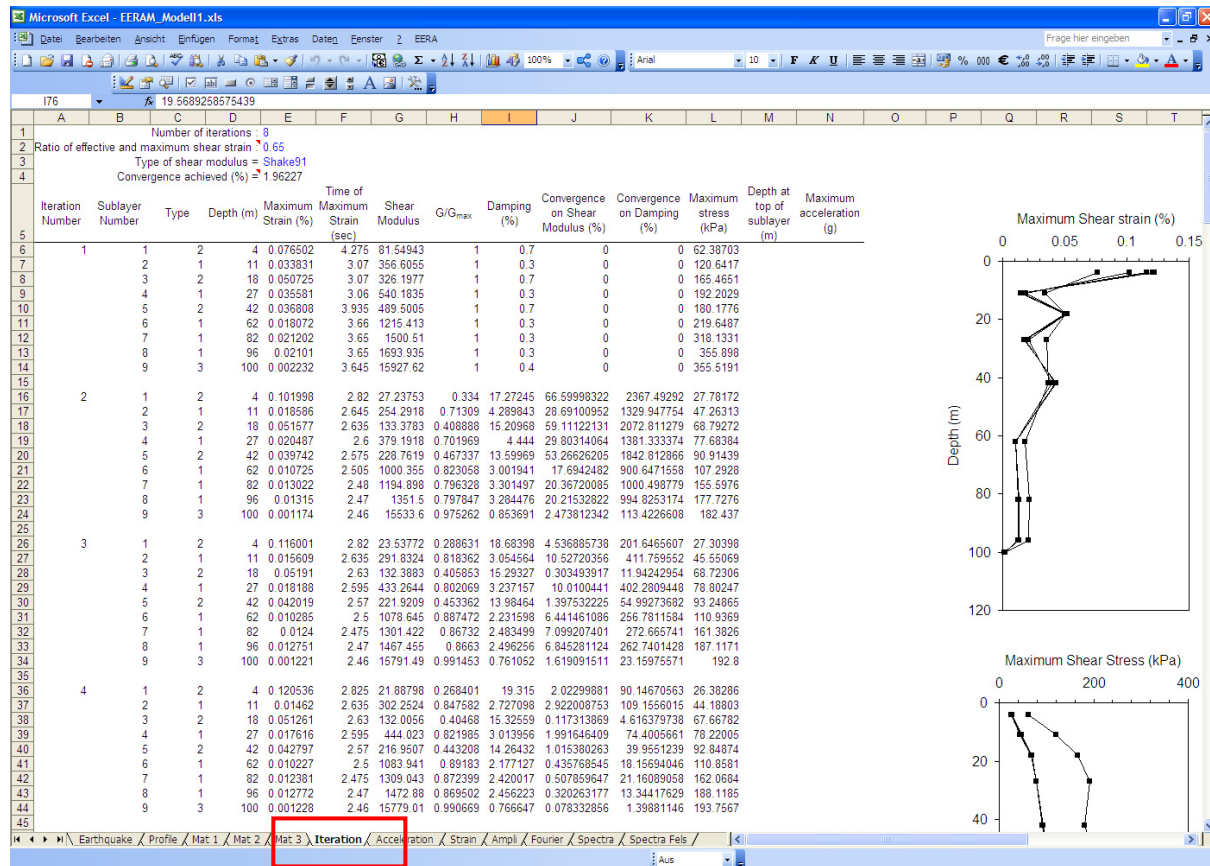


Abbildung A - 11: Tabellenblatt "Iteration": Eingabe der Iterationsparameter

Ausgabe der Antwortspektren im Fels und an der Oberfläche

In dieser Arbeit spielt vor allem das standortsspezifische Antwortspektrum eine zentrale Rolle. Aus diesem Grund sollen die Antwortspektren im Fels und das Antwortspektrum an der Oberfläche gewählt werden. Deshalb wird hier das Tabellenblatt „Spectra“ gewählt. Für das Antwortspektrum an der Oberfläche wird der „number of sublayer“ 1 und der „type of sublayer“ Outcrop gewählt. Zusätzlich wird die Dämpfung, d.h. der „Ratio of critical damping“ auf 5 % angenommen. Für das Antwortspektrum im Fels wird der „number of sublayer“ 9 gewählt und beim „type of sublayer“ nichts ausgewählt. Die Dämpfung wird auch hier auf 5 % angenommen. Die Antwortspektren, d.h. die „absolute acceleration“ über die „period“ können jetzt für den Fels bzw. für die Oberfläche in ein separates Excelblatt exportiert und damit die Amplifikation berechnet werden, (Division des Antwortspektrums an der Oberfläche und dasjenige im Fels) um das standortsspezifische Antwortspektrum im Lonza Areal zu ermitteln.

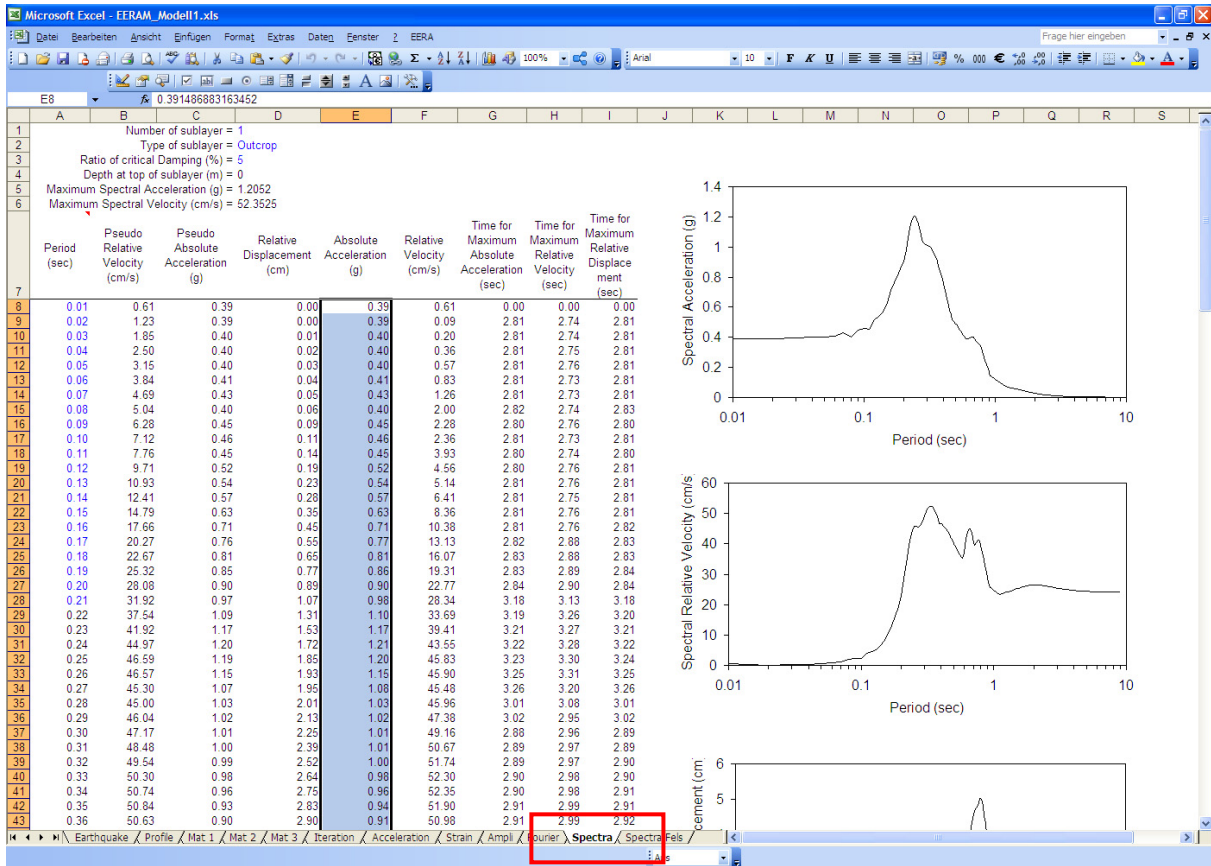


Abbildung A - 12: Tabellenblatt "Spectra": Ausgabe des Antwortspektrums an der Oberfläche

A.6. Modellierung der Flachfundation mit Plaxis bei einer Bodenverflüssigung

Plaxis 2D Input

In diesem Kapitel soll die Modellierung der Tieffundation einer Tiefe von 10 m bei einer Bodenverflüssigung erläutert werden. Für die verschiedenen Schichten werden folgende Materialkennwerte in Plaxis eingegeben: Hier muss beachtet werden, dass mit den abgeminderten Schubmodulen nach EERA gerechnet wird. (Kapitel 4.2.3)

Tabelle A - 6: Materialparameter für die Modellierung der verschiedenen Schichten

Schicht	Dicke der Schicht [m]	Materialmode	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	V_s [m/s]	V_p [m/s]
1: Silt	8	Mohr-Coulomb	20	33.9	1	102	361
2: Kies	6		23	35		256	437
3: Silt	8		20	33.9		324	680
4: Kies	10		23	35		747	792
5: Silt	20		20	33.9		839	2488
6: Moräne	20		23	35		191	676
7: Moräne	20		23	35		479	818
8: Moräne	20		23	35		607	1273

Die Parameter Ψ , Rayleigh α und Rayleigh β werden gleich null gesetzt. Die Breite des Modells wird zu 200 m angenommen. Dadurch sollten Randeefekte verhindert werden. Zusätzlich wird ein Material definiert. Dieses wird aber auf keine Schicht angewendet und dient zu einem späteren Punkt zur Modellierung der Bodenverflüssigung.

Tabelle A - 7: Materialparameter für die Modellierung der verflüssigten Schicht

Schicht	Dicke der Schicht [m]	Materialmode	γ [kN/m ³]	ν [-]	ϕ [°]	c [kPa]	V_s [m/s]	V_p [m/s]
Verfl	8	Mohr-Coulomb	20	0.489	5	1	5	34

Für die Modellierung werden die „standard fixities“ und „standard earthquake boundaries“ gewählt. Diese können in der Menüleiste „loads“ angewählt werden. Jetzt kann mit der Modellierung der Fundation begonnen werden. Die Flachfundation wird mit Hilfe einer Platte („plate“) modelliert. Die Fundation hat folgende Eigenschaften:

$$\begin{aligned}
 EA &= 15E3 \text{ kN/m} \\
 EI &= 312.5 \text{ kNm}^2/\text{m} \\
 d &= 0.5 \text{ m} \\
 w &= 14.5 \text{ kN/m/m} \\
 \nu &= 0.3 \\
 \text{Rayleigh } \alpha &= \text{Rayleigh } \beta = 0
 \end{aligned}$$

Zusätzlich wird eine verteilte Last auf die Flachfundation angenommen. Diese wird mit Hilfe der „distributed load – load system A“ modelliert. Dabei werden für den Anfangs- wie für den Endpunkt der verteilten Last dieselben Werte eingegeben:

$$\begin{aligned}
 \text{X-Value} &= 0 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Y-Value} &= -43.5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

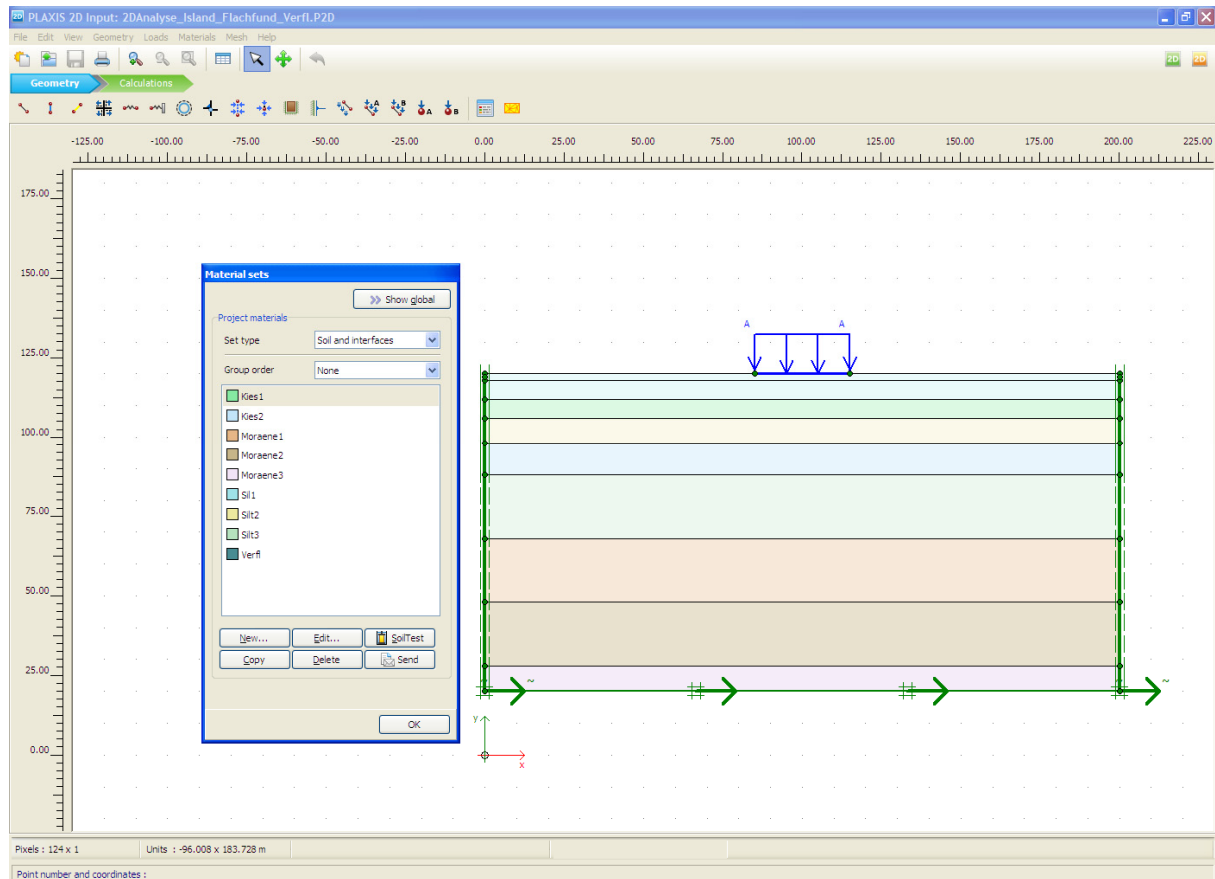


Abbildung A - 13: Input File für die Modellierung mit Plaxis

Sobald die Geometrie und alle Parameter definiert wurden, kann das Netz generiert werden. Dabei wird in der Menüleiste „Mesh“ → „global coarseness“ angewählt. Für die „Element distribution“ wird hier „coarse“ gewählt und die Schaltfläche „generate“ gedrückt. Nachher soll in der Menüleiste „Mesh“ → „refine global“ gewählt werden. Hier wird eine Modellierung mit „coarse“ gewählt, weil sonst eine Durchführung der dynamischen Analyse zu viel Zeit in Anspruch nehmen würde.

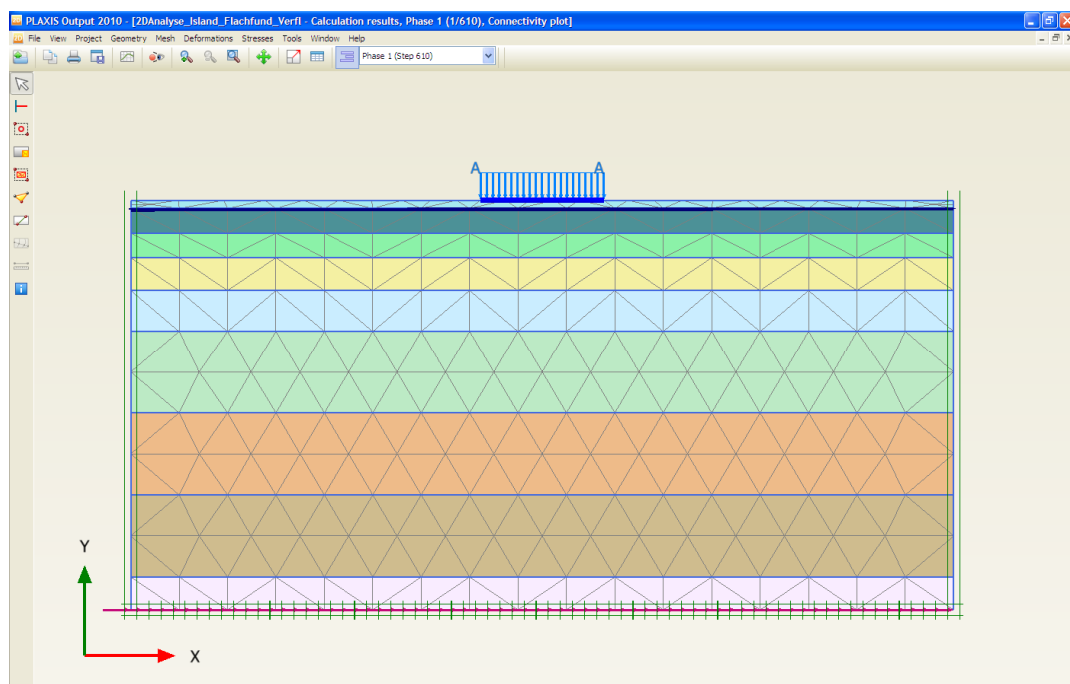


Abbildung A - 14: Netzgenerierung mit Plaxis

Jetzt kann von Plaxis Input in Plaxis Calculations gewechselt werden.

Plaxis Calculations

Für die Berechnung der Foundation müssen verschiedene Phasen definiert werden. Abbildung A - 15 zeigt einen Überblick über die Initial Phase, die Phase 2, die Phase 3 und die Phase 1.

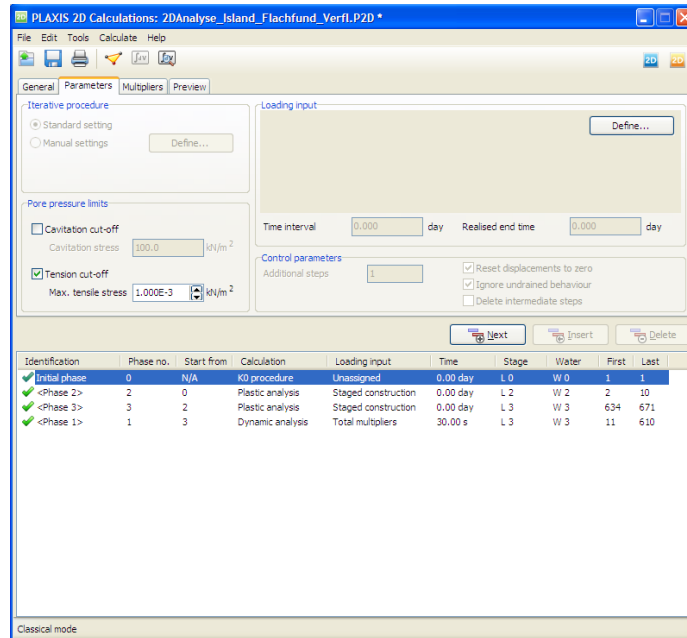


Abbildung A - 15: Plaxis Calculations: Definieren der verschiedenen Phasen für die Berechnung

- **Initial Phase:** In dieser Phase wird eine Erstbelastung des Bodens durchgeführt. Hier wird eine „K0 procedure“ bei der Wahl des „Calculation types“ gewählt. In der Menüleiste „Parameters“ kann der „Loading input“ gewählt werden. („Define“) Dabei wird in der „staged construction“, nur der Boden angewählt. Die Foundation ist in diesem Stadium der Berechnung noch nicht gebaut. Zusätzlich kann hier die Lage des Wasserspiegels definiert werden. Dieser wird 2 m unter der Geländeoberkante angesetzt. (Siehe Abbildung A - 16)

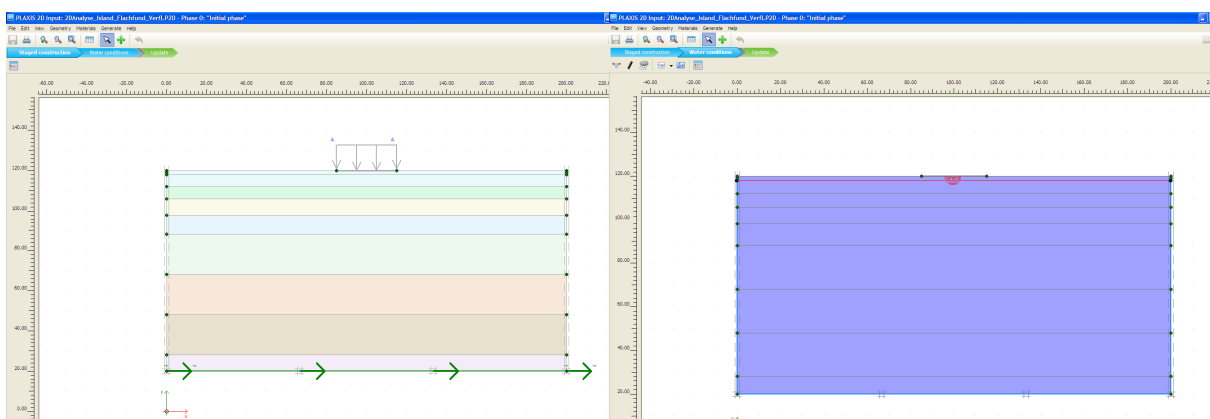


Abbildung A - 16: links: Definieren der "staged construction" für die Initial phase, rechts: Definieren der Tiefe des Wasserspiegels

- **Phase 2:** In dieser Phase wird die Foundation gebaut. Diese wird allerdings ohne Verflüssigung erstellt. Hier wird eine „Staged construction“ bei der Wahl des „Calculation types“ gewählt. Diese Phase 2 soll nach Berechnung der Initial Phase angesetzt werden. Analog zur Initial Phase wird

bei der Wahl der „staged construction“ im „loading input“ der Boden angewählt. Zusätzlich wird hier die Flachfundation mitsamt der verteilten Last angewählt. (Abbildung A - 17) Der Wasserspiegel wird analog der Initial phase definiert.

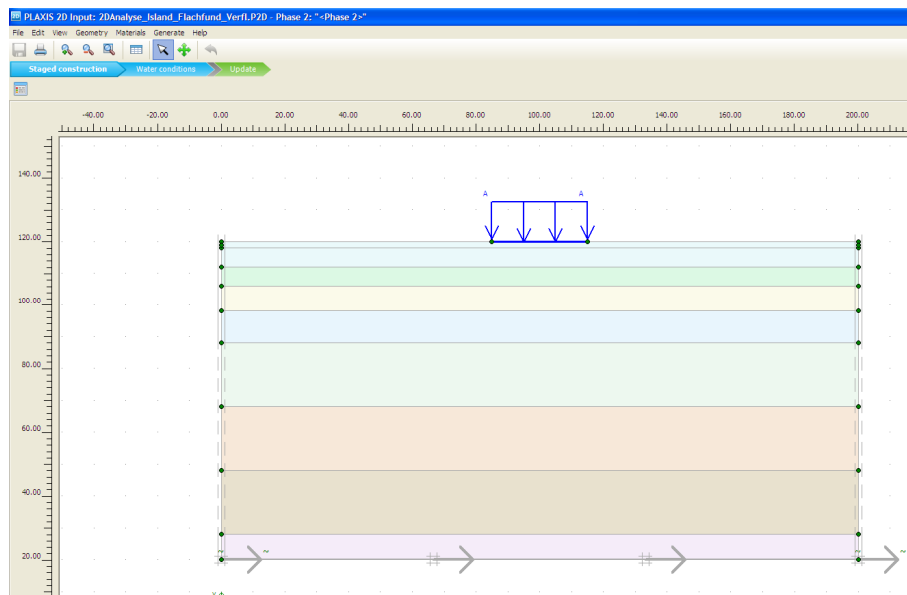


Abbildung A - 17: Definieren der "staged construction" für die Phase 2

- Phase 3: Diese Phase ist analog der Phase 2 definiert. Einziger Unterschied ist, dass bei der Wahl der „staged construction“ im „loading input“ die obere Siltschicht in einer Tiefe von 2 m bis 8 m verflüssigt. Das bedeutet, dass diese Siltschicht als verflüssigte Schicht modelliert werden muss. (Materialparameter nach Tabelle A - 7) Beim Doppelklicken auf die Siltschicht kann das Material nach Tabelle A - 7 als Schicht „Verfl“ angewählt werden. (Abbildung A - 18) Zusätzlich muss die Phase 3 von der Phase 2 aus starten.

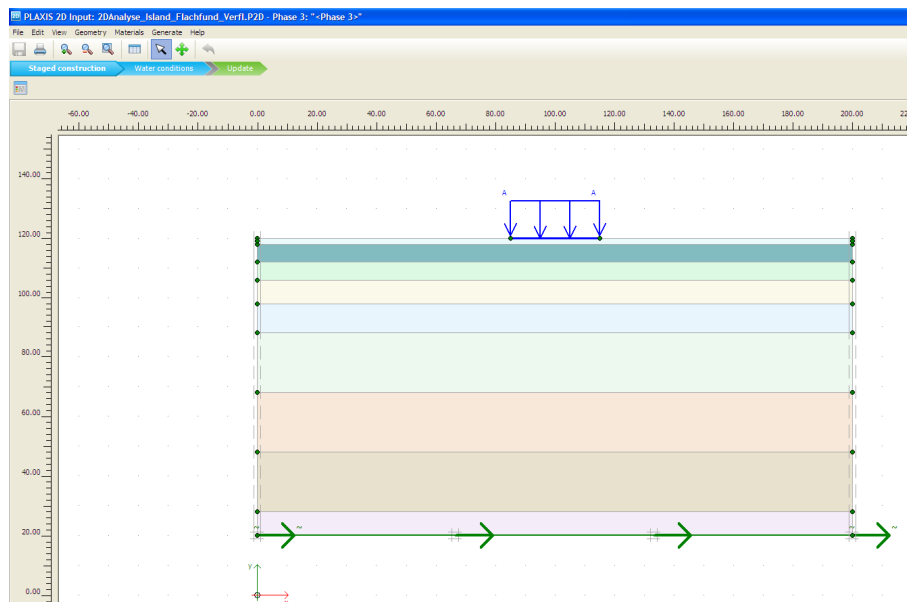


Abbildung A - 18: Definieren der "staged construction" für die Phase 3

- Phase 1: Die letzte Phase wird als dynamische Analyse modelliert. Deshalb muss beim „Calculation type“ eine „dynamic analysis“ gewählt werden. Um eine sinnvolle Modellierung zu bekommen, kann hier nach dem Kapitel 4.1 vorgegangen werden. Die Phase 1 wird von der Phase 3 aus gestartet.

Plaxis Output

Nach Fertigstellung der Berechnung können die Resultate betrachtet werden. Eine wichtige Funktion, die Plaxis integriert hat, sind die Abbildungen verschiedener Parameter über die Zeit, wie zum Beispiel die Beschleunigungen oder die Verschiebungen. Dabei kann bei der Generierung der Kurve die dynamische Zeit („dynamic time“) und die horizontale Verschiebungen gewählt werden („total displacements u_x “). (Abbildung A - 19)

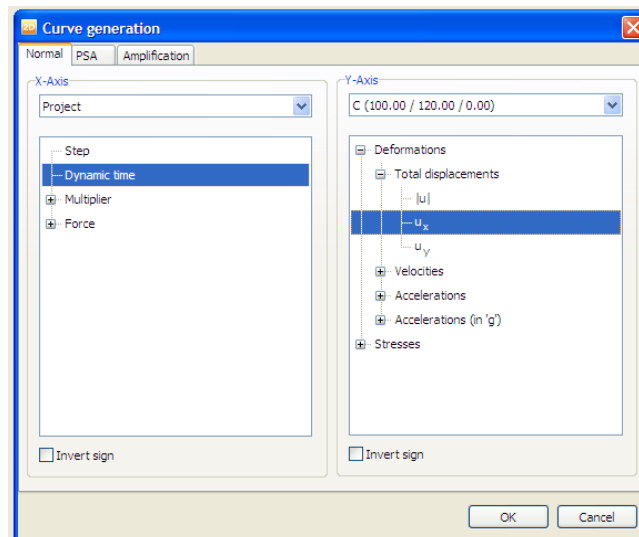


Abbildung A - 19: Generierung der Kurve "horizontale Verschiebungen an der Oberfläche über die Zeit"

Damit können die horizontalen Verschiebungen an der Oberfläche über die Zeit generiert werden. (Abbildung A - 20) Diese Kurve kann exportiert werden.

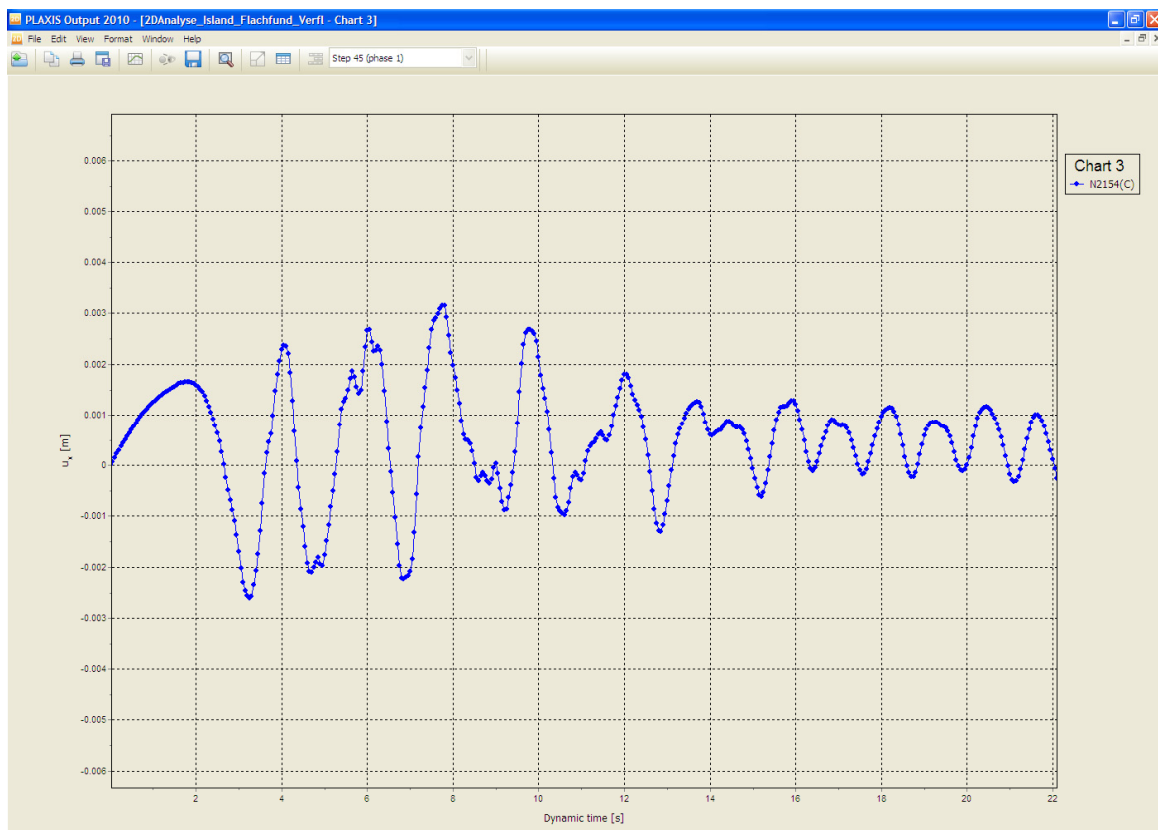


Abbildung A - 20: Output: horizontale Verschiebungen an der Oberfläche über die Zeit

A.7. Abschätzung der Verflüssigung im Lonza Areal

Nach Robertson and Wride (1998)

Abschätzung der Verflüssigungsgefahr für CPTu3

Tiefe des Wsp [m]	2.0
MSF [-]	2.2
a_{\max} [m/s ²]	3.7

Tiefe der Schichtmitte [m]	q_c [kPa]	f_s [kPa]	γ [kN/m ³]	σ_{v0} [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	Q	F [%]	I_c	q_{c1N}	I_c'	q_{c1N}'	I_c''	K_c	$q_{c1N(cs)}$	CRR (M=7.5)	CRR (M=6.5)	r_d	CSR	FS
4.60	3000	30	17	78.2	52.2	55.97	1.03	2.12	41.52	2.22	41.52	2.22	1.73	71.72	0.11	0.251	0.96	0.354	0.71
5.35	2000	40	17	90.95	57.45	33.23	2.10	2.48	26.39	2.56	26.39	2.56	3.11	82.10	0.13	0.289	0.96	0.372	0.78
5.65	3000	25	17	96.05	59.55	48.76	0.86	2.12	38.88	2.21	38.88	2.21	1.68	65.44	0.11	0.233	0.96	0.378	0.62
6.00	2250	30	17	102	62	34.65	1.40	2.36	28.58	2.43	28.58	2.43	2.45	70.08	0.11	0.246	0.95	0.385	0.64
7.20	3500	35	17	122.4	70.4	47.98	1.04	2.17	41.71	2.22	41.71	2.22	1.73	72.11	0.11	0.253	0.94	0.403	0.63
8.40	1750	30	17	142.8	78.8	20.40	1.87	2.63	19.71	2.64	20.92	2.62	3.43	71.68	0.11	0.251	0.94	0.416	0.60
9.00	2700	30	17	153	83	30.69	1.18	2.37	29.64	2.38	29.64	2.38	2.23	66.05	0.11	0.235	0.93	0.421	0.56
10.00	1800	35	17	170	90	18.11	2.15	2.70	18.97	2.69	19.48	2.68	3.83	74.55	0.12	0.261	0.91	0.420	0.62

Abschätzung der Verflüssigungsgefahr für CPTu4

Tiefe des Wsp [m]	3.3
MSF [-]	2.2
a_{\max} [m/s ²]	3.7

Tiefe der Schichtmitte [m]	q_c [kPa]	f_s [kPa]	γ [kN/m ³]	σ_{v0} [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	Q	F [%]	I_c	q_{c1N}	I_c'	q_{c1N}'	I_c''	K_c	$q_{c1N(cs)}$	CRR (M=7.5)	CRR (M=6.5)	r_d	CSR	FS
2.70	1500	20	17	45.9	51.9	28.02	1.38	2.44	20.82	2.54	20.82	2.54	3.00	62.54	0.10	0.226	0.98	0.212	1.06
3.50	2000	30	17	59.5	57.5	33.75	1.55	2.40	26.38	2.49	26.38	2.49	2.70	71.26	0.11	0.250	0.97	0.247	1.01
4.25	1500	25	17	72.25	62.75	22.75	1.75	2.57	18.94	2.64	21.28	2.59	3.29	70.03	0.11	0.246	0.97	0.273	0.90
4.65	2500	35	17	79.05	65.55	36.93	1.45	2.35	30.88	2.41	30.88	2.41	2.37	73.17	0.12	0.256	0.96	0.285	0.90
5.00	1400	30	17	85	68	19.34	2.28	2.69	16.98	2.74	18.70	2.71	4.04	75.54	0.12	0.264	0.96	0.295	0.90
5.75	2800	35	17	97.75	73.25	36.89	1.30	2.32	32.72	2.37	32.72	2.37	2.18	71.29	0.11	0.250	0.96	0.313	0.80
7.15	1600	35	17	121.55	83.05	17.80	2.37	2.73	17.56	2.74	18.39	2.72	4.15	76.39	0.12	0.267	0.95	0.339	0.79
8.50	2600	40	17	144.5	92.5	26.55	1.63	2.50	27.03	2.49	27.03	2.49	2.72	73.60	0.12	0.258	0.93	0.358	0.72

Abschätzung der Verflüssigungsgefahr für CPTu5

Tiefe des Wsp [m]	3.9
MSF [-]	2.2
a _{max} [m/s ²]	3.7

Tiefe der Schichtmitte [m]	q _c [kPa]	f _s [kPa]	γ [kN/m ³]	σ _{v0} [kPa]	σ' _{v0} [kPa]	Q	F [%]	I _c	q _{c1N}	I _c '	q _{c1N} '	I _c ''	K _c	q _{c1N(cs)}	CRR (M=7.5)	CRR (M=6.5)	r _d	CSR	FS
2.35	2600	15	17	39.95	55.45	46.17	0.59	2.06	34.92	2.17	34.92	2.17	1.59	55.38	0.10	0.211	0.98	0.173	1.22
2.85	3600	35	17	48.45	58.95	60.25	0.99	2.08	46.89	2.17	46.89	2.17	1.60	74.86	0.12	0.262	0.98	0.197	1.33
3.40	2750	20	17	57.8	62.8	42.87	0.74	2.14	34.70	2.22	34.70	2.22	1.71	59.29	0.10	0.219	0.97	0.220	0.99
3.90	4000	30	17	66.3	66.3	59.33	0.76	2.02	49.13	2.09	49.13	2.09	1.44	70.81	0.11	0.249	0.97	0.238	1.05
4.50	2400	20	17	76.5	70.5	32.96	0.86	2.27	28.58	2.32	28.58	2.32	2.02	57.73	0.10	0.215	0.97	0.257	0.84
5.45	2500	20	17	92.65	77.15	31.20	0.83	2.28	28.46	2.32	28.46	2.32	2.00	56.91	0.10	0.214	0.96	0.282	0.76
6.20	6500	50	17	105.4	82.4	77.60	0.78	1.93	71.61	1.96	71.61	1.96	1.25	89.71	0.15	0.324	0.95	0.299	1.08
6.75	4500	15	17	114.75	86.25	50.84	0.34	1.92	48.45	1.94	48.45	1.94	1.23	59.42	0.10	0.219	0.95	0.309	0.71

Abschätzung der Verflüssigungsgefahr für CPTu6

Tiefe des Wsp [m]	1.4
MSF [-]	2.2
a _{max} [m/s ²]	3.7

Tiefe der Schichtmitte [m]	q _c [kPa]	f _s [kPa]	γ [kN/m ³]	σ _{v0} [kPa]	σ' _{v0} [kPa]	Q	F [%]	I _c	q _{c1N}	I _c '	q _{c1N} '	I _c ''	K _c	q _{c1N(cs)}	CRR (M=7.5)	CRR (M=6.5)	r _d	CSR	FS
4.15	2200	20	17	70.55	43.05	49.46	0.94	2.14	33.53	2.28	33.53	2.28	1.89	63.37	0.10	0.228	0.97	0.389	0.59
4.75	1300	25	17	80.75	47.25	25.80	2.05	2.57	18.91	2.68	22.81	2.61	3.38	77.14	0.12	0.270	0.96	0.404	0.67
5.65	2600	30	17	96.05	53.55	46.76	1.20	2.22	35.53	2.32	35.53	2.32	2.01	71.26	0.11	0.250	0.96	0.421	0.59
7.55	1300	30	17	128.35	66.85	17.53	2.56	2.76	15.90	2.79	17.58	2.76	4.43	77.91	0.12	0.273	0.94	0.444	0.62
8.15	2500	30	17	138.55	71.05	33.24	1.27	2.36	29.66	2.40	29.66	2.40	2.30	68.19	0.11	0.241	0.94	0.448	0.54
8.65	1000	25	17	147.05	74.55	11.44	2.93	2.94	11.58	2.94	12.46	2.91	5.82	72.58	0.12	0.254	0.93	0.452	0.56

Abschätzung der Verflüssigungsgefahr für CPTu7

Tiefe des Wsp [m]	2.3
MSF [-]	2.2
a_{max} [m/s ²]	3.7

Tiefe der Schichtmitte [m]	q_c [kPa]	f_s [kPa]	γ [kN/m ³]	σ_{v0} [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	Q	F [%]	I_c	q_{c1N}	I_c'	q_{c1N}'	I_c''	K_c	$q_{c1N(cs)}$	CRR (M=7.5)	CRR (M=6.5)	r_d	CSR	FS
4.25	2000	25	17	72.25	52.75	36.55	1.30	2.33	27.54	2.43	27.54	2.43	2.43	66.99	0.11	0.238	0.97	0.325	0.73
4.75	3500	35	17	80.75	56.25	60.79	1.02	2.09	46.67	2.18	46.67	2.18	1.62	75.67	0.12	0.265	0.96	0.339	0.78
7.50	2000	35	17	127.5	75.5	24.80	1.87	2.56	23.02	2.58	23.02	2.58	3.22	74.12	0.12	0.259	0.94	0.390	0.66
10.70	4000	45	17	181.9	97.9	39.00	1.18	2.28	40.43	2.27	40.43	2.27	1.85	74.69	0.12	0.261	0.89	0.405	0.65
11.55	2500	35	17	196.35	103.85	22.18	1.52	2.54	24.53	2.51	24.53	2.51	2.81	68.97	0.11	0.243	0.87	0.401	0.61
11.85	5500	40	17	201.45	105.95	50.01	0.75	2.08	53.43	2.06	53.43	2.06	1.39	74.04	0.12	0.259	0.86	0.400	0.65
12.25	4000	35	17	208.25	108.75	34.87	0.92	2.26	38.36	2.23	38.36	2.23	1.74	66.63	0.11	0.237	0.85	0.398	0.59
12.85	4500	40	17	218.45	112.95	37.91	0.93	2.23	42.34	2.19	42.34	2.19	1.65	69.98	0.11	0.246	0.83	0.394	0.62

Abschätzung der Verflüssigungsgefahr für CPTu8

Tiefe des Wsp [m]	2.5
MSF [-]	2.2
a_{max} [m/s ²]	3.7

Tiefe der Schichtmitte [m]	q_c [kPa]	f_s [kPa]	γ [kN/m ³]	σ_{v0} [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	Q	F [%]	I_c	q_{c1N}	I_c'	q_{c1N}'	I_c''	K_c	$q_{c1N(cs)}$	CRR (M=7.5)	CRR (M=6.5)	r_d	CSR	FS
2.40	1500	15	17	40.8	41.8	34.91	1.03	2.29	23.20	2.44	23.20	2.44	2.48	57.46	0.10	0.215	0.98	0.235	0.91
3.00	3500	25	17	51	46	74.98	0.72	1.93	51.60	2.06	51.60	2.06	1.39	71.79	0.11	0.252	0.98	0.266	0.95
3.70	6200	55	17	62.9	50.9	120.57	0.90	1.82	86.90	1.93	86.90	1.93	1.22	105.74	0.19	0.418	0.97	0.294	1.42
4.30	4500	35	17	73.1	55.1	80.34	0.79	1.92	60.62	2.02	60.62	2.02	1.33	80.80	0.13	0.284	0.97	0.315	0.90
4.70	6300	35	17	79.9	57.9	107.43	0.56	1.74	82.79	1.83	82.79	1.83	1.13	93.51	0.16	0.343	0.96	0.326	1.05
5.25	4000	25	17	89.25	61.75	63.33	0.64	1.96	50.90	2.04	50.90	2.04	1.36	69.01	0.11	0.243	0.96	0.340	0.72
6.25	10000	100	17	106.25	68.75	143.91	1.01	1.79	120.60	1.85	120.60	1.85	1.15	138.25	0.33	0.717	0.95	0.361	1.99
8.00	5000	15	17	136	81	60.05	0.31	1.83	55.56	1.87	55.56	1.87	1.16	64.32	0.10	0.230	0.94	0.386	0.60

Abschätzung der Verflüssigungsgefahr für CPTu9

Tiefe des Wsp [m]	2
MSF [-]	2.2
a_{max} [m/s ²]	3.7

Tiefe der Schichtmitte [m]	q_c [kPa]	f_s [kPa]	γ [kN/m ³]	σ_{v0} [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	Q	F [%]	I_c	q_{c1N}	I_c'	q_{c1N}'	I_c''	K_c	$q_{c1N(cs)}$	CRR (M=7.5)	CRR (M=6.5)	r_d	CSR	FS
4.75	3000	20	17	80.75	53.25	54.82	0.69	2.03	41.11	2.14	41.11	2.14	1.52	62.59	0.10	0.226	0.96	0.358	0.63
5.80	1000	25	17	98.6	60.6	14.87	2.77	2.84	12.85	2.89	14.56	2.84	5.17	75.25	0.12	0.263	0.96	0.381	0.69
6.95	3400	30	17	118.15	68.65	47.81	0.91	2.14	41.04	2.20	41.04	2.20	1.67	68.46	0.11	0.242	0.95	0.399	0.60
8.30	1100	40	17	141.1	78.1	12.28	4.17	3.01	12.45	3.00	13.24	2.98	6.56	86.86	0.14	0.310	0.94	0.415	0.75

Abschätzung der Verflüssigungsgefahr für CPTu10

Tiefe des Wsp [m]	3.4
MSF [-]	2.2
a_{max} [m/s ²]	3.7

Tiefe der Schichtmitte [m]	q_c [kPa]	f_s [kPa]	γ [kN/m ³]	σ_{v0} [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	Q	F [%]	I_c	q_{c1N}	I_c'	q_{c1N}'	I_c''	K_c	$q_{c1N(cs)}$	CRR (M=7.5)	CRR (M=6.5)	r_d	CSR	FS
1.50	3000	20	17	25.5	44.5	66.84	0.67	1.95	44.97	2.10	44.97	2.10	1.45	65.21	0.11	0.233	0.99	0.139	1.68
2.50	10000	50	17	42.5	51.5	193.35	0.50	1.50	139.35	1.61	139.35	1.61	1.00	139.35	0.33	0.730	0.98	0.198	3.68
3.50	2000	20	17	59.5	58.5	33.17	1.03	2.31	26.15	2.39	26.15	2.39	2.29	59.88	0.10	0.220	0.97	0.243	0.91
4.25	6500	35	17	72.25	63.75	100.83	0.54	1.75	81.41	1.83	81.41	1.83	1.13	91.87	0.15	0.335	0.97	0.269	1.24
4.75	4750	25	17	80.75	67.25	69.43	0.54	1.88	57.92	1.95	57.92	1.95	1.24	72.01	0.11	0.252	0.96	0.284	0.89
5.40	6500	20	17	91.8	71.8	89.25	0.31	1.68	76.71	1.74	76.71	1.74	1.06	81.61	0.13	0.287	0.96	0.300	0.96

Abschätzung der Verflüssigungsgefahr für CPTu11

Tiefe des Wsp [m]	2.4
MSF [-]	2.2
a_{\max} [m/s ²]	3.7

Tiefe der Schichtmitte [m]	q_c [kPa]	f_s [kPa]	γ [kN/m ³]	σ_{v0} [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	Q	F [%]	I_c	q_{c1N}	I_c'	q_{c1N}'	I_c''	K_c	$q_{c1N(cs)}$	CRR (M=7.5)	CRR (M=6.5)	r_d	CSR	FS
4.25	2500	20	17	72.25	53.75	45.17	0.82	2.14	34.10	2.25	34.10	2.25	1.79	60.91	0.10	0.222	0.97	0.319	0.70
5.00	5750	40	17	85	59	96.02	0.71	1.83	74.86	1.92	74.86	1.92	1.21	90.50	0.15	0.328	0.96	0.340	0.96
6.00	1750	30	17	102	66	24.97	1.82	2.55	21.54	2.60	21.54	2.60	3.32	71.57	0.11	0.251	0.95	0.361	0.69
6.85	4250	20	17	116.45	71.95	57.45	0.48	1.94	50.10	1.99	50.10	1.99	1.28	64.36	0.10	0.231	0.95	0.376	0.61
7.35	2000	75	17	124.95	75.45	24.85	4.00	2.76	23.03	2.79	24.71	2.76	4.48	110.66	0.21	0.453	0.94	0.383	1.18
7.85	4500	30	17	133.45	78.95	55.31	0.69	2.02	50.64	2.06	50.64	2.06	1.38	70.04	0.11	0.246	0.94	0.390	0.63
8.50	2000	40	17	144.5	83.5	22.22	2.16	2.63	21.89	2.64	22.90	2.62	3.45	79.09	0.13	0.277	0.93	0.397	0.70
9.30	7000	50	17	158.1	89.1	76.79	0.73	1.92	74.16	1.93	74.16	1.93	1.22	90.54	0.15	0.328	0.93	0.403	0.81

Abschätzung der Verflüssigungsgefahr für CPTu12

Tiefe des Wsp [m]	3
MSF [-]	2.2
a_{\max} [m/s ²]	3.7

Tiefe der Schichtmitte [m]	q_c [kPa]	f_s [kPa]	γ [kN/m ³]	σ_{v0} [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	Q	F [%]	I_c	q_{c1N}	I_c'	q_{c1N}'	I_c''	K_c	$q_{c1N(cs)}$	CRR (M=7.5)	CRR (M=6.5)	r_d	CSR	FS
4.75	2700	30	17	80.75	63.25	41.41	1.15	2.25	33.95	2.32	33.95	2.32	2.02	68.73	0.11	0.242	0.96	0.302	0.80
5.65	6500	60	17	96.05	69.55	92.08	0.94	1.92	77.94	1.98	77.94	1.98	1.27	99.13	0.17	0.375	0.96	0.324	1.16
6.25	3000	50	17	106.25	73.75	39.24	1.73	2.38	34.93	2.42	34.93	2.42	2.38	83.09	0.13	0.293	0.95	0.336	0.87
6.75	5600	25	17	114.75	77.25	71.01	0.46	1.84	63.71	1.88	63.71	1.88	1.17	74.77	0.12	0.262	0.95	0.345	0.76
7.50	2800	35	17	127.5	82.5	32.39	1.31	2.37	30.83	2.39	30.83	2.39	2.27	70.05	0.11	0.246	0.94	0.357	0.69
8.25	1400	40	17	140.25	87.75	14.36	3.18	2.88	14.95	2.87	15.44	2.86	5.30	81.84	0.13	0.288	0.94	0.367	0.78
8.75	3400	25	17	148.75	91.25	35.63	0.77	2.21	35.59	2.21	35.59	2.21	1.70	60.62	0.10	0.222	0.93	0.373	0.59
9.25	10000	100	17	157.25	94.75	103.88	1.02	1.90	102.73	1.91	102.73	1.91	1.19	122.69	0.25	0.554	0.93	0.377	1.47

A.8. Eigenständigkeitserklärung

A.9. Daten-CD

