



Lisa Plank, BSc

# **Ein Vergleich von analytischen Berechnungsverfahren zur Ermittlung des Bodenverflüssigungspotentials**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften  
- Geotechnik und Wasserbau

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

Betreuer

Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. M.Sc. tit.Univ.-Prof.  
Helmut Schweiger

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

Graz, 09.2015



## **Eidesstattliche Erklärung**

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am .....

.....

(Unterschrift)

## **Statutory declaration**

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, .....

.....

(signature)



## **Danksagung**

An dieser Stelle möchte ich all jenen danken, die durch ihre fachliche und persönliche Unterstützung zum Gelingen dieser Diplomarbeit beigetragen haben. Ich habe das große Glück, Unterstützung von so Vielen bekommen zu haben, dass alle zu nennen unmöglich ist. Trotzdem richtet sich mein Dank an euch alle.

Mein großer Dank gilt Herrn Prof. DI Dr. Schweiger für die Betreuung dieses Themas und sein großes Entgegenkommen bei der Zusammenarbeit mit ILF Consulting Engineers in Tirol. Zudem gilt mein Dank der ILF Consulting Engineers Austria GmbH für die Bereitstellung und Betreuung dieses interessanten Themas und die Bereitstellung von Projektdaten. Mein herzlicher Dank gilt dabei insbesondere Herrn DI Dr. Kirsch und Herrn DI Remmert für ihre Unterstützung, ohne die diese Arbeit nicht zustande gekommen wäre, für ihre zahlreichen Anregungen und Geduld.

Mein besonderer Dank gilt meiner gesamten Familie, insbesondere meinen Eltern sowie Christiane und Peter, für deren kontinuierliche Unterstützung während meiner Studienjahre und bei all meinen Entscheidungen. Ohne euch wäre es nicht bis zu dieser Arbeit gekommen.

Des Weiteren danke ich all meinen Freunden während der Studienzeit, im Besonderen den baldigen DI Wachter, Exenberger und Triendl, durch deren Zusammenarbeit und Diskussionsfreude die Studienjahre nicht nur lehrreich waren, sondern viel Freude bereiteten. Ein herzliches Danke gebührt auch meinen „Mädels“, für alles.



## Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Bodenverflüssigung, insbesondere der analytischen Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials und den dadurch auftretenden Verformungen. Im Falle einer starken Erschütterung, wie beispielsweise einem Erdbeben, kann in Böden unterhalb des Grundwasserspiegels Bodenverflüssigung auftreten. Hierbei verliert ein Boden seine Scherfestigkeit, sodass er sich wie eine Flüssigkeit verhält. Dies führt zu zahlreichen Schadensbildern, wie schief gestellte oder eingesunkene Bauwerke, aufgeschwemmte unterirdische Bauwerke oder aufgeworfenen Sandkegeln. Das größte Verflüssigungspotential weisen locker gelagerte reine Sande auf, seit dem Kocaeli Erdbeben in der Türkei 1999 wird jedoch zunehmend Augenmerk auf das Verflüssigungspotential feinkörniger Böden gelegt.

Im Zuge dieser Arbeit wird die analytische Berechnung der Bodenverflüssigung diskutiert, implementiert und angewandt. Aufbauend auf der simplified method von Seed und Idriss (1971) werden Berechnungsmethoden des Bodenverflüssigungspotentials für grobkörnige und feinkörnige Böden sowie deren Verformungspotential diskutiert. Die Berechnungsmethoden wurden anhand von gegebenen SPT- und CPT-Versuchsdaten miteinander verglichen. Hierbei kann klar festgestellt werden, dass der weithin verbreitete NCEER Report von 2001 zur Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials bei der Beurteilung grobkörniger Böden geringe Unterschiede zur Berechnung nach aktuellem Stand der Technik liefert, bei der Berechnung feinkörniger Böden jedoch deutliche Abweichungen im Vergleich zu aktuellen Berechnungsmethoden auftreten können. Es ist auffällig, dass neuere Berechnungsmodelle deutlich weniger Böden von Verflüssigung ausschließen als die Berechnung nach dem NCEER Report. Die durch Bodenverflüssigung auftretenden Verformungen korrelieren mit dem berechneten Bodenverflüssigungspotential. Somit werden nach Stand der Technik größere Verformungen berechnet als nach der NCEER Methode.





## **Abstract**

The present work deals with soil liquefaction, in particular the analytical calculation of the soil liquefaction potential and liquefaction induced ground deformations. In case of strong vibration such as an earthquake, soil liquefaction can occur in soils below the water table. In this case, a soil loses its shear strength, so that it behaves like a liquid. This leads to numerous damage patterns, such as tilted or sunken buildings, the rise of underground structures or sand volcanos. Loose clean sands show the largest liquefaction potential, however since the Kocaeli earthquake in Turkey in 1999 increasing attention is placed on the liquefaction potential of fine-grained soils.

In the course of this work, the analytical calculation of soil liquefaction is discussed, implemented and applied. Based on the simplified method of Seed and Idriss (1971), methods of calculating the soil liquefaction potential of coarse-grained and fine-grained soils and their deformation potential are discussed. The calculation methods are applied and compared using data from SPT- and CPT-in-situ tests. It can be seen that the widely used NCEER report of 2001 for calculation of soil liquefaction potential in coarse-grained soils shows minor differences to the calculation according to the state of art. However for fine-grained soils significant deviations compared to the current calculation methods are shown. It is noticeable, that current calculation methods exclude significantly fewer soils from the liquefaction calculation than the calculation from the NCEER report. The deformations that occur due to soil liquefaction correlate with the calculated soil liquefaction potential. Therefore with the calculation according to the state of art the calculated deformations are higher than with the NCEER calculation method.



# Inhalt

1	Einleitung und Motivation .....	1
1.1	Motivation.....	1
1.2	Aufgabenstellung .....	5
1.3	Aufbau der Arbeit .....	5
2	Bodenmechanische Grundlagen der Bodenverflüssigung .....	9
2.1	Definition gängiger Begriffe im Zusammenhang mit der Bodenverflüssigung .	9
2.1.1	Bodenverflüssigung (soil liquefaction) .....	9
2.1.2	Verflüssigung (flow liquefaction).....	10
2.1.3	Zyklische Mobilität (cyclic mobility).....	11
2.2	Bodenverhalten unter zyklischer Belastung.....	12
2.2.1	Verhalten grobkörniger Böden.....	12
2.2.2	Verhalten feinkörniger Böden .....	14
2.2.3	Vergleich grobkörnigen und feinkörnigen Bodens .....	15
2.3	Einflussparameter auf das Bodenverflüssigungspotential.....	16
2.3.1	Bodenparameter .....	16
2.3.2	Grundwasserverhältnisse.....	18
2.3.3	Erdbeben .....	19
2.3.4	Übersicht der Einflussparameter auf das Bodenverflüssigungspotential.	20
3	Bestimmung des Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung.....	21
3.1	Erste Ausschlussverfahren.....	22
3.1.1	Grobkörnige Böden.....	22
3.1.2	Feinkörnige Böden .....	24
3.1.3	Zusammenfassende Ausschlusskriterien nach Eurocode 8.....	26
3.2	Analytische Berechnungsmethoden für grobkörnige Böden .....	26
3.2.1	NCEER Berechnung .....	27
3.2.2	Aktualisierung des NCEER Reports .....	37
3.3	Analytische Berechnungsmethoden für feinkörnige Böden.....	42
3.3.1	Zyklisches Spannungsverhältnis CSR.....	42

3.3.2	Zyklisches Widerstandsverhältnis CRR.....	43
3.3.3	Magnitudenskalierungsfaktor.....	45
3.3.4	Korrekturfaktoren der Systemgeometrie.....	45
3.3.5	Berechnung des Sicherheitsfaktors.....	46
3.4	Testverfahren zur Ermittlung notwendiger Kennwerte.....	46
3.4.1	In-Situ Tests grobkörniger Böden.....	46
3.4.2	In-Situ- und Laborversuche feinkörniger Böden.....	48
3.5	Zusammenfassung der analytischen Berechnungsmethoden.....	49
4	Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Verformung verflüssigter Böden.....	53
4.1	Ermittlung der Verformung grobkörniger Böden.....	53
4.1.1	Setzungsberechnung grobkörniger Böden.....	54
4.1.2	Laterale Verformungen grobkörniger Böden.....	58
4.1.3	Aufschwimmen von Strukturen in grobkörniger Böden.....	62
4.2	Ermittlung der Setzung und lateralen Verformung feinkörniger Böden.....	65
4.2.1	Setzungsberechnung feinkörniger Böden.....	65
4.2.2	Laterale Verformung feinkörniger Böden.....	68
4.3	Zusammenfassung.....	69
5	Sicherheitsanforderungen für Bodenverflüssigung.....	71
5.1	Sicherheitsanforderung in Europa.....	71
5.2	Sicherheitsanforderungen weltweit.....	71
6	Anwendung auf ein reales Projekt.....	74
6.1	Projektbeschreibung.....	74
6.2	Berechnungsgrundlagen.....	74
6.3	Aufbau der Excel Routinen.....	76
6.4	Auswertung der Berechnung des Bodenverflüssigungs-potentials.....	80
6.4.1	Auswertung der Daten aus SPT-Versuchen ohne Ausschluss feinkörniger Böden.....	81
6.4.2	Auswertung der Daten aus SPT-Versuchen unter Ausschluss feinkörniger Böden.....	87

6.4.3	Auswertung der Daten aus CPT-Versuchen unter Ausschluss feinkörniger Böden.....	88
6.4.4	Auswertung der Daten aus CPT-Versuchen unter Berücksichtigung feinkörniger Böden .....	95
6.4.5	Der Liquefaction Potential Index bei SPT- und CPT-Versuchen.....	97
6.5	Auswertung der Berechnung der Verformungen.....	97
6.5.1	Auswertung der Setzungen .....	98
6.5.2	Auswertung der Hebungen.....	101
7	Geotechnische Maßnahmen gegen Bodenverflüssigung.....	105
8	Zusammenfassung.....	108
	Literaturverzeichnis .....	112
	Anhang A .....	120



# Abbildungsverzeichnis

Abb. 1	Skizzen ausgewählter Schadensfälle (Seed et al., 2003) .....	2
Abb. 2	Aufsprengen der Oberfläche aufgrund von Sandkegeln während des Izmit-Erdbebens in der Türkei 1999 (Day, 2002, Bild aus Izmit Collection, EERC, University of California, Berkeley) .....	3
Abb. 3	Laterale Verformungen in Chiguana, Venezuela nach dem Cariaco Erdbeben 1997 (Schwarz, 2014, Bild aus den Einsätzen der Deutschen Task Force Erdbeben) .....	3
Abb. 4	Aufschwimmen eines Kanalschafts nach dem Niigata-Ken Chuetsu Erdbeben im Bezirk Niigata, Japan, 2004 (Buchheister, 2012, Bild von Bardet, J.-P, The Earthquake Engineering Online Archive, Bild NM0018).....	4
Abb. 5	Ungleichmäßige Setzungen des Kawagishi-cho-Komplexes in Niigata, Japan, 1964 (Kramer und Elgamal, 2001) .....	4
Abb. 6	Aufbau der Arbeit .....	8
Abb. 7	Wassergesättigter, locker gelagerter Sand. Darstellung 1) Vor Verflüssigung Darstellung 2) Nach Verflüssigung (modifiziert nach Buchheister, 2012).....	11
Abb. 8	Schematische Darstellung undrainiertem Fließverhaltens sandiger Böden (Buchheister, 2012, nach Ishihara, 1996) .....	11
Abb. 9	Schematische Darstellung der Ergebnisse eines statischen und zyklischen undrainierten Triaxialversuchs an kontraktantem Sand für Verflüssigung (a) und dilatantem Sand für zyklische Mobilität (b) (Rauch, 1997) .....	14
Abb. 10	Schritte für die Nachweise gegen Bodenverflüssigung .....	22
Abb. 11	Verflüssigungsempfindlicher Korngrößenverteilungsbereich nach KTA Z1) hellgrau, verflüssigungsempfindlich, Z2) dunkelgrau, stark verflüssigungsempfindlich (modifiziert nach KTA 2201.2, 2012) .....	23
Abb. 12	Steady State Line mit Verflüssigungspotential (Kramer und Elgamal, 2001).....	23
Abb. 13	Einteilung der Anfälligkeit für Verflüssigung von feinkörnigen Böden (Seed et al., 2003) .....	25
Abb. 14	Berechnung des Soil Type Behaviour Index .....	30
Abb. 15	Bodenverhaltenstyp nach CPT-Tests (Robertson, 1990) .....	31
Abb. 16	Beobachtete Auswirkungen des Erdbebens in Christchurch, 2011 .....	37
Abb. 17	Variationen des MSF mit verschiedenen charakteristischen Schlagzahlen und Spitzendruckwiderständen (Boulanger und Idriss, 2014) .....	41
Abb. 18	Normalisierte Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Plastizitätszahl.....	44

Abb. 19	Magnitudenskalierungsfaktor nach Idriss (1999) (Boulanger und Idriss, 2004) .....	45
Abb. 20	Flowchart zur Ermittlung des Bodenverflüssigungspotentials.....	52
Abb. 21	Volumetrische Dehnung nach dem Sicherheitsfaktor und der relativen Dichte oder der maximalen Scherdehnung (modifiziert nach Ishihara und Yoshimine, 1992).....	55
Abb. 22	Volumetrische Dehnung in Abhängigkeit der äquivalenten Schlagzahl für reinen Sand (Lew und Tran, 2012 nach Idriss und Boulanger, 2008) .....	56
Abb. 23	Volumetrische Dehnung in Abhängigkeit des äquivalenten Spitzendrucks für reinen Sand (Zhang et al., 2002) .....	57
Abb. 24	Böschungsgeometrie nach Youd et al. (2002).....	59
Abb. 25	Ermittlung des horizontalen Abstands zur seismischen Quelle (Youd et al., 2002).....	59
Abb. 26	Gültigkeitsbereich nach Youd et al. (2001) .....	60
Abb. 27	Flow-Diagramm zur Ermittlung der lateralen Verschiebung grobkörniger Böden nach Youd et al. (2002).....	60
Abb. 28	Verhältnis des Sicherheitsfaktors und der relativen Dichte zur maximalen Scherdehnung (Zhang et al., 2002) .....	61
Abb. 29	Porenwasserüberdruckverhältnis in Abhängigkeit der Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung (Day, 2009).....	63
Abb. 30	Skizze der durch Bodenverflüssigung hervorgerufenen Hebung einer Leitung (Sasaki und Tamura, 2003) .....	63
Abb. 31	Vergleich des ermittelten CRR nach NCEER und JRA-Methode (Zhang et al., 2014).....	65
Abb. 32	Vergleich des Reduktionsfaktors nach NCEER und JRA-Methode.....	65
Abb. 33	Setzungsfaktoren in Abhängigkeit der Plastizitätszahl, des Sicherheitsfaktors und des normalisierten Porenwasserüberdrucks im Erdbebenfall (Yasuhara et al., 2001).....	67
Abb. 34	Koeffizient für sofortige Setzung unter statischer Belastung (Yasuhara et al., 2001, nach Inada et al., 1977) .....	67
Abb. 35	Einteilung der Böden in Bodenklassen (OCDI, 2012) .....	73
Abb. 36	Arbeitsblatt 2: Theorie der Berechnung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001).....	77
Abb. 37	Arbeitsblatt 3: Eingabeparameter zur Berechnung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001) .....	78
Abb. 38	Arbeitsblatt 4: Ergebnis der Berechnung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001).....	79



Abb. 39 Ein Vergleich der ermittelten (durchgezogene Linie) korrigierten (gepunktete Linien) und charakteristischen (gestrichelte Linien) Schlagzahl und dem zyklischen Widerstandsverhältnis nach NCEER Methode (dunkelgrau) und Boulanger und Idriss (2014) (hellgrau) für SPT-2.....	83
Abb. 40 Vergleich des Spannungsreduktionsfaktors bei einer Momenten-Magnitude von 6,8 nach NCEER Methode (dunkelgrau) und Boulanger und Idriss (2014) (hellgrau).....	83
Abb. 41 Sicherheitsfaktor bei SPT-2 zufolge der NCEER Methode .....	86
Abb. 42 Sicherheitsfaktor bei SPT-2 zufolge Boulanger und Idriss (2014).....	86
Abb. 43 Sicherheitsfaktor bei SPT-2 zufolge der NCEER Methode .....	88
Abb. 44 Sicherheitsfaktor bei SPT-2 zufolge Boulanger und Idriss (2014).....	88
Abb. 45 Charakteristischer Spitzendruck über den Soil Behaviour Type Index in CPT-3 nach NCEER Methode (dunkelgrau) und Boulanger und Idriss (2014) (hellgrau).....	91
Abb. 46 Charakteristischer Spitzendruck bei $I_c < 2,6$ und zyklisches Widerstandsverhältnis über die Tiefe nach NCEER Methode (dunkelgrau) und Boulanger und Idriss (2014) (hellgrau) in CPT-3. ....	92
Abb. 47 Sicherheitsfaktor bei CPT-3 zufolge der NCEER Methode .....	95
Abb. 48 Sicherheitsfaktor bei CPT-3 zufolge Boulanger und Idriss (2014).....	95
Abb. 49 Sicherheitsfaktor über die Tiefe in CPT-4 nach der Berechnung grobkörniger (dunkelgrau) nach Boulanger und Idriss (2014) und feinkörniger (hellgrau) Böden nach Boulanger und Idriss (2004) .....	97
Abb. 50 Über die Tiefe [m] aufgetragene charakteristische Schlagzahl (a), volumetrische Dehnung (b), Schichtsetzung (c) und Gesamtsetzung als Summe aller Schichtsetzungen mit dem Grenzbereich von +/-Faktor 2 (graue Linien) (d) für SPT-2 nach NCEER Methode.....	99
Abb. 51 Über die Tiefe [m] aufgetragene charakteristischer Spitzendruck (a), volumetrische Dehnung (b), Schichtsetzung (c) und Gesamtsetzung als Summe aller Schichtsetzungen mit dem Grenzbereich von +/-Faktor 2 (graue Linien) (d) für CPT-3 nach NCEER Methode.....	101



## Tabellenverzeichnis

Tab. 1	Vergleich grobkörnigem und feinkörnigem Bodens .....	15
Tab. 2	Einflussparameter auf das Bodenverflüssigungspotential und deren qualitative Auswirkungen.....	20
Tab. 3	Verflüssigungsanfälligkeit feinkörniger Böden (nach Andrews und Martin, 2000).....	24
Tab. 4	Verflüssigungsanfälligkeit nach Polito und Martin (2001).....	25
Tab. 5	Einteilung des Liquefaction Potential Index (LPI).....	35
Tab. 6	Vergleich observierter Auswirkungen auf der Geländeoberfläche und des ermittelten LPI in Christchurch (Gillins, 2014).....	36
Tab. 7	Berechnungsübersicht.....	50
Tab. 8	Aktualisierte SPT- und CPT-Werte zur Ermittlung der Dichte (Idriss und Boulanger, 2008).....	54
Tab. 9	Korrekturfaktor für Feinkornanteil bei SPT-Daten (Day, 2002).....	56
Tab. 10	Einteilung der Folgen und Schäden anhand des LSN.....	58
Tab. 11	Gültigkeitsbereich Youd et al. (2001).....	60
Tab. 12	Bodenfaktor S nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.....	64
Tab. 13	Minimaler FS nach Martin und Lew (1999) .....	72
Tab. 14	Einteilung der Bodenklassen nach OCDI 2002 .....	73
Tab. 15	Maximale Bodenbeschleunigung und Momenten-Magnitude .....	75
Tab. 16	Übersicht der ausgewerteten SPT-Versuche .....	82
Tab. 17	Vergleich der berechneten Sicherheitsfaktoren.....	85
Tab. 18	Übersicht der ausgewerteten SPT-Versuche ohne feinkörnige Böden.....	87
Tab. 19	Versuchsreihen der CPT-Versuche .....	89
Tab. 20	Übersicht der ausgewerteten SPT-Versuche ohne Berechnung feinkörniger Böden.....	94
Tab. 21	Vergleich der ausgewerteten Messpunkte nach Berechnungsmethode .....	96
Tab. 22	Ermittelte Setzungen der Rohrleitung bei SPT-Versuchen.....	99
Tab. 23	Ermittelte Setzungen der Rohrleitung bei CPT-Versuchen.....	100
Tab. 24	Auswertung der Hebungen der Rohrleitung anhand von SPT-Versuchen	103
Tab. 25	Auswertung der Hebungen der Rohrleitung anhand von CPT-Versuchen	104



# Formelzeichen und Abkürzungen

## Große Buchstaben

$B_0$	[m]	Rohrradius
$C_{2D}$	[-]	Korrekturfaktor für den Effekt der zweidimensionalen Erdbebenanregung im Feld
$C_B$	[-]	Korrekturfaktor für den Bohrlochdurchmesser
$C_E$	[-]	Korrekturfaktor für die Hammerenergie
$C_N$	[-]	Korrekturfaktor für den Überlagerungsdruck
$C_R$	[-]	Korrekturfaktor für die Stablänge
$C_S$	[-]	Korrekturfaktor für die Versuchsmethode
$D_{50_{15}}$	[mm]	Mittlere Korngröße der äquivalenten Schichttiefe
$D_H$	[m]	Laterale Verformung
$D_R$	[-]	Relative Dichte (aus SPT oder CPT Daten)
$E$	[kPa]	E-Modul
$F$	[kPa]	Sickerströmungskraft
$F_{15}$	[%]	Feinkornanteil der äquivalenten Schichttiefe
$FC$	[%]	Feinkornanteil
$H$	[m]	Höhe der freistehenden Böschung
$H_i$	[m]	Schichtdicke
$I_C$	[-]	Soil Type Behaviour Index
$I_D$	[%]	Lagerungsdichte
$I_P$	[%]	Plastizitätsindex
$K_{age}$	[-]	Korrekturfaktor für das Alter der Ablagerung
$K_C$	[-]	Korrekturfaktor für Korncharakteristik
$K_H$	[-]	Korrekturfaktor für Schichtdicke
$K_\alpha$	[-]	Korrekturfaktor für Neigungen
$K_\sigma$	[-]	Korrekturfaktor für Überlagerungsdruck
$L$	[m]	Abstand der freistehenden Böschung
$M_0$	[Nm]	seismisches Moment
$M_W$	[-]	Momenten-Magnitude
$N_m$	[-]	SPT-Schlagzahl für 30 cm Eindringtiefe
$(N_1)_{60}$	[-]	Korrigierte Schlagzahl
$(N_1)_{60CS}$	[-]	Charakteristische Schlagzahl einer Referenzkurve für reinen Sand
$P_a$	[kPa]	atmosphärischer Druck
$Q$	[-]	empirische Konstante welche dem Wert von $p'$ entspricht, bei welcher die Dilatanz unterdrückt wird

$Q_w$	[kPa]	Reibungswiderstand
$R$	[m]	Horizontalabstand zur nächsten seismischen Quelle
$R_f$	[m]	Mindestabstand zur nächsten seismischen Quelle um Verflüssigung auszuschließen
$S$	[-]	Bodenfaktor nach EN 1998-5:2004
$S_B$	[%]	Neigungswinkel der Böschung
$S_t$	[-]	Sensibilität feinkörniger Böden
$S_u$	[-]	Normalisierte Scherfestigkeit für normalkonsolidierten Ton
$T_{15}$	[m]	Addierte Schichttiefe gesättigten grobkörnigen Bodens mit $(N_1)_{60} < 15$
$U_d$	[kPa]	Porenwasserüberdruck
$U_s$	[kPa]	hydrostatischer Druck
$V_s$	[m/s]	Scherwellengeschwindigkeit
$W$	[%]	Freies Böschungsverhältnis = $L/H$
$W$	[kPa]	Last der Struktur
$Z_T$	[m]	Tiefe bis Beginn $T_{15}$

### Kleine Buchstaben

$a_{max}$	[m/s <sup>2</sup> ]	maximale horizontale Bodenbeschleunigung an der Oberfläche
$a_r$	[-]	Flächenverhältnis der Bohrspitze
$u_2$	[MPa]	gemessener Porendruck hinter der Bohrspitze
$b$	[m]	Breite der Struktur (entspricht bei Rohren $B_0$ )
$d$	[mm]	Korndurchmesser
$d_c$	[mm]	Spitzendurchmesser
$e_0$	[-]	initiale Porenzahl
$f_s$	[MPa]	Mantelreibung
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung
$h_b$	[m]	Abstand der Rohrleitung zur maximalen Tiefe der verflüssigten Schicht
$m$	[-]	Steigung im log-log Plot der normalisierten Scherfestigkeit über OCR
$n$	[-]	Vom Bodentyp abhängiger Exponent bei CPT-Versuchen
$q_c$	[MPa]	gemessener Spitzendruck
$p'$	[kPa]	effektiver Porendruck
$q$	[kPa]	Belastung
$q_c$	[MPa]	gemessener Spitzendruck
$q_{c1N}$	[MPa]	korrigierter Spitzendruck
$(q_{c1N})_{cs}$	[MPa]	charakteristischer Spitzendruck einer Referenzkurve für reinen Sand

$q_t$	[MPa]	für Porenwasserdruck korrigierter Spitzendruck
$r_d$	[-]	tiefenabhängiger Spannungsreduktionsfaktor
$r_u$	[-]	Porenwasserüberdruckverhältnis
$s_u$	[kPa]	Restscherfestigkeit
$s_u$	[kPa]	Undrainierte Scherfestigkeit
$t$	[s]	Zeit
$u$	[kPa]	Porenwasserdruck
$w_c$	[%]	Wassergehalt
$w_L$	[%]	Fließgrenze
$z$	[m]	Tiefe ab GOK

### Griechische Buchstaben

$\alpha$	[-]	Verhältnis der Bodenbeschleunigung zur Erdbeschleunigung
$\gamma_{max}$	[%]	maximale Scherdehnung
$\gamma$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte des Bodens
$\gamma_w$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte des Wassers
$\Delta S$	[cm]	Summe aller Setzungen
$\Delta S_{i,cy}$	[cm]	sofortige Setzung
$\Delta S_{i,nc}$	[cm]	Setzung unter statischer Belastung
$\Delta S_{i,vr}$	[cm]	Setzung nach zyklischer Belastung
$\varepsilon_{v,i}$	[%]	volumetrische Dehnung
$\xi_R$	[-]	relativer Zustandsparameter
$\rho$	[t/m <sup>3</sup> ]	Dichte
$\rho_m$	[t/m <sup>3</sup> ]	Dichte der Struktur im Boden
$\rho_{sat}$	[t/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Bodens unterhalb des GWSp.
$\varphi$	[°]	innerer Reibungswinkel des Bodens
$\sigma_1$	[kPa]	Axiale Hauptspannung im Triaxialversuch
$\sigma_1$	[kPa]	Radiale Hauptspannung im Triaxialversuch
$\sigma_h'$	[kPa]	effektive Spannung des angrenzenden Bodens an der Unterkante der Struktur
$\sigma'_{vo}$	[kPa]	initiale effektive vertikale Spannung
$\sigma_{vc}'$	[kPa]	Konsolidierungsspannung
$\sigma_{vo}$	[kPa]	initiale totale vertikale Spannung
$\tau_{av}$	[kPa]	effektive Scherspannung
$\tau_{cyc}$	[kPa]	zyklische Scherspannung
$\tau_s$	[kPa]	statische Scherspannung

$\sigma_v'$  [kPa] effektive Spannung an der Unterkante der Struktur

## Abkürzungen

BPT	Becker Penetration Test
CPT	Cone Penetration Test
CPTU	Cone Penetration Test mit Porenwasserdruckmesser
CRR	Zyklisches Widerstandsverhältnis
CRR <sub>7,5</sub>	Zyklisches Widerstandsverhältnis bei einer Referenzmagnitude von 7,5
CSR	Zyklisches Spannungsverhältnis
CVR	Critical Void Ratio
FEM	Finite Elemente Methode
FS	Sicherheitsfaktor gegen Bodenverflüssigung
FS <sub>BR</sub>	Sicherheitsfaktor gegen Aufschwimmen
FS <sub>min</sub>	Geforderter Mindestsicherheitsfaktor gegen Bodenverflüssigung
GOK	Geländeoberkante
JRA	Japanese Road Association
KV	Kornverteilung
LDI	Lateral Displacement Index
LPI	Liquefaction Potential Index
LSN	Liquefaction Severity Number
MCC	Modified Chinese Criteria
MSF	Magnitudenskalierungsfaktor
MSF <sub>max</sub>	Maximaler Magnitudenskalierungsfaktor
NCEER	National Center for Earthquake Engineering Research
OCDI	Overseas Coastal Area Development Institute of Japan
OCR	Over Consolidation Ratio
SPT	Standard Penetration Test
SSL	Steady State Line



# 1 Einleitung und Motivation

## 1.1 Motivation

Bodenverflüssigung stellt in der Bodenmechanik ein komplexes Problem dar, welches im Extremfall zu katastrophalen Schäden führen kann. Im Erdbebenfall kann Bodenverflüssigung zu massiven Schäden an Gebäuden, Infrastruktur, Leitungen und anderen Bauwerken führen. Die durch Bodenverflüssigung entstandenen Schäden führen nicht nur zu hohen Kosten, sondern können die Umwelt, beispielsweise im Fall des Bruchs von Pipelines, sowie die Sicherheit der Bevölkerung, beispielsweise bei Verlust der Tragfähigkeit von Gebäuden oder der Infrastruktur, massiv gefährden. Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, welche im Zuge der geotechnischen Projektarbeit durchzuführen sind, sind daher sowohl vom wirtschaftlichen als auch vom sozialen Standpunkt aus unabdinglich.

Die Gefahr von Bodenverflüssigung wird europaweit im Eurocode EN 1998-5:2004 unter 4.1.4 Potentially liquefiable soils geregelt. Für locker gelagerte Sandschichten mit und ohne Feinkornanteil bis zu 15 m Tiefe und unterhalb des Wasserspiegels soll das Bodenverflüssigungspotential evaluiert werden. Die Untersuchung muss Standard Penetration Tests (SPT) oder Cone Penetration Tests (CPT) sowie die Kornverteilung beinhalten. Rauch (1997) beschreibt acht Schadensfälle, welche bei der Bodenverflüssigung auftreten können.

- Sandkegel (Sand volcanos): Bei ebenem Gelände kann verflüssigter Sand unterhalb einer nicht verflüssigten Schicht entlang eines zentralen Kanals an die Oberfläche durchbrechen und dort Sandkegel aufwerfen. Die entstehenden Schäden sind in der Regel relativ gering (c in Abb. 1, Abb. 2).
- Fließversagen (Flow liquefaction): Dabei wird eine in der Regel sehr große Bodenmasse auf verflüssigtem Boden mit hoher Geschwindigkeit im geneigten Gelände abwärts bewegt (a in Abb. 1).
- Laterale Verformung (Lateral spreads): Infolge der Verflüssigung einer tiefer liegenden Bodenschicht in geneigten Hängen tritt horizontale Materialbewegung auf (Abb. 3). Die nicht verflüssigte obere Bodenschicht gleitet dabei in einem kompakten Block auf der verflüssigten Schicht ab. (b in Abb. 1).

- Oberflächenschwingung (Ground oscillation): Die Verflüssigung eines Bodenelements unterhalb der Oberfläche führt zum Schwingen intakter Bodenblöcke an der Oberfläche (f in Abb. 1).
- Grundbruch (Loss of bearing capacity): Durch Verflüssigung des Baugrunds verursachter Grundbruch (e in Abb. 1).
- Aufschwimmen unterirdischer Bauwerke (Buoyant rise of buried structures): Ist die Dichte eines Bauwerks kleiner als die des verflüssigten Bodens, so schwimmt dieses auf. Dieser Schadensfall betrifft beispielsweise Kanalschächte oder Pipelines (Abb. 4).
- Setzungen (Ground settlement): Setzungen treten bei locker gelagerten Böden auf, welche unter Erdbebenanregung ihr Volumen verringern (d in Abb. 1, Abb. 5).
- Versagen von Stützwänden (Failure of retaining walls): Durch den erhöhten Druck aus dem verflüssigten Auffüllmaterial oder Bodenverflüssigung am Fußpunkt der Mauer, kann ein Versagen von Stützwänden durch Bodenverflüssigung eintreten.

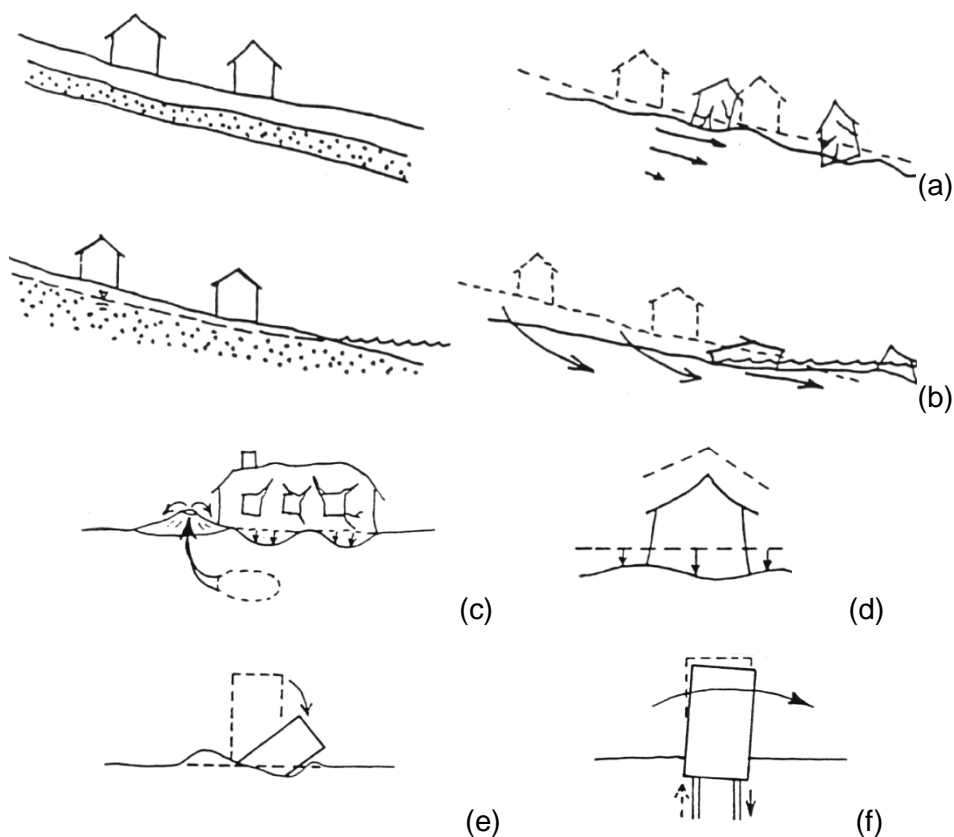


Abb. 1 Skizzen ausgewählter Schadensfälle (Seed et al., 2003)



Abb. 2 Aufsprengen der Oberfläche aufgrund von Sandkegeln während des Izmit-Erdbebens in der Türkei 1999 (Day, 2002, Bild aus Izmit Collection, EERC, University of California, Berkeley)



Abb. 3 Laterale Verformungen in Chiguana, Venezuela nach dem Cariaco Erdbeben 1997 (Schwarz, 2014, Bild aus den Einsätzen der Deutschen Task Force Erdbeben)



Abb. 4 Aufschwimmen eines Kanalschachts nach dem Niigata-Ken Chuetsu Erdbeben im Bezirk Niigata, Japan, 2004 (Buchheister, 2012, Bild von Bardet, J.-P, The Earthquake Engineering Online Archive, Bild NM0018)



Abb. 5 Ungleichmäßige Setzungen des Kawagishi-cho-Komplexes in Niigata, Japan, 1964 (Kramer und Elgamal, 2001)



Wie in Abb. 2 bis Abb. 5 aufgezeigt, kann Bodenverflüssigung zu massiven Schäden führen, weshalb sie bei geotechnischen Beurteilung in Erdbebengebieten stets zu berücksichtigen ist. Die Forschung liefert kontinuierlich neue Erkenntnisse für die Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials, wodurch die zuverlässige Prognose für Ingenieurbüros eine Herausforderung darstellt. Aufgrund der in der Baubranche vorherrschenden Internationalität und der länderspezifischen Normstruktur ist eine Nachweisführung komplex.

### 1.2 Aufgabenstellung

Die vorliegende Masterarbeit beschäftigt sich mit dem systematischen Vergleich und der Beurteilung von gebräuchlichen Verfahren zur Einschätzung des Verflüssigungspotentials aus den Messdaten von Feld- und Laborversuchen. In dieser Arbeit sollen verschiedene Verfahren für die Untersuchung der Gefährdung eines Eintretens von Bodenverflüssigung analysiert und verglichen werden. Im Anschluss werden Methoden diskutiert, mit denen sich die nach einer Bodenverflüssigung resultierenden Verformungen berechnen lassen. Es werden Berechnungsroutinen auf Basis der derzeit gängigen Berechnungsmodelle erstellt und die verwendeten Berechnungsmodelle erläutert. Dies soll dazu beitragen, Bodenverflüssigungspotential schnell und fachgerecht zu kalkulieren. Die Berechnungsmodelle werden für ein Pipeline-Projekt in der Türkei von ILF-Consulting Engineers angewandt. Die Untersuchungsergebnisse der Berechnungsroutinen werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit interpretiert.

Ziel der Arbeit ist, den derzeitigen Stand der Technik zusammenzufassen und ein verständliches, benutzerfreundliches Berechnungsmodell zu erstellen, welches in der Praxis Anwendung finden kann. Die Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials sowie der daraus folgenden Schadensfälle der Setzung, lateralen Ausdehnung und des Aufschwimmens soll rasch und nachvollziehbar möglich sein. Durch die Verwendung unterschiedlicher Berechnungsmethoden und deren Vergleich wird die ingenieurmäßige Interpretation der Berechnungsergebnisse erleichtert.

### 1.3 Aufbau der Arbeit

Nachfolgend wird die Gliederung dieser Arbeit kurz vorgestellt. Nach der Einführung in Thematik und Aufgabenstellung in Kapitel 1 werden im zweiten Kapitel die bodenmechanischen Grundlagen der Bodenverflüssigung erläutert. Hierzu werden in einem ersten Schritt die in der Literatur gängigen Begriffe zur Bodenverflüssigung definiert. Der Unterschied zwischen Verflüssigung und zyklischer Mobilität wird herausgearbeitet und die wesentlichen Einflussparameter auf die genannten Phänomene evaluiert. Zum

besseren Verständnis wird zudem das Bodenverhalten grobkörniger und feinkörniger Böden im Zusammenhang mit der Bodenverflüssigung betrachtet.

Kapitel 3 ist eine Zusammenfassung der geläufigsten Berechnungsmethoden des Bodenverflüssigungspotentials. Die Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials grobkörniger Böden wird anhand des NCEER Reports von Youd et al. (2001) vorgestellt, welcher in der Ingenieurpraxis weit verbreitet ist. Anschließend werden neuere Erkenntnisse aus der Literatur vorgestellt, die den aktuellen Stand der Technik darstellen. Des Weiteren wird Augenmerk auf die Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials feinkörniger Böden gelegt. Dabei wird auf die Berechnungsmethode von Boulanger und Idriss (2004) verwiesen. Die für die Bestimmung der notwendigen Eingabeparameter notwendigen Versuche werden kurz erläutert. Über das Tiefenprofil des Sicherheitsfaktors wird der Liquefaction Potential Index LPI berechnet.

Im 4. Kapitel wird auf das Verformungspotential verflüssigter Böden eingegangen. Hierbei wird das Augenmerk auf die Setzung, die laterale Verformung und das Aufschwimmen von im Boden liegender Strukturen im grobkörnigen Boden gelegt. Die Berechnung erfolgt auf Basis der in Kapitel 3 vorgestellten Versuche nach derzeitigem Stand der Technik. Für feinkörnige Böden wird die Setzung evaluiert.

Kapitel 5 geht auf die gängigen Richtlinien und ausgewählte länderspezifische Normen im Zusammenhang mit den in Kapitel 3 und 4 erläuterten Berechnungsverfahren ein.

Im 6. Kapitel wird die Erstellung einer Excel-Routine auf Basis der in Kapitel 3 und 4 diskutierten Berechnungsverfahren vorgestellt. Darin sind folgende Berechnungsverfahren implementiert:

- Sicherheit gegen Verflüssigung grobkörniger Böden nach Youd et al. (2001)
- Sicherheit gegen Verflüssigung grobkörniger Böden mit Berechnungsmethoden nach Boulanger und Idriss (2014)
- Sicherheit gegen Verflüssigung feinkörniger Böden nach Boulanger und Idriss (2004)
- Setzungen grobkörniger Böden
- Aufschwimmen grobkörniger Böden

Die Projektdaten werden anhand der erstellten Excel-Routinen ausgewertet und interpretiert. Die Projektdaten werden von ILF-Consulting Engineers für ein Pipeline-Projekt in der Türkei zur Verfügung gestellt.

Kapitel 7 gibt einen Überblick zu den Maßnahmen zur Vermeidung von Bodenverflüssigung, falls die errechnete Sicherheit den geforderten Wert unterschreitet und die errechneten Verformungen unzulässig sind.

### Aufbau der Arbeit als Flow-Diagramm

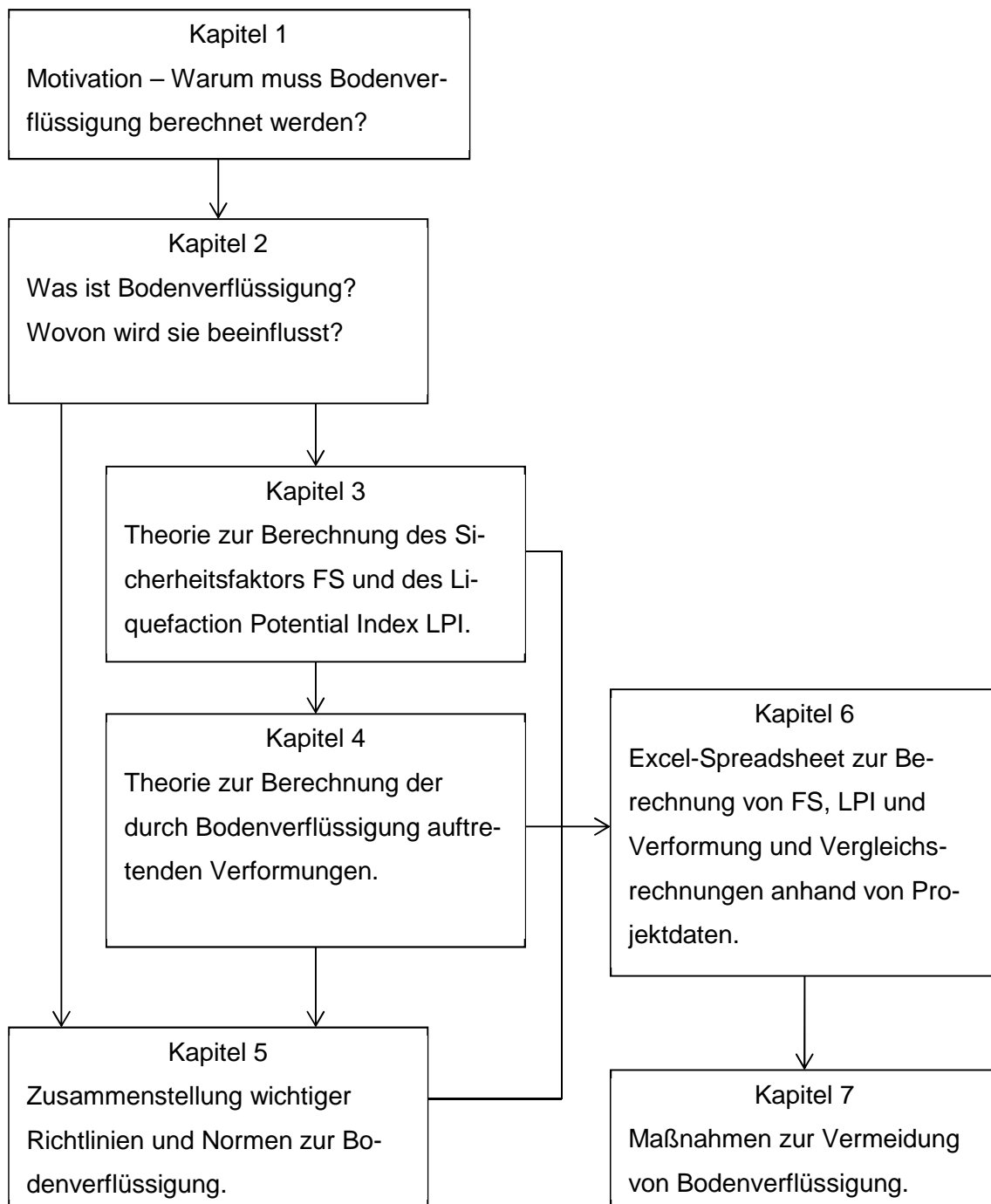


Abb. 6 Aufbau der Arbeit



## 2 Bodenmechanische Grundlagen der Bodenverflüssigung

Aufgrund der internationalen Forschung im Bereich der Bodenverflüssigung ist die Nomenklatur in der gängigen Literatur nicht immer einheitlich. Im Folgenden werden die wichtigsten Begriffe der Bodenverflüssigung definiert und erläutert. Um verschiedene Berechnungsansätze zu vergleichen und zu implementieren, ist ein theoretisches Verständnis der zugrunde liegenden bodenmechanischen Abläufe unumgänglich. In den folgenden Abschnitten wird ein Überblick über die zur Bodenverflüssigung beitragenden Einflussparameter und das Bodenverhalten unter zyklischer Belastung gegeben.

### 2.1 Definition gängiger Begriffe im Zusammenhang mit der Bodenverflüssigung

#### 2.1.1 Bodenverflüssigung (soil liquefaction)

Mit dem Begriff Bodenverflüssigung wird das Phänomen beschrieben, bei dem der Scherwiderstand eines Bodens so weit verringert wird, dass der Boden sich wie eine Flüssigkeit verhält. Die Verringerung des Scherwiderstands kann durch eine dynamische oder eine monotone Belastung ausgelöst werden. Der Boden verhält sich dabei quasi undrainiert. Es entwickeln sich große Porenwasserüberdrücke, sodass die effektiven Spannungen, die für Festigkeit und Steifigkeit des Bodens maßgebend sind, gegen null gehen. Der Boden verbleibt so lange im flüssigen Zustand, bis der reduzierte Scherwiderstand mit der äußeren einwirkenden Belastung wieder im Gleichgewicht ist. Da im Bereich der Bodenverflüssigung simultan von vielen internationalen Forscherteams gearbeitet wurde, hat sich keine eindeutige Nomenklatur gebildet.

Im allgemeinen Gebrauch wird Bodenverflüssigung meist als *der Verlust von Festigkeit in gesättigten, kohäsionslosen Böden durch die Entstehung von Porenwasserüberdruck während dynamischer Belastung* (Rauch, 1997) verstanden. Eine Definition für *soil liquefaction* gemäß National Research Council's Committee on Earthquake Engineering (1985) lautet

*All phenomena giving rise to a loss of shearing resistance or the development of excessive strains as a result of transient or repeated disturbance of saturated cohesionless soils.*

Nach Rauch (1997) wird der Begriff Bodenverflüssigung in der Literatur teilweise widersprüchlich verwendet. Gemäß seinen Ausführungen ist aus geotechnischer Sicht

zwischen Verflüssigung (flow liquefaction) und zyklischer Mobilität (cyclic mobility) zu unterscheiden. Die Eintrittswahrscheinlichkeit einer Bodenverflüssigung, das Bodenverflüssigungspotential, wird in der Literatur sowie der vorliegenden Arbeit auch als Verflüssigungspotential angegeben, bezieht sich jedoch sowohl auf Verflüssigung als auch auf zyklische Mobilität.

### 2.1.2 Verflüssigung (flow liquefaction)

- **Bodenmechanischer Hintergrund der Verflüssigung**

Wird auf ein locker gelagertes Bodenelement eine äußere Erregung (beispielsweise ein Erdbeben) aufgebracht, tendiert es dazu sein Volumen zu verringern. Geht man von einem locker gelagerten, gesättigten Boden aus (Abb. 7, Darstellung 1), besteht Korn-zu-Korn Kontakt. Wird das Bodenelement mit einer totalen Spannung belastet, wird diese über den Korn-zu-Korn Kontakt abgebaut (schwarze Pfeile in Abb. 7). Bei einer äußeren Erregung werden die Bodenpartikel angeregt, ihre bestehende Lagerung zu ändern. Ist der Boden gesättigt, so ist der Porenraum zwischen den Körnern vollständig mit Wasser gefüllt. Gibt es bei schneller Anregung keine ausreichenden Drainagemöglichkeiten, kann das Wasser nicht schnell genug entweichen, sodass sich die Körner nicht umlagern können und der Wasserdruck in den Poren ansteigt. Es entsteht ein Porenwasserüberdruck und die effektive Korn-zu-Korn-Spannung geht verloren (Abb. 7, Darstellung 2). Haben nahezu alle Körner den Korn-zu-Korn Kontakt verloren (graue Pfeile in Abb. 7), besitzt der Boden keinen Scherwiderstand mehr. Dieses Phänomen wird gemeinhin Verflüssigung genannt (angelehnt an Buchheister, 2012). Bei der Verflüssigung ist das statische Gleichgewicht nicht mehr gegeben, wodurch der Widerstand des Bodens, sobald Verflüssigung eingetreten ist, den statischen Spannungen nicht entgegenwirken kann, welche bereits vor dem Erdbeben wirken. Daher nehmen die Verformungen nach Beendigung der äußeren dynamischen Erregung weiter zu, bis das statische Gleichgewicht wiederhergestellt ist. Verflüssigung kann zu sämtlichen beschriebenen Schadensfälle in 1.1 führen mit zum Teil sehr großen Verformungen (Damodarasamy und Kavitha, 2009).

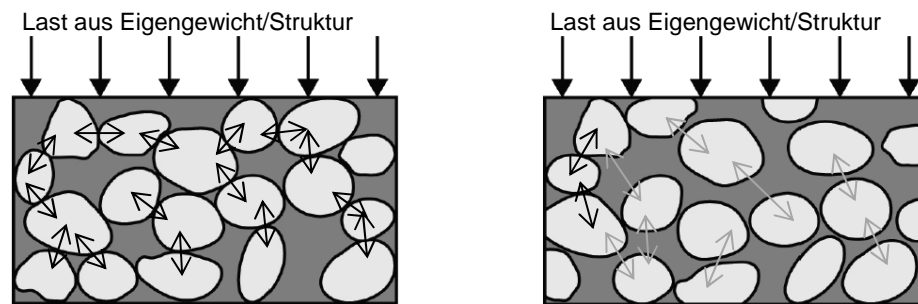


Abb. 7 Wassergesättigter, locker gelagerter Sand. Darstellung 1) Vor Verflüssigung  
Darstellung 2) Nach Verflüssigung (modifiziert nach Buchheister, 2012)

### • Definition der Arten der Verflüssigung

Das Phänomen der Verflüssigung kann unterteilt werden in initiale Verflüssigung, vollständige Verflüssigung und begrenzte Verflüssigung. In der Literatur wird in der Regel von Verflüssigung durch dynamische Belastung ausgegangen, sofern die Belastung nicht näher definiert wird.

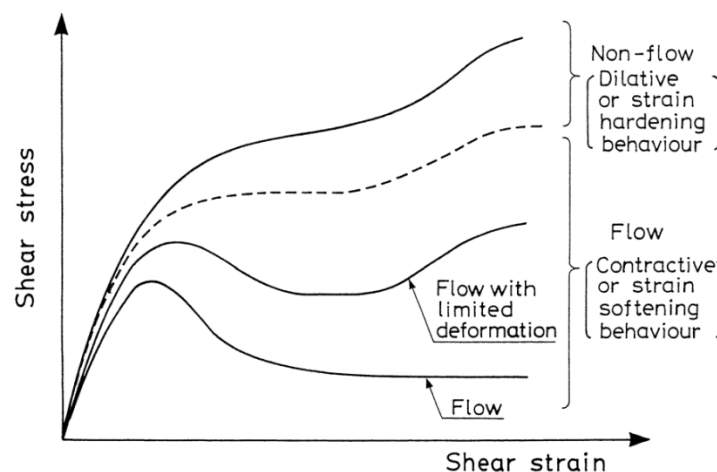


Abb. 8 Schematische Darstellung undrainiertem Fließverhaltens sandiger Böden  
(Buchheister, 2012, nach Ishihara, 1996)

### 2.1.3 Zyklische Mobilität (cyclic mobility)

Robertson und Fear (1996) verwenden den Begriff zyklische Mobilität für Bodenverhalten, welches während zyklischer Scherbeanspruchung durch den Anstieg des Porenwasserüberdrucks in Böden auftritt, welche unter statischer Beanspruchung zu dilatantem Bodenverhalten neigen. Bei der zyklischen Mobilität nehmen die Deformationen nach dem Ende der Belastung nicht weiter zu.

- **Bodenmechanischer Hintergrund der zyklischen Mobilität**

Zyklische Mobilität wird durch statische oder dynamische Belastung bei dicht gelagerten Sanden und nach Seed et al. (2003) bei feinkörnigen Böden mit einer Plastizitätszahl zwischen 12 und 20 hervorgerufen. Bei zyklischer Belastung und geringen Dehnungen verhält sich der Boden zunächst kontraktant. Dadurch nimmt der Porenwasserdruck zu und die effektiven Spannungen verringern sich. Bei größeren Verformungen setzt sich jedoch die Tendenz dicht gelagerten Bodens zu dilatantem Verhalten durch. Durch das dilatante Verhalten dicht gelagerten Bodens verringert sich der Porenwasserdruck wieder und die mobilisierbare Scherfestigkeit bleibt stets größer als die statischen Scherspannungen. Verformungen durch Auftreten von zyklischer Mobilität werden durch das Zusammenwirken der statischen und dynamischen Scherspannungen hervorgerufen, wodurch die Verformungen sich schrittweise aufbauen. Zyklische Mobilität kann nicht zu einem Fließversagen wie in 1.1 beschrieben führen, ein häufiger Schadensfall aufgrund zyklischer Mobilität sind jedoch laterale Verformungen. Die durch zyklische Mobilität hervorgerufenen Verformungen sind in der Regel weniger ausgeprägt als bei Verflüssigung, können jedoch trotzdem zu großen Schäden führen (Damodarasamy und Kavitha, 2009).

## 2.2 Bodenverhalten unter zyklischer Belastung

Um ein besseres Verständnis für das Bodenverhalten bei Bodenverflüssigung zu bekommen, wird in weiterer Folge das Bodenverhalten für grobkörnige und feinkörnige Böden erläutert. Für ausführlichere Informationen sei auf Mayne et al. (2009), Boulanger und Idriss (2004) und Seed et al. (2003) verwiesen.

### 2.2.1 Verhalten grobkörniger Böden

Im Folgenden wird das Verhalten grobkörnigen Bodens unter statischer und unter zyklischer Belastung verglichen. Das Materialverhalten grobkörniger, undrainerter Böden unter zyklischer Belastung wird schematisch in Abb. 9 dargestellt. Die Abbildung zeigt die Spannungsverläufe eines undrainierten Triaxialversuchs unter monotoner (gestrichelte Linie) und zyklischer (durchgezogene Linie) Belastung für locker (a) und dicht (b) gelagerten Sand. Das Probenmaterial ist für beide Versuche ident.

Als erstes wird der locker gelagerte Sand (a) betrachtet. Im Spannungs-Dehnungsdiagramm ist klar ersichtlich, dass ausgehend von einem isotropen Spannungszustand ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ) beide Proben unter statischer und zyklischer Belastung bei großen Dehnungen dieselbe Restscherfestigkeit erreichen. Der statische Spannungs-

Dehnungspfad erreicht unter zyklischer und statischer Belastung dieselbe Restscherfestigkeit. Unter zyklischer Belastung schwanken die effektiven Spannungen mit den Belastungszyklen. Locker gelagerter Sand verhält sich unter Belastung kontraktant, wodurch der Porenwasserdruck steigt. Der Porenwasserdruck  $u$  steigt anfangs schnell an und bleibt in der Folge etwa auf einem Niveau. Im Fall einer zyklischen Belastung baut sich der Porenwasserdruck mit jedem weiteren Belastungszyklus auf, wodurch die effektiven Spannungen abfallen. Bei großen Dehnungen weisen die Pfade der zyklischen und statischen Belastung einen ähnlichen Verlauf auf, da der Porenwasserdruck sich mit weiteren Belastungszyklen nicht mehr ändert. Aus dem effektiven Spannungspfad geht hervor, dass sowohl Proben aus zyklischen als auch aus statischen Versuchen die Bruchgerade erreichen. Unter statischer Belastung erreichen die effektiven Spannungen ein Maximum und fallen daraufhin zur Bruchgeraden ab. Unter zyklischer Belastung kommt es zu einer Variation der Deviatorspannung. Der Boden weist nach Erreichen der Bruchgeraden große, nicht reversible Verformungen auf, welche auch ohne zusätzliche dynamische Belastung zunehmen.

Auf der rechten Seite von Abb. 9 wird das Materialverhalten eines dicht gelagerten Sandes (b) illustriert. Bei zyklischer Belastung verhält das Probenmaterial sich plastisch, sodass die axiale Dehnung mit jedem Belastungszyklus zunimmt. Wird am Ende der zyklischen Belastung eine statische Belastung aufgebracht, erreicht das Probenmaterial bei großen Dehnungen dieselbe Scherfestigkeit. Bei geringer axialer Dehnung nimmt auch bei dicht gelagertem Sand unter statischer Belastung der Porenwasserdruck zu, fällt jedoch bei größerer Dehnung ab, da der Boden sich dilatant verhält und der Porenraum beim Abscheren größer wird. Bei dynamischer Belastung baut sich der Porenwasserdruck mit jedem Belastungszyklus auf, so dass auch für dicht gelagerte Proben Porenwasserüberdrücke entstehen. Ab einem gewissen Punkt begrenzt die Tendenz des Bodens zu dilatantem Verhalten jedoch weitere Dehnung in zusätzlichen Belastungszyklen. Unter zyklischer Belastung erreicht der effektive Spannungspfad die Bruchgerade nicht.

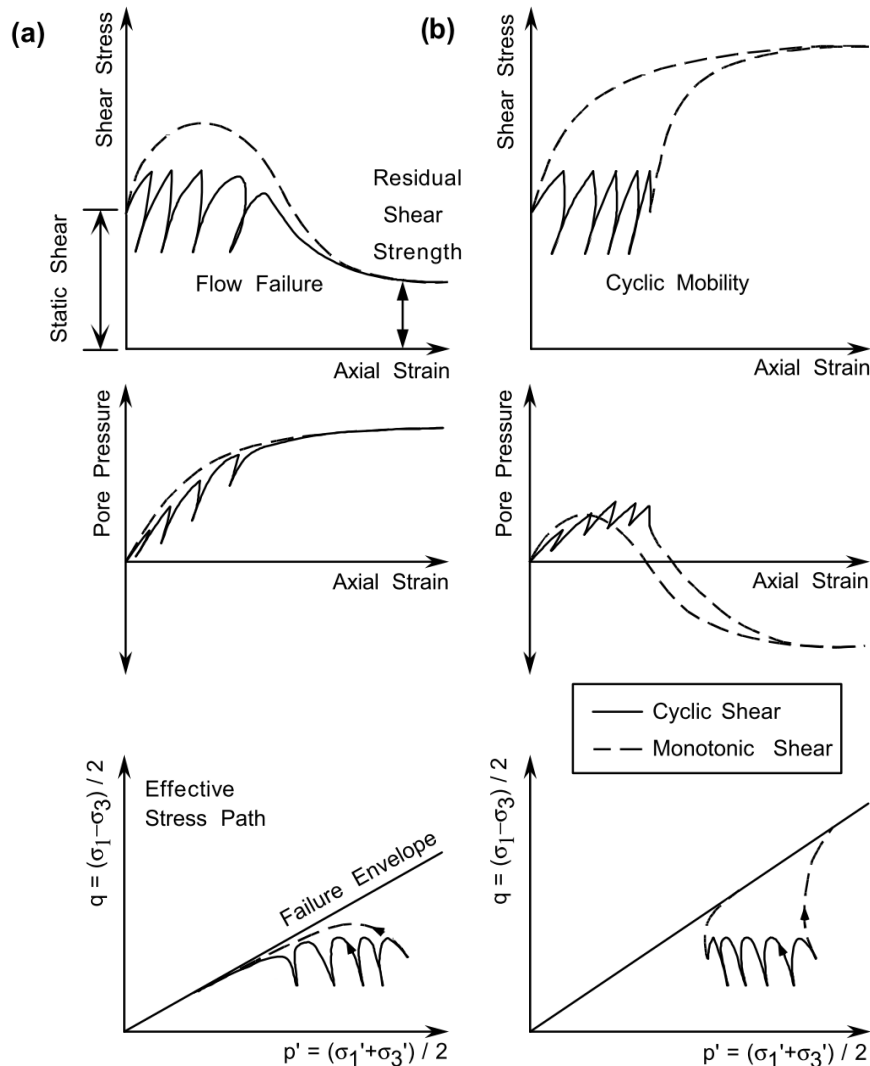


Abb. 9 Schematische Darstellung der Ergebnisse eines statischen und zyklischen undrainierten Triaxialversuchs an kontraktantem Sand für Verflüssigung (a) und dilatantem Sand für zyklische Mobilität (b) (Rauch,1997)

### 2.2.2 Verhalten feinkörniger Böden

Im Gegensatz zu grobkörnigen Böden hängt das Verhalten feinkörniger Böden bei zyklischer Belastung stark von der jeweiligen Belastungsgeschichte ab. Das Überkonsolidierungsverhältnis (Overconsolidation Stress Ratio OCR) ist der Quotient aus der höchsten je erfasste Spannung und der momentanen Spannung eines feinkörnigen Bodens. Ein OCR von 1 bedeutet demnach, dass der Boden normalkonsolidiert ist,  $OCR > 1$  gilt für einen überkonsolidierten Boden, welche in der Vergangenheit höhere Spannungen als im derzeitigen Zustand erfahren haben. Der Scherwiderstand eines feinkörnigen, undrainierten Bodens kann nach Boulanger und Idriss (2004) als eine Funktion der Belastungsgeschichte angegeben werden. Dieser Zusammenhang kann mit ( 1 ) ausgedrückt werden.

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vc}} = S_u \cdot OCR^m \tag{1}$$

In ( 1 ) steht  $S_u$  für das Verhältnis der undrainierten Scherfestigkeit zur Konsolidierungsspannung (= Normalisierte Scherfestigkeit  $s_u/\sigma'_{vc}$ ) für normalkonsolidierten Ton und  $m$  für die Steigung in einem log-log Plot von  $s_u/\sigma'_{vc}$  über dem OCR-Verhältnis. Ausführliche Testreihen von Ladd (1991) bestätigen diesen Zusammenhang. Daraus kann geschlossen werden, dass die Belastungsgeschichte bei einer Abschätzung des Verhaltens feinkörnigen Bodens unbedingt notwendig ist. Von Boulanger und Idriss (2004) werden Richtwerte für verschiedene Tonarten und Plastizität gegeben, mit  $S_u$  zwischen 0,16 und 0,22 und  $m$  zwischen 0,75 und 1,0. Nach Ladd und DeGroot (2003) kann für „homogeneous lean to plastic sedimentary clays of low to moderate sensitivity“  $S_u$  mit 0,22 und  $m$  mit 0,80 angenommen werden.

Unter zyklischer Belastung baut sich der Porenwasserdruck bei feinkörnigen Böden wie bei grobkörnigen Böden mit den Belastungszyklen auf. Jedoch erreicht das Porenwasserüberdruckverhältnis feinkörniger Böden nach Boulanger und Idriss (2004) maximal 80%, sodass im Gegensatz zu grobkörnigen Böden die Bodenprobe stets 20% ihrer initialen effektiven Spannung beibehält. Bei Annäherung an das maximale Porenwasserüberdruckverhältnisse wachsen die Verformungen rapide an.

### 2.2.3 Vergleich grobkörnigen und feinkörnigen Bodens

Der vorliegende Vergleich beruht maßgeblich auf der Zusammenfassung von Boulanger und Idriss (2004).

Tab. 1 Vergleich grobkörnigem und feinkörnigem Bodens

Grobkörniger Boden	Feinkörniger Boden
Die Bodenverflüssigung hängt maßgeblich von der bezogenen Lagerungsdichte ab	Die Bodenverflüssigung hängt maßgeblich von der Konsistenzzahl ab
Die Belastungsgeschichte sandiger Böden spielt eine untergeordnete Rolle für die Bodenverflüssigung	Die Belastungsgeschichte feinkörniger Böden ist maßgebend für die Bodenverflüssigung
Die Gewinnung einer gering gestörten Probe ist nur unter großem Aufwand möglich, sodass die Berechnung der Bodenverflüssigung	Bei gewissenhaften Bohrungen können gering gestörte Proben entnommen werden, sodass die Bodenverflüssigung aus Labor-

auf Felddaten basiert	versuchen ermittelt werden kann, indem die Probe auf den ursprünglichen Konsolidierungszustand versetzt wird
SPT- und CPT-Daten korrelieren mit der Lagerungsdichte und können zur Berechnung der Bodenverflüssigung herangezogen werden	CPT-Daten korrelieren mit der undrainierten Scherfestigkeit, Korrelationen müssen jedoch baugrundspezifisch durch zusätzliche In-Situ oder Labortests ermittelt werden. SPT-Daten weisen eine unzulängliche Korrelation auf
In der Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials muss ein Korrekturwert für den Überlagerungsdruck einbezogen werden	Die effektive Konsolidierungsspannung und die Belastungsgeschichte geben den undrainierten Scherwiderstand ausreichend an. Es muss bei der Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials kein Korrektionswert für Überlagerung angesetzt werden

## 2.3 Einflussparameter auf das Bodenverflüssigungspotential

Zahlreiche Faktoren haben Einfluss auf das Verflüssigungspotential von Böden. Viele der Einflussfaktoren werden in gängigen Berechnungsmodellen berücksichtigt. Die wichtigsten davon werden im Folgenden beschrieben (angelehnt an Day, 2002).

### 2.3.1 Bodenparameter

- **Lagerungsdichte**

Die Lagerungsdichte ist bei grobkörnigen Böden von großer Bedeutung. Locker gelagerte Sande, welche ihr Volumen unter Belastung verringern, weisen die größte Gefährdung für Bodenverflüssigung auf (Seed et al., 2003). In dicht gelagerte Böden, welche unter Belastung ihr Volumen vergrößern, kann zyklische Mobilität auftreten.

- **Konsistenz**

Bei feinkörnigen Böden hängt das Bodenverhalten auch im Erdbebenfall maßgeblich von der Konsistenz des Bodens ab, welche mit dem Wassergehalt variiert. Wie die Lagerungsdichte bei grobkörnigen Böden, sind bei feinkörnigen Böden die Fließgrenze und die Plastizitätszahl ausschlaggebend. Eine Einteilung des Verflüssigungspotentials auf Basis der Fließgrenze und/oder der Plastizitätszahl wurde von verschiedenen Autoren festgelegt (siehe 3.1.2). Generell ist das Verflüssigungspotential bei kleiner Fließgrenze und kleiner Plastizitätszahl am größten, sofern der Wassergehalt bei über 80 -



90% der Fließgrenze liegt. Erfahrungswerte bereits verflüssigter Böden zeigen, dass Böden mit einer Plastizitätszahl von bis zu rund 20% sowie einer Fließgrenze von rund 20 - 40% von Verflüssigung betroffen waren. (Boulanger und Idriss, 2004)

- **Bodenart**

Vor allem Fein- und Mittelsande mit geringem Feinanteil gelten als verflüssigunggefährdet. Vor allem jüngere Veröffentlichungen, beispielsweise von Boulanger und Idriss (2004) oder Bray (2004), beschäftigen sich jedoch intensiv mit dem Verflüssigungspotential feinkörniger Böden. Auch kiesige Böden verflüssigten teilweise während des Chi-Chi Taiwan Erdbebens 1999 oder des Armenia Erdbebens 1988 (Lin, 2004). Einige der Ansätze für Ausschlusskriterien für das Verflüssigungspotential aufgrund der Bodenart werden in Kapitel 3.1 diskutiert.

- **Kornverteilungslinie**

Gleichförmige Böden weisen aufgrund ihrer Struktur größeres Verflüssigungspotential auf als Ungleichförmige. Dies ist damit zu erklären, dass bei ungleichförmigen Böden kleine Partikel die Hohlräume zwischen größeren Partikeln füllen, sodass weniger gesättigter Porenraum vorhanden ist und in Folge weniger Porenwasserüberdruck entsteht. Nach Kramer (1996) weisen vor allem grobkörnige, gleichförmige Böden ein hohes Verflüssigungspotential auf.

- **Kornform**

Gerundete Partikel neigen dazu, sich leichter verdichten zu lassen als kantige Partikel. Dies führt dazu, dass Böden mit gerundeten Partikeln in der Regel leichter verflüssigen. Der Einfluss der Kornform wird in gängigen Berechnungsmodellen nicht berücksichtigt.

- **Überlagerungsdruck**

Bei grobkörnigen Böden beeinflusst der Überlagerungsdruck das Verflüssigungspotential eines Bodens maßgebend. Je größer der umgebende Druck, desto kleiner das Verflüssigungspotential. Der Überlagerungsdruck wird größer, je tiefer der betrachtete Boden liegt, je tiefer der Grundwasserspiegel liegt und je größer die vorhandenen Oberflächenlasten (beispielsweise Baulasten) sind.

- **Alter und Vorbelastung**

Der in der Praxis verbreitete Bericht des NCEER Workshops merkt an, dass das geologische Alter einen großen Einfluss auf das Verflüssigungspotential hat. „Jüngere“ Ablagerungen aus den letzten 1000 Jahren sind deutlich gefährdeter zu verflüssigen als ältere holozäne und pleistozäne Ablagerungen. Ablagerungen vor dem Pleistozän gelten als nicht verflüssigungsgefährdet. Alte Ablagerungen sind weniger verflüssigungsgefährdet, da die Vorbelastung und vorherige Erdbeben das Material weitgehend verdichtet haben. Zudem hat sich möglicherweise bereits eine Zementierung zwischen Bodenpartikeln ausgebildet. Aufgrund wenig zuverlässiger Untersuchungsmethoden zur Bestimmung des geologischen Alters, geht dieses nicht in Berechnungen mit ein und kann höchstens durch ingenieurmäßige Abschätzungen berücksichtigt werden.

Bei feinkörnigen Böden spielt die Belastungsgeschichte und das damit einhergehende Überkonsolidierungsverhältnis eine ausschlaggebende Rolle. Je höher das OCR, desto geringer die Wahrscheinlichkeit, dass ein Boden verflüssigt.

- **Entstehung der Ablagerung**

Die Entstehung der Ablagerung hat ebenfalls einen Einfluss auf die Lagerungsdichte des Bodens. Eingespülte Auffüllungen weisen besonders lockere Dichten auf, jedoch gelten auch natürliche Ablagerungen von Flüssen, Seen und dem Meer als verflüssigungsgefährdet. Die Entstehung der Ablagerung wird durch die Lagerungsdichte indirekt berücksichtigt.

### 2.3.2 Grundwasserverhältnisse

- **Grundwasserspiegel**

Bodenverflüssigung kann nur in gesättigtem Boden auftreten. Aufgrund ihrer Lagerungsdichte und Kornverteilung verflüssigungsgefährdete Böden, welche während eines Erdbebens oberhalb des Grundwasserspiegels liegen, können daher nicht verflüssigen und müssen in Berechnungen nicht berücksichtigt werden, sofern der Boden nicht durch anderweitige hydrologische Einflüsse gesättigt ist.

- **Drainagebedingungen**

Kann das Porenwasser schnell drainieren, wie beispielsweise bei kiesigen, gleichförmigen Böden, verringert sich das Verflüssigungspotential. Vertikale oder horizontale Drainageschichten in verflüssigungsgefährdeten Böden verringern das Verflüssigungspotential, da das Porenwasser schneller entweichen kann. In gängigen Berechnungs-

methoden werden diese Schichten nicht berücksichtigt. Drainagebohrungen können ebenfalls eine Gegenmaßnahme bei verflüssigungsgefährdeten Böden darstellen.

### 2.3.3 Erdbeben

- **Magnitude und Dauer**

Bodenverflüssigung wird im mit Abstand häufigsten Fall von Erdbeben hervorgerufen. Die Charakteristiken des Erdbebens, wie Magnitude, maximale Beschleunigung und Dauer, bestimmen die Scherspannungen im Boden, welche zu Porenwasserüberdruck führen. Je höher die Erdbebenintensität und Dauer, desto größer ist die Verflüssigungswahrscheinlichkeit des Bodens. Je höher die Magnitude eines Erdbebens, umso höher ist die hervorgerufene maximale Beschleunigung und Dauer. Die Magnitude ist das Maß für die freigesetzte Energie von Erdbeben und wird aus der Amplitude bestimmt. Es gibt eine Reihe von Ansätzen zur Bestimmung und Einteilung von Magnituden. Für die Bodenverflüssigung relevant ist die Momenten-Magnitude  $M_w$ , welche auf dem entfernungsunabhängigen seismischen Moment  $M_0$  basiert. Es handelt sich um eine logarithmische Skala mit einem Skalenende von 10,6 (bei welchem die Erdkruste auseinanderbrechen würde). Es ist anzumerken, dass Erdbeben nicht der einzige Auslöser für Bodenverflüssigung sind. Bohrungen, Untergrundsprengungen oder Vibrationen von Zügen können ebenfalls lokale Verflüssigung hervorrufen.

- **Entfernung zum Erdbebenherd**

Die maximale Beschleunigung des betrachteten Bodens hängt mit dessen Lage zum Erdbebenherd zusammen. Je weiter der Erdbebenherd entfernt liegt, desto geringer ist die Verflüssigungswahrscheinlichkeit, da die Beschleunigung am Standort abnimmt. Der Bebenherd im Erdinneren, genannt Hypozentrum, ist der Ursprung eines Erdbebens. Der gemeinhin genutzte Begriff Epizentrum beschreibt den senkrecht von Hypozentrum auf die Erdoberfläche projizierte Punkt, der die geographische Lage eines Erdbebens beschreibt.

Aus der Magnitude und der Entfernung des Erdbebenherds ergibt sich die zur Berechnung der Bodenverflüssigung nötige Bodenbeschleunigung  $a_{max}$ . Bodenbeschleunigung entsteht durch Erdbebenwellen, welche die horizontale Bewegungen des Bodens in Ausbreitungsrichtung der Wellen sowie eine dazu senkrechte Bewegung bewirken. Die maximale Bodenbeschleunigung wird oft in Abhängigkeit der Erdbeschleunigung  $g$  (mit  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) zu beispielsweise  $a_{max} = 0,35 * g \text{ [m/s}^2\text{]}$  angegeben.

### 2.3.4 Übersicht der Einflussparameter auf das Bodenverflüssigungspotential

Tab. 2 Einflussparameter auf das Bodenverflüssigungspotential und deren qualitative Auswirkungen

Parameter	Einfluss bei		
	Grob-körnig	Fein-körnig	
<b>Bodenparameter</b>			<b>Das Bodenverflüssigungspotential erhöht sich bei:</b>
Lagerungsdichte	X		lockerer Lagerung
Fließgrenze		X	einer niederen Fließgrenze
Konsistenzzahl		X	einer niederen Fließgrenze
Bodenart	X	X	einem hohem Anteil an Sand
Kornverteilungslinie	X		einer gleichförmigen Kornverteilungslinie
Kornform	X		runden Körnern.
Überlagerungsdruck	X	X	einem geringen Überlagerungsdruck
Alter	X	X	jungen Ablagerungen
Vorbelastung		X	geringer Vorbelastung
Entstehung	X		alluvialen Ablagerungen
<b>Grundwasserverhältnisse</b>			<b>Das Bodenverflüssigungspotential erhöht sich bei:</b>
Grundwasserspiegel	X	X	Böden, je öfter sie bei Schwankung des Grundwasserspiegels unterhalb des Grundwasserspiegels liegen (gesättigt sind)
Drainagebedingungen	X	X	schlechten Drainagebedingungen
<b>Erdbeben</b>			<b>Die Bodenverflüssigungswahrscheinlichkeit erhöht sich bei:</b>
Intensität	X	X	hoher Erdbebenintensität
Dauer	X	X	einer langen Erdbebeneinwirkung
Lage	X	X	einem näheren Erdbebenherd

### **3 Bestimmung des Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung**

Zur Ermittlung des Grenzzustands der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ist als erster Schritt die Ermittlung des Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung nötig. Der Sicherheitsfaktor wird für jeden einzelnen Messwert in einer bestimmten Tiefe ermittelt. Demnach kann punktuell der Sicherheitsfaktor gegen Bodenverflüssigung des Bodenelements als Quotient der Erdbebeneinwirkung und des Widerstands gegen Verflüssigung berechnet werden. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit für ein Bodenelement kann durch den Sicherheitsfaktor ausgedrückt werden. Nach Ermittlung des Sicherheitsfaktors gegen Verflüssigung in den einzelnen Schichten kann der Liquefaction Potential Index LPI über das gesamte Bodenprofil ermittelt werden, welcher das Ausmaß der Verflüssigung in einem Bodenprofil widerspiegelt. Es ist zu beachten, dass der LPI keinen Nachweis der Tragfähigkeit des Bodenprofils darstellt, da kein Sicherheitsfaktor berechnet wird. Die Tragfähigkeit des Bauwerks, welche vom Bauwerk und der Schichtenfolge abhängig ist, kann jedoch durch den LPI für das jeweilige Bauwerk ingenieurmäßig bewertet werden.

Im folgenden Kapitel werden Berechnungsverfahren für die Ermittlung des Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung erläutert. Hierfür werden Ausschlusskriterien, unter welchen der Boden nicht verflüssigt, diskutiert und analytische Berechnungsmodelle für sowohl grobkörnige als auch feinkörnige Böden vorgestellt. Die zur Berechnung notwendigen Parameter werden aus Versuchen ermittelt, welche kurz beschrieben werden. Die in diesem Kapitel betrachteten Berechnungsmethoden behandeln ausschließlich die Wahrscheinlichkeit des Eintretens von Bodenverflüssigung, nicht die damit einhergehenden Verformungen. Auf andere Berechnungsmethoden wie z.B. numerische Berechnungsprogramme wird nicht eingegangen, da dies den Rahmen der vorliegenden Arbeit sprengen würde. Die Nachweisführung erfolgt in der vorliegenden Arbeit nach den folgenden Schritten:

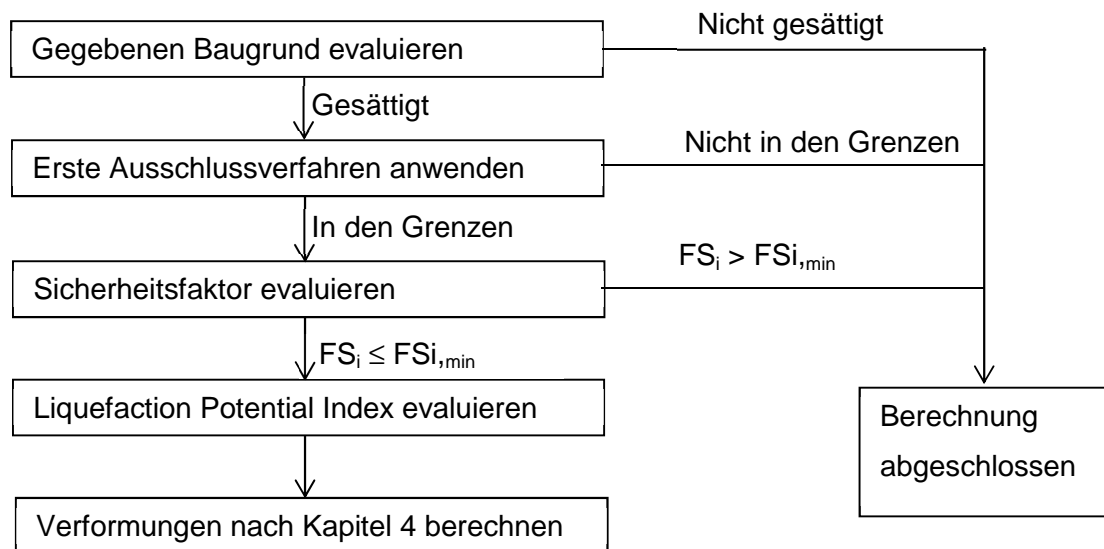


Abb. 10 Schritte für die Nachweise gegen Bodenverflüssigung

### 3.1 Erste Ausschlussverfahren

Bodenverflüssigung kann bei vielen Böden aufgrund derer Eigenschaften und Zusammensetzung ausgeschlossen werden, sodass keine weiteren Untersuchungen und Berechnungen notwendig sind. Diese Ausschlussverfahren werden im Folgenden kurz vorgestellt, da sie bei der Berücksichtigung von Fragestellungen zur Bodenverflüssigung einen ersten Eindruck vermitteln.

#### 3.1.1 Grobkörnige Böden

Grobkörnige Böden können durch das Kriterium der Korngrößenverteilung oder der Porenzahl unterteilt werden. Nach Boulanger und Idriss (2004) gelten Böden mit einem Feinkornanteil  $FC > 50\%$  dann als grobkörnig, wenn sie eine Plastizitätszahl kleiner 7 aufweisen. Böden mit einem Plastizitätsindex größer 7 müssen nach den Berechnungsmethoden für feinkörnige Böden berechnet werden.

- **Kriterium der Korngrößenverteilung**

In einer Reihe von Regelwerken oder Veröffentlichungen wird die Korngrößenverteilung herangezogen, um das Bodenverflüssigungspotential zu beurteilen. In Abb. 11 ist der vom Kerntechnischen Ausschuss (KTA) in Deutschland festgelegte verflüssigungsempfindliche Bereich anhand von Grenzen für die Kornverteilungslinie dargestellt. Es wird in stark verflüssigungsempfindliche (dunkelgrau, Z2) und verflüssigungsempfindliche (hellgrau, Z1) Böden unterteilt. Nach dem KTA gilt mittlerer Silt bis Grobsand als verflüssigungsempfindlich. Die Bereiche außerhalb der Grenzen (weiß) gelten als nicht verflüssigungsempfindlich. Liegt der wesentliche Anteil der Kornverteilungskurve innerhalb des grauen Bereichs, gilt der Boden als verflüssigungsempfindlich.

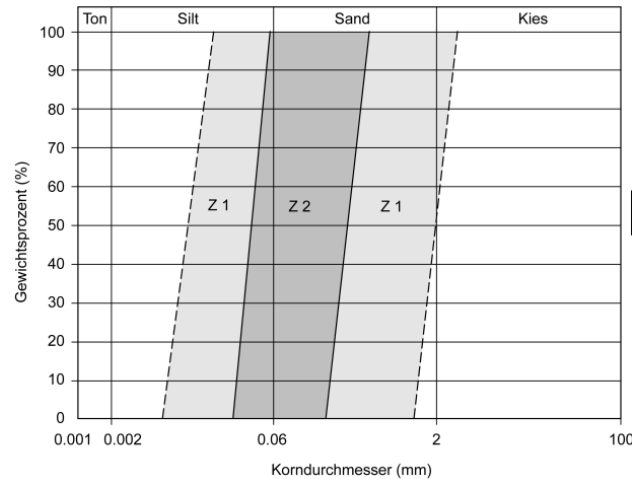


Abb. 11 Verflüssigungsempfindlicher Korngrößenverteilungsbereich nach KTA Z1) hellgrau, verflüssigungsempfindlich, Z2) dunkelgrau, stark verflüssigungsempfindlich (modifiziert nach KTA 2201.2, 2012)

- **Kriterium der Porenzahl**

Der kritische Zustand eines Bodens wird von Roscoe et al. (1958) als der Zustand, unter welchem Boden sich bei gleichbleibender Spannung und weiter verformt, definiert. Die kritische Porenzahl ist also die Porenzahl, welche mit dem kritischen Zustand korreliert. Der Plot der kritischen Porenzahl über der Spannung wird Critical Void Ratio (CVR) oder Steady State Line (SSL) genannt und ist in Abb. 12 dargestellt. Indem man die initiale Spannung und die initiale Porenzahl in dieses Diagramm einträgt, kann die Verflüssigungsempfindlichkeit abgeschätzt werden. Liegt die initiale Porenzahl oberhalb der SSL-Linie, gilt er als kontrakt und damit verflüssigungsanfällig, unterhalb als dilatant und damit nicht verflüssigungsanfällig. Über die Anfälligkeit für zyklische Mobilität wird bei der kritischen Porenzahl keine Aussage getroffen.

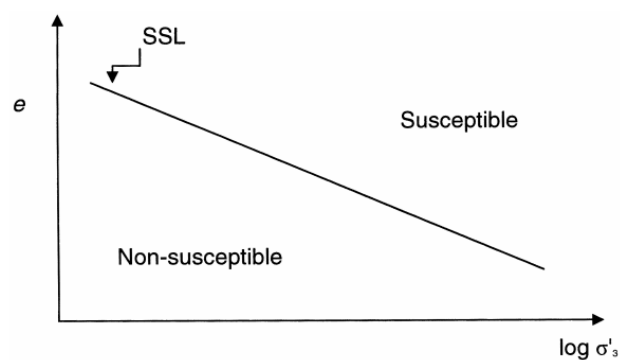


Abb. 12 Steady State Line mit Verflüssigungspotential (Kramer und Elgamal, 2001)

### 3.1.2 Feinkörnige Böden

Eine Vielzahl an Studien der vergangenen Jahrzehnte beschäftigt sich mit dem Verflüssigungspotential feinkörniger Böden. Ein Überblick der gängigsten Empfehlungen zur Bestimmung der Verflüssigungsanfälligkeit feinkörniger Böden ist im Folgenden gegeben. Nach Boulanger und Idriss (2004) gelten Böden mit einem FC > 50% und einer Plastizitätszahl größer 7 als feinkörnig.

- **Chinese Criteria**

Seed et al. (1983) definierten nach Bodenverflüssigungen in China (dokumentiert von Wang, 1979) Kriterien, welche die Verflüssigungsanfälligkeit feinkörniger Böden definieren. Aufgrund der Herkunft der Daten werden diese Kriterien gemeinhin als „Chinese Criteria“ bezeichnet. Ein Boden gilt als verflüssigungsanfällig, wenn alle 3 der folgenden Kriterien erfüllt werden. Die Fließgrenze wird mit dem Kegeldruckversuch ermittelt.

- Tonanteil (definiert als Massen-% kleiner 0,005 mm) < 15%
- Fließgrenze < 35%
- Wassergehalt in % < 0,9 x Fließgrenze in %

Die Chinese Criteria sind ausschließlich aus Gründen der Vollständigkeit aufgelistet und sollten nicht verwendet werden, da zahlreiche Böden, welche nach den Chinese Criteria nicht als verflüssigbar eingestuft wurden, verflüssigten (Boulanger und Idriss, 2006).

- **Modified Chinese Criteria (MCC)**

Andrews und Martin (2000) definierten neue Kriterien für die Verflüssigungsanfälligkeit feinkörniger Böden. Aufgrund der Sensibilität des Wassergehalts auf sich ändernde Umweltfaktoren und der Anfälligkeit für Fehler bei der Probengewinnung werden nur der Tonanteil sowie die Fließgrenze als Schlüsselfaktoren definiert. Die MCC sind in Tab. 3 angegeben. Es ist zu beachten, dass von Andrews und Martin (2000) die Korngröße der Tonfraktion wie in Europa üblich mit  $d < 0,002$  mm definiert wird und die Fließgrenze nach Cassagrande ermittelt wird.

Tab. 3 Verflüssigungsanfälligkeit feinkörniger Böden (nach Andrews und Martin, 2000)

	$w_L < 32\%$	$w_L \geq 32\%$
Tongehalt < 10%	Verflüssigungsgefährdet	Weitere Studien benötigt
Tongehalt $\geq 10\%$	Weitere Studien benötigt	Nicht verflüssigungsgefährdet



• **Kriterien über die Plastizitätszahl**

Bray et al. (2001), Sancio et al. (2002), und Sancio et al. (2003) schlagen eine Einteilung nach dem Einfluss des Feinanteils auf die Plastizität vor.

Polito und Martin (2001) geben die Richtlinien für die Verflüssigungsanfälligkeit basierend auf der Fließgrenze sowie der Plastizitätszahl vor. Die Empfehlungen sind in Tab. 4 zusammengefasst.

Tab. 4 Verflüssigungsanfälligkeit nach Polito und Martin (2001)

Fließgrenze	Plastizitätszahl $I_p$	
$< 25$	$< 7$	Verflüssigungsanfällig
$25 < w_L < 35$	$7 < I_p < 10$	Eventuell verflüssigungsanfällig
$35 < w_L < 50$	$10 < I_p < 15$	Anfällig für zyklische Mobilität

Angelehnt an die Einteilung nach Polito und Martin (2001) fassen Seed et al. (2003) den Wissensstand zusammen. Dabei wird das Atterberg-Diagramm in 3 Zonen eingeteilt, wie in Abb. 13 dargestellt ist. Zone A (\\ \ -schattiert) ist verflüssigungsanfällig für zyklisch induzierte Verflüssigung. Zone B (/ / / -schattiert) gilt als eventuell verflüssigungsanfällig und Zone C (alles was nicht in Zone A und B liegt) ist für zyklisch induzierte Verflüssigung nicht anfällig.

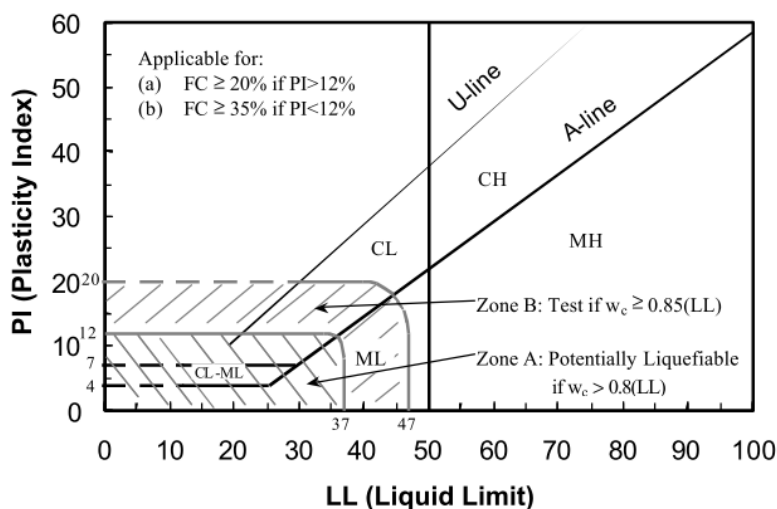


Abb. 13 Einteilung der Anfälligkeit für Verflüssigung von feinkörnigen Böden (Seed et al., 2003)

### 3.1.3 Zusammenfassende Ausschlusskriterien nach Eurocode 8

Beispielhaft für eine Zusammenfassung aller Ausschlussverfahren nach Norm seien die Ausschlusskriterien nach Eurocode *EN 1998-5:2004* Punkt 4.1.4 *Potentially liquefiable soils* gegeben. Demnach kann die Bodenverflüssigung ausgeschlossen werden, wenn  $\alpha \cdot S < 0,15$  und mindestens eine der folgenden Konditionen erfüllt ist:

- Tonanteil von größer 20% sowie einen Plastizitätsindex größer 10
- Feinkornanteil von größer 35% und  $(N_1)_{60}$  größer 20
- Reiner Sand mit  $(N_1)_{60}$  größer 30

$\alpha$  steht für das Verhältnis der Bodenbeschleunigung in Bodenklasse A zur Erdbeschleunigung und  $S$  für den Bodenfaktor nach Tab. 12.

### 3.2 Analytische Berechnungsmethoden für grobkörnige Böden

In Folge der verheerenden Erdbeben in Alaska und Niigata (Japan) 1964 entwickelten Seed und Idriss (1971) die „simplified procedure“ für die Bestimmung des Bodenverflüssigungspotentials. Diese Berechnungsmethode wurde seitdem kontinuierlich weiterentwickelt und verbessert, vor allem durch Seed (1979), Seed und Idriss (1982), Seed et al. (1985) und den NCEER Report 1985.

Unter der Leitung von Youd und Idriss wurde 1996 ein Workshop mit 20 Teilnehmern abgehalten, um die simplified procedure auf den neuesten Stand der Forschung zu bringen. Der Report dieses Workshops ist bis heute die meistverwendete Berechnungsmethode. Die NCEER Methode wird vor allem bei grobkörnigen Böden angewandt und in Kapitel 3.2.1 genauer vorgestellt. Seit 1996 wurden die Berechnungen aufgrund neuer Forschungsergebnisse aktualisiert, worauf in Kapitel 3.2.2 eingegangen wird. Die Schritte der simplified method, welche für sämtliche im Rahmen dieser Arbeit diskutierten Berechnungsmethoden des Sicherheitsfaktors angewendet werden, sind wie folgt:

1. Berechnung des zyklischen Spannungsverhältnis CSR, welches von der maximalen Bodenbeschleunigung  $a_{max}$  als Belastung ausgeht.
2. Berechnung des zyklischen Widerstandsverhältnis CRR, welches die Widerstandsfähigkeit des Bodens gegen Verflüssigung widerspiegelt.
3. Berechnung des Magnitudenskalierungsfaktors MSF, durch welchen die Bemessungsmagnitude in die Berechnung eingeht.

4. Berechnung zusätzlicher Korrekturfaktoren, welche die Lage (Tiefe und Neigung) des verflüssigenden Bodens berücksichtigt.
5. Berechnung eines Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung einzelner Bodenschichten.
6. Berechnung des Liquefaction Potential Index über das Bodenprofil.

### 3.2.1 NCEER Berechnung

Die Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials erfolgt gemäß dem NCEER Workshop 1996 (Youd et al., 2001) über einen Vergleich des zyklischen Widerstandsverhältnisses CRR und des zyklischen Spannungsverhältnisses CSR. CRR kann aus vier verschiedenen In-Situ Versuchen abgeleitet werden (vergleiche 3.4.1), von welchen am häufigsten SPT- und CPT-Versuche verwendet werden. Die Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials auf Basis von SPT- und CPT-Messwerten wird im Folgenden diskutiert. Es sei angemerkt, dass die Berechnung ausschließlich für ebenes oder leicht geneigtes Gelände gültig ist und ab einer Tiefe von 15 m auf der Extrapolation der aus Falldaten gewonnenen empirischen Kurven beruht. Die Berechnung gilt gemeinhin für alle Böden, jedoch werden im NCEER Report feinkörnige Böden, welche die Chinese Criteria nicht erfüllen, ausgeschlossen. Die Berechnungsmethodik sollte daher für feinkörnige Böden nicht übernommen werden, es wird jedoch keine Methode zur Berechnung des Verflüssigungspotentials feinkörniger Böden aufgestellt. Sämtliche Gleichungen im folgenden Abschnitt sind, sofern nicht anders angegeben, aus Youd et al. (2001) übernommen.

#### 1. Zyklisches Spannungsverhältnis CSR

Das zyklische Spannungsverhältnis gibt das Verhältnis der effektiven Scherspannung zur initialen effektiven vertikalen Spannung im Erdbebenfall an. Da die effektiven Scherspannungen abhängig von der zu erwartenden maximalen Bodenbeschleunigung im Erdbebenfall sind, kann CSR als Einwirkung betrachtet werden, welche eine Bodenverflüssigung hervorrufen. Im zugrunde liegenden Modell wird die Masse einer starren Bodensäule betrachtet. Durch ein Erdbeben entsteht eine horizontale Kraft  $F$ , welche sich aus der Masse der Bodensäule und der Beschleunigung ergibt und zur Anregung führt.

$$CSR = \tau_{av} / \sigma'_{vo} = 0,65 (a_{max} / g) (\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) r_d \quad (2)$$

$\tau_{av}$  [kPa] effektive Scherspannung

$\sigma_{vo}$  [kPa] initiale totale vertikale Spannung

$\sigma'_{vo}$	[kPa]	initiale effektive vertikale Spannung
$a_{max}$	[m/s <sup>2</sup> ]	maximale horizontale Beschleunigung an der Oberfläche
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung
$r_d$	[-]	tiefenabhängiger Reduktionsfaktor

In der Modellvorstellung zur Berechnung des zyklischen Spannungsverhältnisses wird der Boden als ein starrer Körper angesehen. Da dies in der Realität nicht der Fall ist, wird der Spannungsreduktionsfaktor  $r_d$  zur Berichtigung der Flexibilität des Bodenprofils herangezogen. Die maximale Tiefe  $z$ , für welche die Formel gültig ist, ist nach Angaben des NCEER Reports 23 m, wobei ab einer Tiefe von 15 m keine Falldaten vorhanden sind, sondern die Kurve extrapoliert wurde.

$$r_d = \frac{1,000 - 0,4113z^{0,5} + 0,04052z + 0,001753z^{1,4}}{1,000 - 0,4177z^{0,5} + 0,05729z - 0,006205z^{1,5} + 0,001210z^2} \quad (3)$$

## 2. Zyklisches Widerstandverhältnis CRR

Das zyklische Widerstandsverhältnis CRR drückt den Widerstand eines Bodens gegen eine zyklische Belastung aus. Der Scherwiderstand wird über die effektiven Normalspannungen normalisiert, sodass es sich wie beim CSR um einen Verhältniswert handelt. Das Berechnungsverfahren des zyklischen Widerstandsverhältnisses nach Youd et al. (2001) ist empirisch und beruht auf einer Reihe von Falldaten verflüssigter Böden. Die zur Berechnung des CSR nötigen Kennwerte können über Standard Penetration Tests (SPT), Cone Penetration Tests (CPT), die Messung der Scherwellengeschwindigkeit  $V_s$  sowie den Becker Penetration Test (BPT) erfolgen. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Berechnung auf Basis von Daten aus SPT- und CPT-Versuchen untersucht, welche am Häufigsten durchgeführt werden.

### • Für SPT-Versuche

Durch einschlagen einer Verrohrung kann die Anzahl  $N_M$  der Schläge pro 30 cm gemessen werden. Die  $N_M$ -Werte werden durch einen Korrekturfaktor für einen Überlagerungsdruck von 100 kPa sowie Korrekturfaktoren des Versuchsaufbaus normalisiert. Die charakteristische Schlagzahl  $(N_1)_{60}$  ergibt sich aus ( 4 ). In vielen Fällen ist  $(N_1)_{60}$  gegeben und muss nicht berechnet werden.

$$(N_1)_{60} = N_M C_N C_E C_B C_R C_S \quad (4)$$

$(N_1)_{60}$  Korrigierte Schlagzahl

$N_m$  SPT-Schlagzahl für 30 cm Eindringtiefe

$C_N$  Korrekturfaktor für den Überlagerungsdruck (overburden pressure)

- $C_E$  Korrekturfaktor für die Hammerenergie (energy ratio)  
 $C_B$  Korrekturfaktor für den Bohrlochdurchmesser (borehole diameter)  
 $C_R$  Korrekturfaktor für die Stablänge (rod length)  
 $C_S$  Korrekturfaktor für die Versuchsmethode (sampling method)

Im nächsten Schritt wird der Korrekturwert für den Feinkornanteil FC berechnet. Es sei darauf hingewiesen, dass für feinkörnige Böden (erhöhter Feinkornanteil) gesonderte Berechnungsmethoden in Kapitel 3.3 diskutiert werden. Die Berechnung des CRR nach der charakteristischen Schlagzahl gilt für grobkörnige Böden, wobei die gemessene Schlagzahlen auf Schlagzahlen einer reinen Sandkurve als Referenzkurve umgerechnet werden. Die charakteristische Schlagzahl einer Referenzkurve für reinen Sand (*clean sand cs*)  $(N_1)_{60cs}$  wird mit ( 5 ) berechnet. In der Berechnung selbst ist Maximalwert des Feinkornanteils gegeben, sondern ab 35% ein gleichbleibender Gleichungsparameter verwendet. Ab einer charakteristischen Schlagzahl von über 30 gilt der Boden als dicht gelagert und damit nicht verflüssigungsgefährdet.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60} \quad (5)$$

mit

$$\alpha = \begin{cases} 0 \\ \exp(1,76 - (190/FC^2)) \\ 5 \end{cases} \quad \beta = \begin{cases} 1 \\ 0,99 - (FC^{1,5}/1000) \\ 1,2 \end{cases} \quad ; \quad \begin{array}{l} FC \leq 5\% \\ 5\% \leq FC \leq 35\% \\ FC \geq 35\% \end{array}$$

Im letzten Schritt wird das zyklische Widerstandsverhältnis mit ( 6 ) für ein Referenzerdbeben mit der Magnitude 7,5 berechnet.

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (6)$$

#### • Für CPT-Versuche

Wie bei der Beurteilung von Messergebnissen aus SPT-Versuchen wird auch für CPT-Sondierungen der gemessene Spitzendruck  $q_c$  für den Überlagerungsdruck korrigiert. Der dimensionslose korrigierte Spitzendruck  $q_{c1N}$  wird mit ( 7 ) berechnet, wobei  $(P_a / \sigma'_{vo})^n$  nach dem NCEER Report einen Wert von 1,7 nicht überschreiten darf.

$$q_{c1N} = (P_a / \sigma'_{vo})^n (q_c / P_a) \quad (7)$$

- $q_{c1N}$  [-] korrigierter Spitzendruck  
 $\sigma'_{vo}$  [MPa] initiale effektive vertikale Spannung

- $P_a$  [MPa] atmosphärischer Druck, 100 kPa  
 $n$  [-] Vom Bodentyp abhängiger Exponent 0,5 ÷ 1,0  
 $q_c$  [MPa] gemessener Spitzendruck

Im nächsten Schritt wird der Bodentyp anhand von Mantelreibung und Spitzendruck abgeschätzt. Im Allgemeinen nimmt das Reibungsverhältnis = Mantelreibung  $f_s$  / Spitzendruck  $q_c$  mit dem Feinkornanteil und der Plastizitätszahl zu, sodass eine grobe Abschätzung des Bodentyps getroffen werden kann. Die Einteilung der Bodentypen erfolgt nach Robertson (1990) und wird in Abb. 15 dargestellt. Der Soil Type Behaviour Index  $I_C$  wird durch ( 8 ) berechnet.

$$I_C = [(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2]^{0,5} \quad (8)$$

mit  $Q = ((q_c - \sigma_{vo})/P_a)(P_a/\sigma'_{vo})^n$      $F = [f_s / q_c - \sigma_{vo}] \times 100\%$

Der Soil Type Behaviour Index, welcher aus Diagramm in Abb. 15 ablesbar ist, wird durch  $Q$  mit dem Exponenten  $n = 1$  berechnet, welcher für feinkörnige Böden gilt. Für reine Sande gilt  $n = 0,5$ , für Silt und sandigen Silt ein Wert zwischen 0,5 und 1,0. Da der Exponent zu Beginn der Berechnung nicht verfügbar ist, muss iteriert werden.

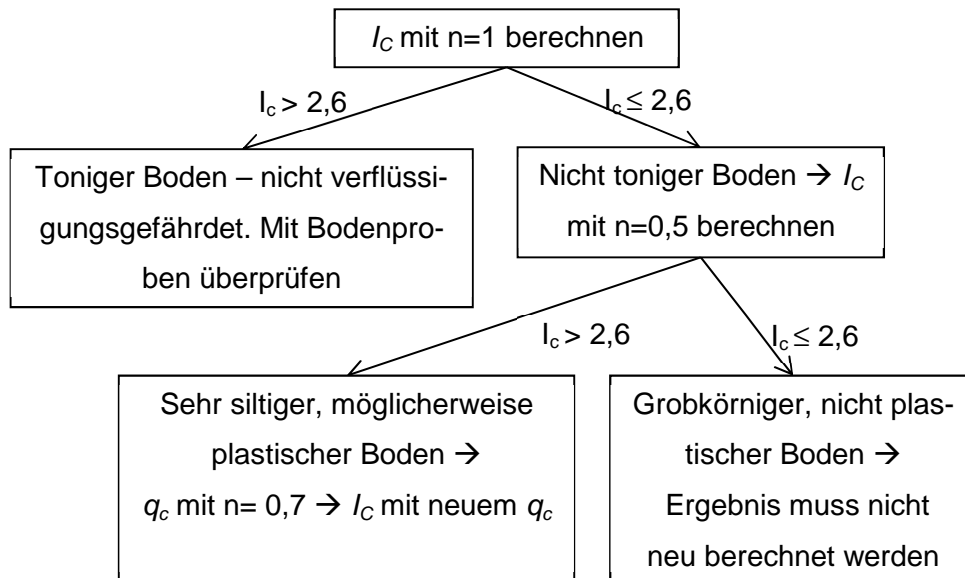


Abb. 14 Berechnung des Soil Type Behaviour Index

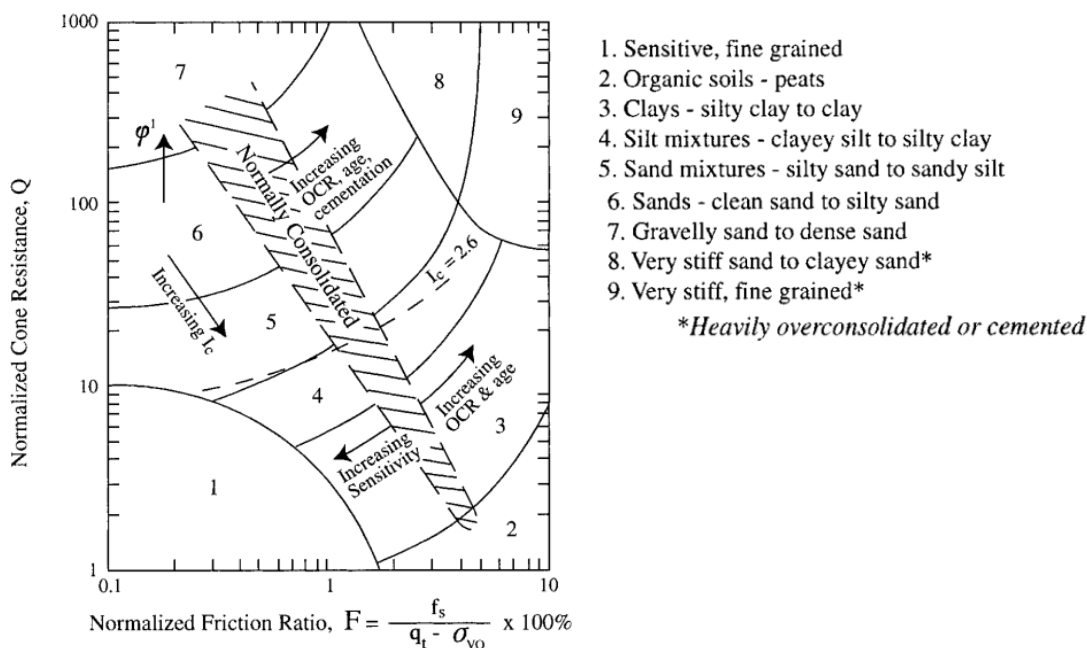


Abb. 15 Bodenverhaltenstyp nach CPT-Tests (Robertson, 1990)

Es sei angemerkt, dass nach Youd et al. (2001) sämtliche Böden mit einem  $I_c \geq 2,4$  sowie Böden der Region 1 in Abb. 15 zusätzlich geprüft werden sollten, um den Bodentyp sowie das Bodenverflüssigungspotential mit Augenmerk auf zyklische Mobilität zu überprüfen. Diese Prüfung kann beispielsweise durch Laborversuche oder eine Berechnung nach 3.3 erfolgen.

Im nächsten Schritt wird der charakteristische Spitzendruck, welcher dem äquivalenten Spitzendruck einer reinen Sandkurve entspricht, durch den Korrekturfaktor für Korncharakteristik  $K_C$  berechnet. Der Korrekturfaktor  $K_C$  erhöht sich ab einem Soil Behaviour Type Index von etwa 2,25 mit einer geringen weiteren Erhöhung von  $I_C$  stark.

$$(q_{c1N})_{cs} = K_C q_{c1N} \quad (9)$$

$$I_C \leq 1,64: K_C = 1,0$$

$$I_C > 1,64: K_C = -0,403 I_C^4 + 5,581 I_C^3 + 21,63 I_C^2 + 33,75 I_C - 17,88$$

Bei dünnen grobkörnigen Schichten von bis zu rund 1 m Mächtigkeit, welche in dicke, weiche Schichten eingebettet sind, ist der gemessene Spitzendruck kleiner als bei demselben Boden in dicken Schichten. Daraus ergibt sich ein Korrekturfaktor für die Schichtdicke  $K_H$

$$K_H = 0,25 \left[ \left( \frac{H}{\frac{d_c}{17}} \right) - 1,77 \right]^2 + 1,0 \quad (10)$$

$H$  [mm] Schichtdicke der dünnen Schicht

$d_c$  [mm] Spitzendurchmesser

Der ermittelte Spitzendruck der dünnen Schicht ist der gemessene Spitzendruck multipliziert mit dem Korrekturfaktor  $K_H$ . In ( 7 ) bis ( 10 ) wird mit dem durch  $K_H$  korrigierten Spitzendruck anstelle des gemessenen Spitzendrucks gerechnet. Das zyklische Widerstandsverhältnis kann dann mit dem errechneten charakteristischen Spitzendruck  $(q_{c1N})_{CS}$  berechnet werden. Bei  $(q_{c1N})_{CS} < 50$  gilt ( 11 ), bei  $50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160$  ( 12 ). Böden mit einem charakteristischen Spitzendruck größer 160 gelten als zu dicht gelagert um zu verflüssigen und werden von der Berechnung ausgeschlossen.

$$CRR_{7,5} = 0,833[(q_{c1N})_{cs}/1000] + 0,05 \quad (11)$$

$$CRR_{7,5} = 93[(q_{c1N})_{cs}/1000]^3 + 0,08 \quad (12)$$

### 3. Magnitudenskalierungsfaktor MSF

Die Ermittlung des zyklischen Widerstandverhältnisses erfolgt für ein Referenzerdbeben mit einer Momenten-Magnitude von 7,5. Die Berechnung des Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung muss daher dem Referenzerdbeben des Standorts mit Hilfe des Magnitudenskalierungsfaktors angeglichen werden. Der MSF kann auf verschiedene Weisen berechnet werden, wobei keine Aussage, welche Berechnung „richtig“ ist, getroffen werden kann. Die von Seed und Idriss (1982) vorgeschlagenen Faktoren wurden von den Teilnehmern des NCEER Workshops als zu konservativ angesehen.

*Rather than recommending a single set of factors, the workshop participants suggest a range of MSFs from which the engineer is allowed to choose factors that are requisite with the acceptable risk for any given application. (Youd et al., 2001)*

Als Richtlinie gilt für Magnituden kleiner 7,5 ein unteres Limit nach ( 13 ) (Idriss, 1995) sowie ein oberes Limit nach ( 14 ) (Andrus und Stokoe, 1997). Für Magnituden größer 7,5 wird wiederum eine Berechnung mit dem Magnitudenskalierungsfaktor MSF nach ( 13 ) (Idriss, 1995) vorgeschlagen.

$$MSF = 10^{2,24} / M_w^{2,56} \quad (13)$$

$$MSF = (M_w / 7,5)^{-3,3} \quad (14)$$



#### 4. Korrekturfaktor für Systemgeometrie

Zusätzlich wird der Korrekturfaktor für Überlagerungsdruck  $K_\sigma$  vorgeschlagen, welcher von der effektiven Vertikalspannung sowie der relativen Dichte des Bodens abhängt. Bei relativen Dichten von 40 - 60% beträgt der Exponent  $f = 0,7 - 0,8$ , bei relativen Dichten von 60 - 80% ist  $f = 0,6 - 0,7$ , Für Zwischenwerte wird interpoliert.

$$K_\sigma = (\sigma'_{v0})^{f-1} \quad (15)$$

Der zyklische Widerstand von Ablagerungen nimmt mit der Zeit zu, sodass ein Korrekturfaktor des Alters  $K_{age}$  angesetzt werden kann. Dieser Effekt ist nicht quantifizierbar, bei Ablagerungen älter als 1000 Jahre kann er jedoch berücksichtigt werden, indem der Faktor  $K_\sigma$  vernachlässigt wird.

Ein Korrekturfaktor für Neigungen  $K_\alpha$  wird erwähnt, jedoch nicht quantifiziert und sollte nach dem NCEER Report von Personen, welche keine Experten auf dem Gebiet der Bodenverflüssigung sind, nicht angewendet werden.  $\alpha$  berechnet sich hierbei als der Quotient der statischen Scherspannung und dem effektiven vertikalen Druck,  $K_\alpha$  als eine Funktion von  $\alpha$ . Bei der Betrachtung von gering geneigtem Gelände ist eine Annahme von  $K_\alpha = 1$  jedoch nicht auf der sicheren Seite, weshalb die Berechnung nach Youd et al. (2001) nur für ebenes Gelände durchgeführt werden sollte.

#### 5. Berechnung des Sicherheitsfaktors

Der Sicherheitsfaktor FS gibt gemäß NCEER Workshop die Sicherheit des Bodens gegen Bodenverflüssigung an. Unter Berücksichtigung von  $K_\sigma$  und  $K_\alpha$  (welcher vernachlässigt werden kann) erfolgt die Berechnung des Sicherheitsfaktors FS.

$$FS = \left( \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \right) MSF \cdot K_\sigma (\cdot K_\alpha) \quad (16)$$

Bei einem Sicherheitsfaktor  $> 1$  verflüssigt der Boden laut der Berechnungen nicht, bei einem Sicherheitsfaktor  $\leq 1$  tritt Bodenverflüssigung auf. Bei Ermittlung der empirischen Gleichungen auf Basis von Falldaten wurden die Gleichungen so aufgestellt, dass tendenziell mehr Böden als verflüssigungsgefährdet eingestuft werden, welche nicht verflüssigten. Einzelne Fallbeispiele verflüssigter Böden gelten jedoch auf Grund der Berechnung als nicht verflüssigungsgefährdet. Dies ist darin begründet, dass ein Anpassen der empirischen Gleichungen, sodass jedes einzelne verflüssigte Fallbeispiel auch in der Berechnung als verflüssigend eingestuft wird, laut den Teilnehmern

des NCEER-Workshops zu übertrieben konservativen Ergebnissen führt. Die Anwendung zahlreicher Korrekturfaktoren vermittelt einen falschen Eindruck der Präzision der Berechnung. Wie von Day (2010) beschrieben, ist die Berechnung des Sicherheitsfaktors der Bodenverflüssigung eine empirische Abschätzung, welche den damit verbundenen Schwankungen unterworfen ist.

Die Berechnung nach Youd et al. (2001) verwendet keine Sicherheitsbeiwerte für Eingabeparameter. Ab welchem Sicherheitsfaktor bei Projekten Maßnahmen gegen Bodenverflüssigung benötigt werden, ist den nationalen Normen zu entnehmen. Eine Übersicht gängiger Normen zur Bodenverflüssigung ist in Kapitel 1 zu finden. Nach Eurocode EN 1998-5 kann ab einem Sicherheitsbeiwert von 1,25 Bodenverflüssigung ausgeschlossen werden. Hierfür ist eine sehr vereinfachte Berechnung des Sicherheitsfaktors über die Korrelation von CSR und SPT-Daten gegeben oder auf empirische Korrelationsmethoden verwiesen, welche auch im Zuge dieser Arbeit verwendet werden. Die Berechnung des Sicherheitsfaktors erfolgt für sämtliche Bereiche eines Bodenprofils, in denen SPT- bzw. CPT-Daten vorliegen.

#### 6. Berechnung des Liquefaction Potential Index

Nach der Berechnung des Sicherheitsfaktor FS für unterschiedliche Tiefen, kann der Liquefaction Potential Index LPI nach Iwasaki et al. (1982) berechnet werden. Dieser evaluiert die Auswirkungen an der Oberfläche eines Bodenprofils. Dabei wird das Verflüssigungspotential der einzelnen Bodenschichten evaluiert, wobei oberflächennahe Bodenschichten mehr gewichtet werden als tiefer liegende Bodenschichtend, und über die Tiefe integriert wird. Nach Iwasaki et al. (1982) wird die Bodensäule bis in eine Tiefe von 20 m betrachtet. Nach Luna und Frost (1998) kann der LPI über die Schichthöhe  $H_i$  berechnet werden.

$$LPI = \sum_{i=1}^n (F_i(z) \cdot W_i(z) \cdot H_i) \quad (17)$$

$$\text{Mit } F(z) = \begin{cases} 1 - FS, & FS < 1,0 \\ 0, & FS \geq 1,0 \end{cases} \quad \text{Faktor für das Verflüssigungsausmaß}$$

$$W(z) = \begin{cases} 10 - 0,5z, & z < 20,0 \\ 0, & z \geq 20,0 \end{cases} \quad \text{Faktor für die Gewichtung der Schichttiefe}$$

Das Ausmaß der Verflüssigung kann nach Iwasaki et al. (1982) über den LPI abgeschätzt werden. Spätere Studien wie Kim et al. (2012) bestätigen die Einteilung nach Iwasaki et al. (1982). Die Klassifikation des LPI in Tab. 5 basiert auf einem Vergleich

berechneter LPI und observierten Ausmaß der Verflüssigung. Je höher der LPI, desto größer die Wahrscheinlichkeit einer Verflüssigung und daraus resultierenden Auswirkungen an der Oberfläche. Nach Toprak und Holzer (2003) treten ab einem  $LPI \geq 5$  sand boils auf, ab einem  $LPI \geq 12$  laterale Verformungen. Der LPI gibt Richtwerte auf die zu erwartenden Auswirkungen an der Oberfläche, auf welcher sich in der Regel das Bauwerk befindet, an. Ob und welche Auswirkungen die Verflüssigung auf die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks hat, ist vom Bauwerk und der Schichtenfolge abhängig und muss für das jeweilige Bauwerk ingenieurmäßig bewertet werden.

Tab. 5 Einteilung des Liquefaction Potential Index (LPI)

LPI	Wahrscheinlichkeit von Auswirkungen an der Oberfläche nach Iwasaki et al. (1982)	Wahrscheinlichkeit von Auswirkungen an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)
0	Nicht Wahrscheinlich (Not likely)	Wenig bis keine (Little to none)
$0 < LPI \leq 5$	Gering (Minor)	Gering (Minor)
$5 < LPI \leq 15$	-	Mittel (Moderate)
$15 < LPI \leq 100$	Groß (Severe)	Groß (Major)

Für das Christchurch Erdbeben 2011 wurden die eingetretenen Verflüssigungen und Schäden observiert und mit durch CPT-Versuche ermittelten LPIs verglichen. Dabei zeigte sich, dass bei Gebieten mit hohem LPI deutlich mehr Verflüssigung und größere Schäden entstanden. Gillins (2014) analysierte die observierten Verflüssigungen und Schäden und glich diese mit den aus CPT-Daten ermittelten LPI's nach Maurer et al. (2014) ab. Diese Korrelation von quantitativen Aussagen über die Auswirkungen auf der Oberfläche und dem ermittelten LPI wurde nur für Christchurch, Neuseeland getroffen, kann jedoch als Richtwert verwendet werden. Dabei ermittelte er, dass der LPI nur in Verbindung mit der Topografie, insbesondere der Geländeneigung, eine Aussage über eintretende Verformungen gibt. Erhebliche Schäden aufgrund von lateralen Verformungen in geneigtem Gelände entstehen nach Gillins (2014) bereits bei einem deutlich geringeren LPI als Schäden im ebenen Gelände aufgrund anderer Versagensmechanismen.

Tab. 6 Vergleich beobachteter Auswirkungen auf der Geländeoberfläche und des ermittelten LPI in Christchurch (Gillins, 2014)

Kategorie	Kriterien/Beschreibung	Beschreibung LPI nach Maurer	LPI (auf ganze Zahlen gerundet)
Blau	Keine Risse im Boden und kein aufgeworfener Boden (aus Sandkegeln) beobachtet.	Keine Verflüssigung	1-6
Grün	Einige durch dynamische Einwirkung verursachte Schäden an der Oberfläche, limitiert auf geringe Risse und/oder geringe Wogen. Keine Zeichen für aufgeworfenen Boden.	Geringfügige Verflüssigung	6-15
Helles Orange	Weniger als 25% des Gebiets durch aufgeworfenen Boden bedeckt und/oder kleine Risse (< 50 mm) durch Oberflächenschwingung. Wenig bis kein vertikaler Versatz der Risse und keine offensichtlichen lateralen Verformungen.	Mittlere Verflüssigung	9-20
Dunkles Orange	Mehr als 25% des Gebiets durch aufgeworfenen Boden bedeckt und/oder große Setzungen. Kleine Risse (< 50 mm) können auftreten, mit wenig bis keinem vertikaler Versatz der Risse; begrenzte laterale Verformungen.	Schwere Verflüssigung	17-34
Rot	Mittlere bis große laterale Verformungen (gesamt < 1 m) und/oder große Risse (50 bis 200 mm) über die Oberfläche mit horizontalen und/oder vertikalen Versatz. Aufgeworfener Boden wird oft beobachtet.	Laterale Verformungen	8-12
Dunkles Rot	Schwerwiegende laterale Verformungen (gesamt > 1 m) und/oder große, tiefe offene Risse über die Oberfläche mit sehr großem horizontalen und/oder vertikalen Versatz (> 200 mm). Aufgeworfener Boden wird oft beobachtet.	Schwere laterale Verformungen	15-25

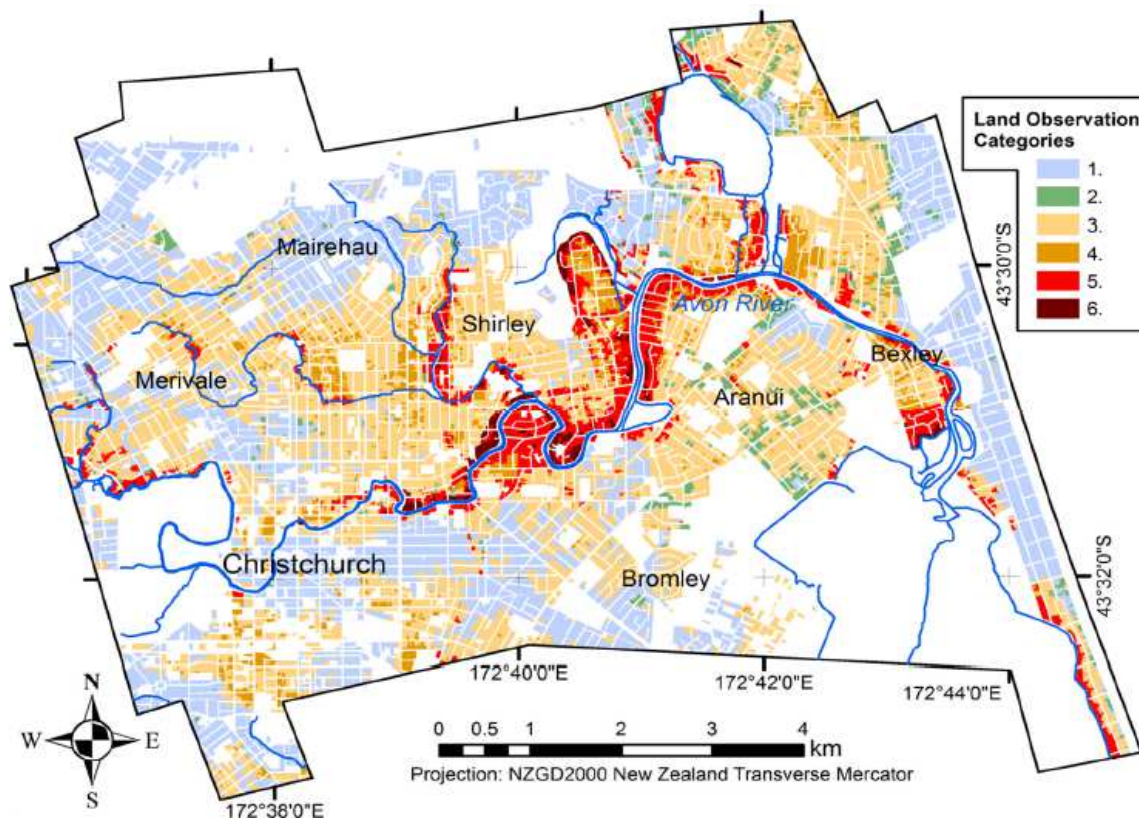


Abb. 16 Beobachtete Auswirkungen des Erdbebens in Christchurch, 2011

### 3.2.2 Aktualisierung des NCEER Reports

Wenngleich in der Praxis nach wie vor verwendet, sind einige empirische Berechnungen des NCEER Reports aufgrund der Daten vergangener Jahre überholt. Durch Aufarbeitung neuer Daten wie beispielsweise der Canterbury-Erdbeben-Sequenz (Neuseeland, 2010-2011) und dem Tohoku Erdbeben (Japan, 2011) konnten Berechnungsfaktoren an den aktuellen Stand der Technik angeglichen werden. Eine umfangreiche Zusammenfassung und Aufarbeitung aktueller Forschungen wird von Idriss und Boulanger (2010) sowie Boulanger und Idriss (2014) gegeben. Die Veröffentlichungen konzentrieren sich auf eine Berechnung des CRR mit SPT- und CPT-Daten. Die oben genannten Veröffentlichungen verwenden dieselben zuvor beschriebenen 5 Berechnungsschritte wie der NCEER Report. Für die Berechnung des Sicherheitsfaktors wurde von Boulanger (2003) eine vereinfachte Ermittlung des Korrekturfaktors für Neigungen  $K_q$  beschrieben, welche angewendet werden kann.

#### 1. Zyklisches Spannungsverhältnis CSR

Bereits im NCEER Report wird erwähnt, dass von Idriss (1999) eine neue Berechnungsmethode für den Spannungsreduktionsfaktor entwickelt wurde, welche zum Zeit-

punkt des Reports jedoch noch nicht ausreichend geprüft wurde. Diese Beziehung wurde von Idriss und Boulanger (2008) aufgearbeitet.

$$r_d = \exp\{-1,012 - 1,126 \sin(z/11,73 + 5,133)\} + [0,106 + 0,118 \sin(z/11,28 + 5,142)]M_w \quad (18)$$

Der Sinusterm wird in Radiant berechnet,  $z$  ist die Tiefe ab Geländeoberfläche. Größter Unterschied zur Berechnungsmethode nach dem NCEER Report ist die Einbeziehung der Momenten-Magnitude in die Berechnung des Spannungsreduktionsfaktors.

## 2. Zyklisches Widerstandsverhältnis CRR

### • Für SPT-Versuche

Die Vorgehensweise der Berechnung von CRR bei SPT-Versuchen bleibt unverändert, lediglich die empirischen Gleichungen wurden durch neue Fallstudien aktualisiert. Die Korrekturwerte zur Berechnung der korrigierten Schlagzahl  $(N_1)_{60}$  bleiben bis auf den Einfluss des Überlagerungsdrucks  $C_N$  unverändert, welcher nach Idriss und Boulanger (2008) berechnet werden kann.

$$C_N = (\sigma'_v / P_a)^m \leq 1,7 \text{ mit } m = 0,784 - 0,0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad (19)$$

Die charakteristische Schlagzahl der äquivalente Sandkurve  $(N_1)_{60cs}$  wird von Boulanger und Idriss (2004) mit (20) neu berechnet (Feinkornanteil FC in %). Der Einfluss des Feinkornanteils ist bei der Berechnungsmethode nach Youd et al., 2001 sowie nach Idriss und Boulanger, 2004 bei einem Feinkornanteil bis zu 15% gering, bei einem Feinkornanteil ab 20% oder einer charakteristischen Schlagzahl von 10 signifikant.

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (20)$$

$$\text{mit } \Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1,63 + \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left(\frac{15,7}{FC + 0,01}\right)^2\right)$$

Das zyklische Widerstandsverhältnis für ein Referenzerdbeben der Momenten-Magnitude 7,5 wird von Idriss und Boulanger (2008) wie folgt definiert.

$$CRR_{7,5} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right) \quad (21)$$



- **Für CPT-Versuche**

Im Gegensatz zur Berechnung mit SPT-Versuchen, bei denen die Berechnung der einzelnen Faktoren aktualisiert wurde, die grundsätzliche Herangehensweise jedoch der Herangehensweise des NCEER Reports entspricht, unterscheidet sich die Berechnung des Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung erheblich.

In der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) kann der Einfluss des Porenwasserdrucks berücksichtigt werden. Sofern der Porenwasserdruck bekannt ist, kann der Messwert  $q_c$  für den Einfluss des Porenwasserdrucks nach Robertson (1997) korrigiert werden. In sandigen Böden können  $q_c$  und  $q_t$  näherungsweise gleichgesetzt werden, sodass keine groben Ungenauigkeiten zu erwarten sind, wenn der Porenwasserdruck nicht gemessen wurde. Bei weichen Tonen kann der Einfluss des Porenwasserdrucks jedoch signifikant sein, sodass dieser zu messen ist. In den Gleichungen ( 23 ) bis ( 27 ) kann, wenn vorhanden,  $q_t$  für  $q_c$  eingesetzt werden.

$$q_t = q_c + (1 - a_r)u_2 \quad (22)$$

$a_r$  [-] Flächenverhältnis der Bohrspitze (0,65 bis 0,85)

$u_2$  [MPa] gemessener Porendruck hinter der Bohrspitze

Des Weiteren wird, wie bei der Berechnung mit SPT-Daten, von Idriss und Boulanger (2008) ein Korrekturfaktor für den Überlagerungsdruck angesetzt.

$$q_{c1N} = C_N \frac{q_c}{P_a} \quad (23)$$

Der Korrekturfaktor  $C_N$  wird dabei wie beim SPT-Verfahren berechnet, wobei der korrigierte Spitzendruck  $q_{c1N}$  auf Werte zwischen 21 und 254 limitiert ist.

$$C_N = (P_a/\sigma'_v)^m \leq 1,7 \text{ mit } m = 1,338 - 0,249(q_{c1N})_{CS}^{0,264} \quad (24)$$

Da in ( 24 )  $(q_{c1N})_{CS}$  auf beiden Seiten der Gleichung steht, wird eine Iteration benötigt. Boulanger und Idriss (2014) berechnen analog zu der reinen Sandkurve für SPT-Daten die reine Sandkurve für CPT-Daten. Zusätzliche Versuche zur Bestimmung des Feinkornanteils sind grundsätzlich, im Besonderen jedoch bei Verwendung der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) zu empfehlen. Bei einer Berechnung von  $I_C$  nach Youd et al. (2001) kann der Feinanteil nach Boulanger und Idriss (2014) berechnet

werden. Diese Berechnung basiert auf Fallstudien sowie den Versuchsergebnissen von Suzuki et al. (1998).

$$FC = 80 I_c - 137 \quad (25)$$

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (26)$$

$$\text{mit } \Delta q_{c1N} = \left( 11,9 + \frac{q_{c1N}}{14,6} \right) \exp \left( 1,63 - \frac{9,7}{FC + 2} - \left( \frac{15,7}{FC + 2} \right)^2 \right)$$

Das zyklische Widerstandsverhältnis  $CRR_{7,5}$  wird von Boulanger und Idriss (2014) neu berechnet.

$$CRR_{7,5} = \exp \left( \frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2,8 \right) \quad (27)$$

### 3. Magnitudenskalierungsfaktor MSF

Der MSF für grobkörnige Böden kann nach Idriss (1999) berechnet werden.

$$MSF = 6,9 \exp \left( -\frac{M_W}{4} \right) - 0,058 \leq 1,8 \quad (28)$$

Boulanger und Idriss (2014) führen zudem eine neue Berechnungsmethode für MSF über den Maximalen Magnitudenskalierungsfaktor  $MSF_{max}$  ein. Diese deckt sich mit der Gleichung von Idriss (1999), wenn für Sand  $MSF_{max}$  zu 1,8 gesetzt wird, was  $(N_1)_{60cs} \approx 27$  oder  $q_{1Ncs} \approx 160$  entspricht.

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left( 8,64 \exp \left( -\frac{M_W}{4} \right) - 1,325 \right) \quad (29)$$

Die Einführung von  $MSF_{max}$  erlaubt ein Abstimmen des MSF je nach Bodentyp.

$$MSF_{max} = 1,09 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{31,5} \right)^2 \leq 2,2 \quad \text{und} \quad MSF_{max} = 1,09 + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2,2 \quad (30)$$

Der MSF variiert demnach mit den Bodeneigenschaften. Durch die Einbeziehung der Dichte (welche indirekt durch die Einbeziehung der SPT- und CPT-Messwerte erfolgt) bietet die Berechnung über  $MSF_{max}$  zufolge von Boulanger und Idriss (2014) eine Verbesserung gegenüber der Berechnung nach Idriss (1999).



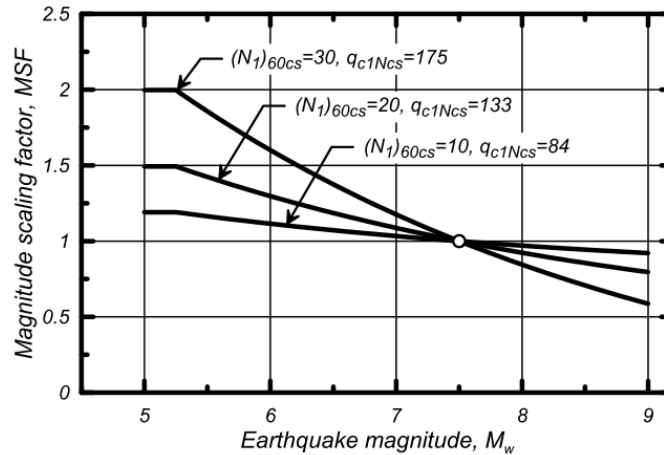


Abb. 17 Variationen des MSF mit verschiedenen charakteristischen Schlagzahlen und Spitzendruckwiderständen (Boulanger und Idriss, 2014)

#### 4. Korrekturfaktor der Systemgeometrie

##### • Korrekturfaktor für Neigungen $K_\alpha$

Nach Boulanger (2003) kann der Korrekturfaktor für Neigungen  $K_\alpha$  berechnet werden.

$$K_\alpha = a + b \exp\left(-\frac{\xi_R}{c}\right) \quad (31)$$

$$a = 1267 + 636 \alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \exp(-\alpha)$$

$$b = \exp[-1,11 + 12,3\alpha^2 + 1,32 \ln(\alpha + 0,0001)]$$

$$c = 0,138 + 0,126\alpha + 2,52\alpha^3$$

$$\alpha = \frac{\tau_{stat}}{\sigma'_{vo}} \leq 0,35$$

$$-0,6 \leq \xi_R \leq 0,1$$

Der relative Zustandsparameter  $\xi_R$  gibt die Differenz der Porenzahl zur kritischen Porenzahl an und kann berechnet werden.

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100p'}{P_a}\right)} - D_R \quad (32)$$

$D_R$  [-] Relative Dichte (aus SPT oder CPT Daten)

$Q$  [-] empirische Konstante welche dem Wert von  $p'$  entspricht, bei welcher die Dilatanz unterdrückt wird. Abhängig von der Korncharakteristik  $Q \approx 10$  für Quarz und Feldspat, 8 für Kalkstein, 7 für Anthrazit und 5,5 für Kreide nach Rocscience Manual (2014)

$P_a$  [kPa] Atmosphärendruck

$p'$  [kPa] effektiver Porendruck

- **Korrekturfaktor für den Überlagerungsdruck  $K_\sigma$**

Der Korrekturfaktor  $K_\sigma$  für SPT- und CPT-Versuche wird von Boulanger und Idriss (2014) vorgeschlagen. Die Grenze von 1,1 wird bei einem effektiven vertikalen Druck von 40 kPa erreicht.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln(\sigma'_{vo} / P_a) \leq 1,1 \quad (33)$$

Mit

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55\sqrt{(N_1)_{60CS}}} \leq 0,3 \text{ (bei SPT-Versuchen) für } (N_1)_{60CS} \leq 37$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37,3 - 8,27(q_{c1N})^{0,264}} \leq 0,3 \text{ (bei CPT-Versuchen) für } q_{c1NCS} \leq 211$$

### 5. Berechnung des Sicherheitsfaktors

Der Sicherheitsfaktor kann wie bei der NCEER Methode berechnet werden. Unter Berücksichtigung von  $K_\sigma$  und  $K_\alpha$  erfolgt die Berechnung des Sicherheitsfaktors FS.

$$FS = \left( \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \right) MSF \cdot K_\sigma (\cdot K_\alpha) \quad (34)$$

## 3.3 Analytische Berechnungsmethoden für feinkörnige Böden

Während des Kocaeli-Erdbebens 1999 in der Türkei verflüssigten viele Böden, welche nach den Chinese Criteria als nicht verflüssigungsgefährdet galten. Dies führte zu einer Reihe an Untersuchungen, wie auch in 3.1.2 beschrieben ist. Boulanger und Idriss (2004) fassten den Stand der Kenntnisse 2004 zusammen und entwickelten eine Methode, um das Bodenverflüssigungspotential feinkörniger Böden zu berechnen. Diese Berechnung ist bis heute Stand der Technik. Sie unterteilen Böden in „sand-like behaviour“ (entspricht dem Verhalten grobkörnigen Böden) und „clay-like behaviour“ (entspricht dem Verhalten feinkörnigen Böden). Die Berechnung des Sicherheitsfaktors erfolgt wie bei der simplified method durch den Quotienten aus CSR und CRR.

### 3.3.1 Zyklisches Spannungsverhältnis CSR

Die Berechnung des zyklischen Spannungsverhältnisses ist bei feinkörnigen Böden analog zu der für grobkörnige Böden. Verwendet wird wie bei grobkörnigen Böden ( 2 ) der Spannungsreduktionsfaktor  $r_d$  nach ( 18 ).

$$CSR = \tau_{av} / \sigma'_{vo} = 0,65 (a_{max} / g) (\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) r_d \quad (2)$$

$$r_d = \exp\{-1,012 - 1,126 \sin(z/11,73 + 5,133)\} + [0,106 + 0,118 \sin(z/11,28 + 5,142)] M_W \quad (18)$$

### 3.3.2 Zyklisches Widerstandsverhältnis CRR

Die Berechnung des zyklischen Widerstandsverhältnisses feinkörniger Böden unterscheidet sich grundlegend zu der Berechnung grobkörniger Böden. Es kann durch 3 Verfahren berechnet werden, die im Folgenden kurz erläutert werden:

- A. Direktes Messen von CRR durch zyklische Laborversuche
- B. Empirische Berechnung von CRR über die undrainierte Scherfestigkeit  $s_u$
- C. Abschätzen von CRR anhand der Belastungsgeschichte des Bodens

**Methode A:** Die Messung von CRR durch zyklische Laborversuche, wie beispielsweise einen zyklischen Triaxial- oder Scherversuch (Esna-Ashari und Baziar, 2004), und deren Interpretation. Methode A wird im Zuge dieser Arbeit nicht weiter diskutiert, sondern auf Boulanger und Idriss (2004) verwiesen. Die direkte Methode liefert naturgemäß die besten Abschätzungen des CRR, es ist jedoch auf eine ungestörte Probenahme und eine exakte Versuchsdurchführung zu achten.

**Methode B:** Die undrainierte Scherfestigkeit kann durch Laborversuche (beispielsweise unkonsolidierter, undrainierter Triaxialversuch, undrainierter direkter Scherversuch, oder In-Situ-Versuche (beispielsweise Flügelscherversuch, vgl. 3.4.2, indirekt aus CPT-Versuchen) gemessen werden. Die empirische Berechnung über die gemessene undrainierte Scherfestigkeit ist

$$CRR_{7,5} = C_{2D} \left( \frac{\tau_{cyc}}{s_u} \right)_{N=30} \cdot \frac{s_u}{\sigma'_{vc}} \quad (35)$$

$C_{2D}$  entspricht dem Korrekturfaktor für den Effekt der zweidimensionalen Erdbebenanregung im Feld. Diese würde das CRR im Vergleich zu Laborbedingungen leicht reduzieren. In Anlehnung an das erforschte Verhalten von Sand schätzen Boulanger und Idriss (2004)  $C_{2D}$  zu 0,96 ab.  $(\tau_{cyc}/s_u)_{N=30}$  ist die normalisierte Scherfestigkeit bei 30 Zyklen. Sie kann nach Boulanger und Idriss (2004) bei natürlichem, feinkörnigem Boden zu 0,83 (+/- 15 - 20%) angenommen werden. Für eine genauere Einteilung kann Abb. 18 herangezogen werden. Sehr kompakter Ton kann einen Wert von bis zu 0,95 annehmen, Schlamm aus Bergbau einen Wert von bis zu 0,66. Für die Ableitung aus CPT-Versuchen wird ein Korrekturfaktor  $N_k$  angesetzt, der zwischen 10 und 30 variiert

und für normal- bis leicht überkonsolidierte Tone oft mit 14 angesetzt wird (Finn, 2014). Für eine Berechnung in weichem Ton muss der für Porenwasserdruck korrigierte Spitzendruck  $q_t$  verwendet werden.

$$s_u = (q_t - \sigma_v) / N_k \quad (36)$$

Für natürlich gelagerte tonähnliche feinkörnige Böden kann (35) zu (36) vereinfacht werden.

$$CRR_{7,5} = 0,96 \cdot 0,83 \cdot \frac{S_u}{\sigma'_{vc}} = 0,8 \cdot \frac{S_u}{\sigma'_{vc}} \quad (37)$$

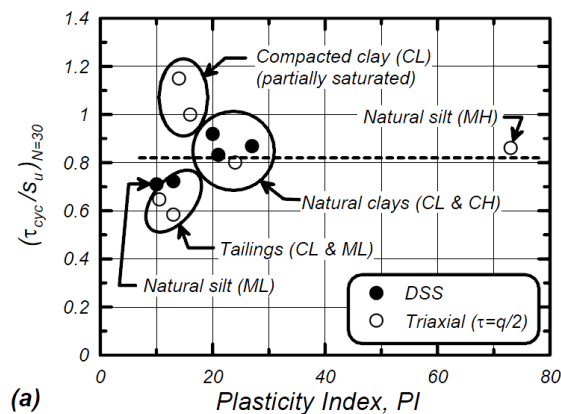


Abb. 18 Normalisierte Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Plastizitätszahl

Eine Ableitung der undrainierten Scherfestigkeit aus SPT-Versuchen wurde beispielsweise nach Stroud and Butler (1975) aufgestellt und kann durchgeführt werden. Nach Boulanger und Idriss (2004) und Reid und Taylor (2010) ist die Streuung der Korrelationen jedoch so hoch, dass alle sich daraus ergebenden Abschätzungen höchst unzuverlässig sind. Von der Berechnung des Sicherheitsfaktors in feinkörnigen Böden basierend auf Daten aus SPT-Versuchen wird daher im Zuge dieser Arbeit abgeraten.

**Methode C:** Das Abschätzen der undrainierten Scherfestigkeit zufolge der Belastungsgeschichte erfolgt nach (1) in 2.2.2.

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} = S \cdot OCR^m \quad (1)$$

Für homogene, gering- und hochplastische, sedimentäre Tone kann nach Ladd (1991)  $S = 0,22$  und  $m = 0,8$  angenommen werden. Durch Einsetzen von (1) in (37) folgt (38).

$$CRR_{7,5} = 0,8 \cdot 0,22 \cdot OCR^{0,8} \quad (38)$$

### 3.3.3 Magnitudenskalierungsfaktor

Idriss (1999) berechnet den Magnitudenskalierungsfaktor für feinkörnige Böden nach demselben Konzept wie für sandige Böden. Der MSF für Sand und Ton (grobkörnige und feinkörnige Böden) wird in Abb. 19 dargestellt.

$$MSF = 1,12 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) + 0,828 \leq 1,13 \quad (39)$$

Die von Boulanger und Idriss (2014) eingeführte neue Berechnungsmethode für MSF über den Maximalen Magnitudenskalierungsfaktor  $MSF_{max}$  ist auch für feinkörnige Böden anwendbar. Sie deckt sich mit der Gleichung von Idriss (1999), wenn für Ton  $MSF_{max}$  zu 1,09 gesetzt wird, welches  $(N_1)_{60cs} < 6$  oder  $q_{1Ncs} < 110$  entspricht.

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8,64 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) - 1,325\right) \quad (40)$$

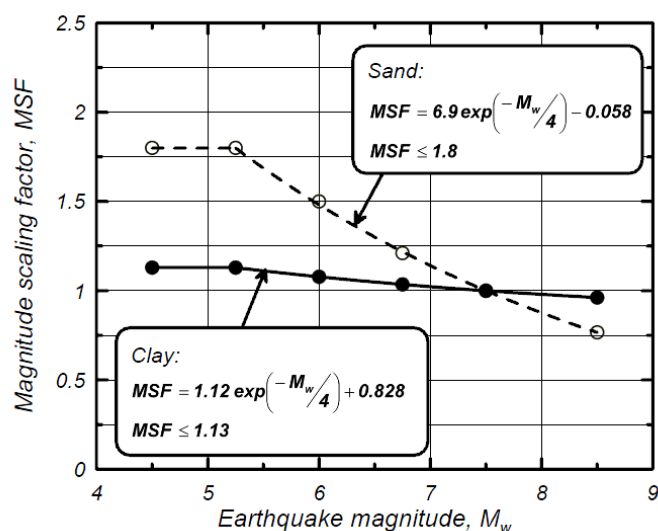


Abb. 19 Magnitudenskalierungsfaktor nach Idriss (1999) (Boulanger und Idriss, 2004)

### 3.3.4 Korrekturfaktoren der Systemgeometrie

Der Korrekturfaktor für geneigtes Gelände ist im gegebenen Fall zu berücksichtigen und kann für Verfahren A und B über die undrainierte Scherfestigkeit und für Verfahren C über das OCR berechnet werden. Im Gegensatz zur Berechnung mit grobkörnigen Böden wird kein Korrekturfaktor für den Überlagerungsdruck  $K_\sigma$  benötigt, da die effektive Konsolidierungsspannung sowie die Belastungsgeschichte durch ihre Auswirkungen auf die undrainierte Scherfestigkeit berücksichtigt sind.

$$K_{\alpha} = 1,344 - \frac{0,344}{\left(1 - \frac{\tau_s}{s_u}\right)^{0,638}} \quad (41)$$

$$K_{\alpha} = 1,344 - \frac{0,344}{\left(1 - \frac{\alpha}{0,22 OCR^{0,8}}\right)^{0,638}} \quad (42)$$

### 3.3.5 Berechnung des Sicherheitsfaktors

Der Sicherheitsfaktor berechnet sich wie bei der simplified method aus dem Quotienten von CSR und CRS multipliziert mit dem Magnitudenskalierungsfaktor und gegebenenfalls dem Korrekturfaktor für Geländeneigung.

$$FS = \left(\frac{CRR_{7,5}}{CSR}\right) MSF \cdot (K_{\alpha}) \quad (43)$$

Der Liquefaction Potential Index LPI wird wie in 3.2.1 berechnet und eingeteilt.

## 3.4 Testverfahren zur Ermittlung notwendiger Kennwerte

Für die Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials sowie aller daraus folgenden Berechnungen sind Ausgangsdaten nötig. Diese sind für grobkörnige und feinkörnige Böden unterschiedlich, wobei bei ersteren Feldversuche ausreichend sind. Feinkörnige Böden sollten zusätzlich im Labor getestet werden.

### 3.4.1 In-Situ Tests grobkörniger Böden

Es ist nur unter extremen Aufwand, wie etwa durch Bodenvereisung, möglich, ungestörte Proben grobkörnigen Bodens zu entnehmen. Für die allermeisten Projekte sind ungestörte Probenentnahmen daher unwirtschaftlich. Bei Laboruntersuchungen an gestörten Proben können die Ergebnisse verfälscht werden, weshalb sich In-Situ Testverfahren in der Praxis durchgesetzt haben. Vom NCEER Report (2001) werden vier mögliche In-Situ Testmethoden genannt, auf die üblicheren zwei wird im Folgenden kurz eingegangen.

- **Standard Penetration Test (SPT)**

Der Standard Penetration Test ist eine Rammsondierung, welche von der Bohrlochsohle aus über eine definierte Eindringtiefe durchgeführt wird. Die genormte Sonde wird über ein Gestänge eingerammt, wobei die Schlagvorrichtung sich oberhalb des Bohrrohres befindet. Die Masse des Rammbaren beträgt beim SPT 63,5 kg, die Fallhöhe

760 mm. Die Sonde wird zunächst 150 mm eingeschlagen und im Anschluss weitere 300 mm weiter eingerammt. Die zur Einrammung ermittelte Schlagzahl  $N_M$  ist der SPT-Wert. Die gewonnene Bodenprobe einer offenen Sonde mit einem Durchmesser von 35 mm ist erheblich gestört, kann jedoch für verschiedene Laborversuche an Proben geringer Güte verwendet werden.

Für die Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials wird der korrigierte SPT-Wert  $(N_1)_{60}$  verwendet, welcher einem Überlagerungsdruck von 100 kPa sowie einer Hammereffizienz von 60% entspricht. In gängigen Berechnungen werden zudem Korrekturfaktoren für den Bohrlochdurchmesser, die Gestängelänge, den Einsatz von Linern berücksichtigt. Die Durchführung von SPTs bringt den Vorteil, dass eine Bodenprobe gewonnen wird und eine große Anzahl an Vergleichswerten bereits verflüssigter Böden vorliegt. Jedoch kann der SPT-Wert immer nur abschnittsweise gewonnen werden.

- **Cone Penetration Test (CPT)**

Der Cone Penetration Test ist eine Drucksondierung, welche eine kontinuierliche Messung von Mantelreibung, Spitzendruck und gegebenenfalls Porenwasserdruck an der Sonde erlaubt. Bei dem Cone Penetration Test wird der Eindringwiderstand beim Eindringen einer Sonde mit einem Spitzendurchmesser von 35,7 mm mit konstanter Geschwindigkeit von etwa 2 cm/s in den Untergrund bestimmt. Der dabei ermittelte Druck auf Sondierspitze und Gestänge wird im Abstand von 2 cm kontinuierlich aufgezeichnet. Dabei werden der Spitzendruck  $q_c$  sowie die Mantelreibung  $f_s$  gemessen. Der Spitzendruck ist der aufzuwendende Druck, damit die kegelartig geformte Sondierspitze den vorhandenen Boden zur Seite drängt. Die Mantelreibung ist die Scherspannung, die aufzubringen ist, um die beim Eindringen entstehende Wandreibung zu kompensieren. In den letzten Jahren kommt die Drucksonde mit Porenwasserdruckaufnehmer, der Piezocone Test (CPTU), immer häufiger zum Einsatz.

Für die Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials wird der korrigierte Spitzendruck verwendet, welcher in 3.2.1 erläutert wird. Das Verhältnis der Mantelreibung zum Spitzendruck nimmt bei erhöhtem Feinanteil zu, weshalb ein Bodentyp und der Feinkornanteil aus den CPT-Ergebnissen abgeschätzt werden können. Größter Vorteil des CPT ist das kontinuierliche Bodenprofil, sowie bei gleichem Boden konsistentere Ergebnisse als bei den anderen aufgelisteten Testverfahren. Da keine Bodenprobe gewonnen wird, müssen die Ergebnisse der Versuche durch zusätzliche direkte Aufschlussverfahren bestätigt werden.

### 3.4.2 In-Situ- und Laborversuche feinkörniger Böden

Bei feinkörnigen Böden können die Messdaten aus den Feldversuchen grobkörniger Böden wie SPT-Versuche nach Idriss und Boulanger (2004) nicht hinreichend interpretiert werden, um Aussagen über das Bodenverflüssigungspotential zu treffen. Laborversuche oder Feldversuche wie der Flügelscherversuch zur direkten Bestimmung der Scherfestigkeit werden benötigt. Gegebenenfalls kann eine Berechnung auf Grundlage von CPT-Daten erfolgen, die Ergebnisse sind jedoch weniger zuverlässig als Ergebnisse unter Einbezug der undrainierten Scherfestigkeit.

- **Konsistenzgrenzen nach Atterberg im Labor**

Zur Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze werden Versuche nach Atterberg durchgeführt, welche als bekannt vorausgesetzt werden.

- **Zyklischer Triaxialversuch im Labor**

Der zyklische Triaxialversuch wird zur Bestimmung des Bodenverhaltens unter zyklischer Belastung bei großen Amplituden eingesetzt. Beim zyklischen Triaxialversuch können anisotrope Spannungszustände unter zyklischer Belastung simuliert werden. Die zyklische Beanspruchung kann sowohl in axialer Richtung als auch über den Zelldruck aufgebracht werden. Durch piezoelektrische Elemente an beiden Probenenden ist die Durchführung von Laufzeitmessungen und die Bestimmung von P- und S-Wellengeschwindigkeiten möglich. Der zyklische Triaxialversuch wird zur Betrachtung der Bodenverflüssigung am häufigsten angewandt.

- **Zyklischer Scherversuch im Labor**

Bei der Simulation der Erdbebenbelastung mit vorwiegend Scherbeanspruchung werden das zyklische Einfeldschervergerät sowie das Torsionsschervergerät verwendet.

Beim Einfeldschervergerät wird die Probe unter einer vertikalen Spannung vorkonsolidiert, wobei in guter Näherung die In-Situ-Anfangsspannung erzeugt wird, woraufhin eine Scherbeanspruchung am Probenende erzeugt wird. Bei neueren Geräten wird zudem der Zelldruck beaufschlagt, sodass ein Aufbringen von Sättigungsdruck möglich ist.

- **Flügelscherversuch**

Bei Flügelscherversuchen wird der Widerstand des Bodens gegen Abscheren gemessen, im Gelände mit Feldflügelsonden (Field Vane Test FVT) oder im Labor mit Laborflügelsonden. Der Flügelscherversuch ist für wassergesättigte feinkörnige und organische Böden von weicher bis steifer Konsistenz geeignet und liefert die Gesamtscher-



festigkeit des undrainierten Bodens  $s_u$  [kN/m<sup>2</sup>]. Das Flügelschergerät besteht aus dem Flügel, dem Gestänge, einer Drehvorrichtung und einer Messeinrichtung zur Erfassung des Drehmomentes und eventuell zusätzlich des Drehwinkels. Der Flügel besteht aus einem Stab mit vier im Winkel von 90° zueinander angeordneten rechteckigen Stahlblechen. Weiche Böden erfordern den Einsatz größerer Flügel, steife Böden den Einsatz kleinerer Flügel.

Das Gestänge mit dem Flügel wird mit einer gleichmäßigen Geschwindigkeit von bis zu 2 cm/s in den Boden eingedrückt, wobei zur Ausschaltung der Mantelreibung ein Schutzrohr zu verwenden ist oder deren Einfluss gesondert ermittelt werden muss. Nach dem Eindringen des Flügels in den Boden erfolgt das Abscheren, wozu mit gleichbleibender Geschwindigkeit ein Drehmoment aufgebracht, dessen Größe gemessen wird. Aus dem Verhältnis von Drehmoment zu Oberfläche des abgesicherten Bodenkörpers wird die undrainierte Scherfestigkeit  $s_u$  ermittelt.

### 3.5 Zusammenfassung der analytischen Berechnungsmethoden

In Kapitel 3 wurden gängige Berechnungsmethoden zur Ermittlung des Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung vorgestellt. Als Erstes wurden gängige Ausschlussverfahren diskutiert. Diese können für grobkörnige Böden anhand der Korngrößenverteilung und der Porenzahl erfolgen. Für feinkörnige Böden können Verfahren, welche den Feinkornanteil, den Wassergehalt, die Plastizitätszahl sowie die Fließgrenze heranziehen, verwendet werden. Können Böden mit Hilfe der Ausschlusskriterien als nicht verflüssigungsgefährdet eingestuft werden, sind keine weiteren Berechnungen nötig.

Im nächsten Schritt wurden analytische Berechnungsmethoden zur Bestimmung des Verflüssigungspotentials für grobkörnige Böden aufgezeigt. Alle gängigen Berechnungsmethoden basieren auf der simplified method von Seed und Idriss (1971). Der weit verbreitete NCEER Report von Youd et al. (2001) gibt eine Berechnungsmethode auf Basis von SPT- und CPT-Versuchen an. Diese empirischen Berechnungen wurden im Laufe der darauffolgenden Jahre durch zahlreiche Forschungen aktualisiert, welche von Boulanger und Idriss (2014) zusammengefasst wurden. In dieser Arbeit werden Vergleichsrechnungen zwischen dem weit verbreiteten NCEER Report und dem aktuellen Stand der Technik durchgeführt. Als Stand der Technik gilt hierbei die Berechnungsmethode von Boulanger und Idriss (2014). Boulanger und Idriss (2004) entwickelten zudem eine Berechnungsmethode für feinkörnige Böden. Sie ermittelten drei Verfahren die das Verflüssigungspotential auf der Grundlage von zyklischen Laborversuchen, In-Situ - und Labormessungen der undrainierten Scherfestigkeit sowie über die

Belastungsgeschichte bewerten. Die Berechnungsroutinen, wie sie auch in dieser Arbeit in Excel-Routinen implementiert werden, sind in Tab. 7 zusammengefasst.

Zuletzt wurden gängige Versuche zur Ermittlung der für die Berechnung der Bodenverflüssigung benötigten Daten kurz vorgestellt. Für grobkörnige Böden stellen die häufigsten Versuche CPT- und SPT- Versuche dar. Für feinkörnige Böden können Bodenkennwerte aus CPT-Versuchen und Feld-Flügelscherversuchen In-Situ sowie aus zyklischen Laborversuchen oder Flügelscherversuchen im Labor verwendet werden. Zusammenfassend kann anhand eines Flowcharts demonstriert werden, wie das Bodenverflüssigungspotential berechnet werden kann. Die Berechnung für grobkörnige Böden kann hierbei entweder nach Youd et al. (2001) oder nach aktuellem Stand der Technik vorgenommen werden.

Tab. 7 Berechnungsübersicht

Faktor	Berechnung	Versuch	Gleichung	Eingangswerte
CSR	NCEER		( 1 ), ( 2 )	$\sigma_{vo} ; \sigma'_{vo} ; a_{max} ; r_d ; Z$
	Stand der Technik		( 1 ), ( 18 )	$\sigma_{vo} ; \sigma'_{vo} ; a_{max} ; r_d ; Z ; M_W$
CRR Grobkörnig	NCEER	SPT	( 3 ) bis ( 6 )	$(N_1)_{60} ; FC$
		CPT	( 7 ) bis ( 12 )	$q_{c1n} ; I_C$
	Stand der Technik	SPT	( 19 ) bis ( 21 )	$(N_1)_{60} ; FC$
		CPT	( 22 ) bis ( 27 )	$q_{c1n} ; I_C ; FC$
CRR Feinkörnig	Direkt	Zykl. Labor	( 37 )	CRR
	Empirisch	FVT (CPT)	( 35 ) bis ( 37 )	$\tau_S ; s_u ; \sigma'_{vc}$
	Abschätzen	-	( 1 ), ( 38 )	OCR
MSF Grobkörnig	NCEER		( 13 ), ( 14 )	$M_W$
	Stand der Technik		( 28 ) bis ( 30 )	$M_W$ oder $M_W ; \text{Bodenart}$
MSF Feinkörnig	Stand der Technik		( 39 ), ( 40 )	$M_W$ oder $M_W ; \text{Bodenart}$

Geometrie Grobkörnig	NCEER		( 15 )	$K_{\sigma}$
	Stand der Technik		( 31 ) bis ( 33 )	$K_{\sigma}$ und $K_{\alpha}$
Geometrie Feinkörnig	Stand der Technik		( 41 ), ( 42 )	$K_{\alpha}$
FS			( 16 )	CSR, CRR, MSF, $K_{\sigma}$ , $K_{\alpha}$

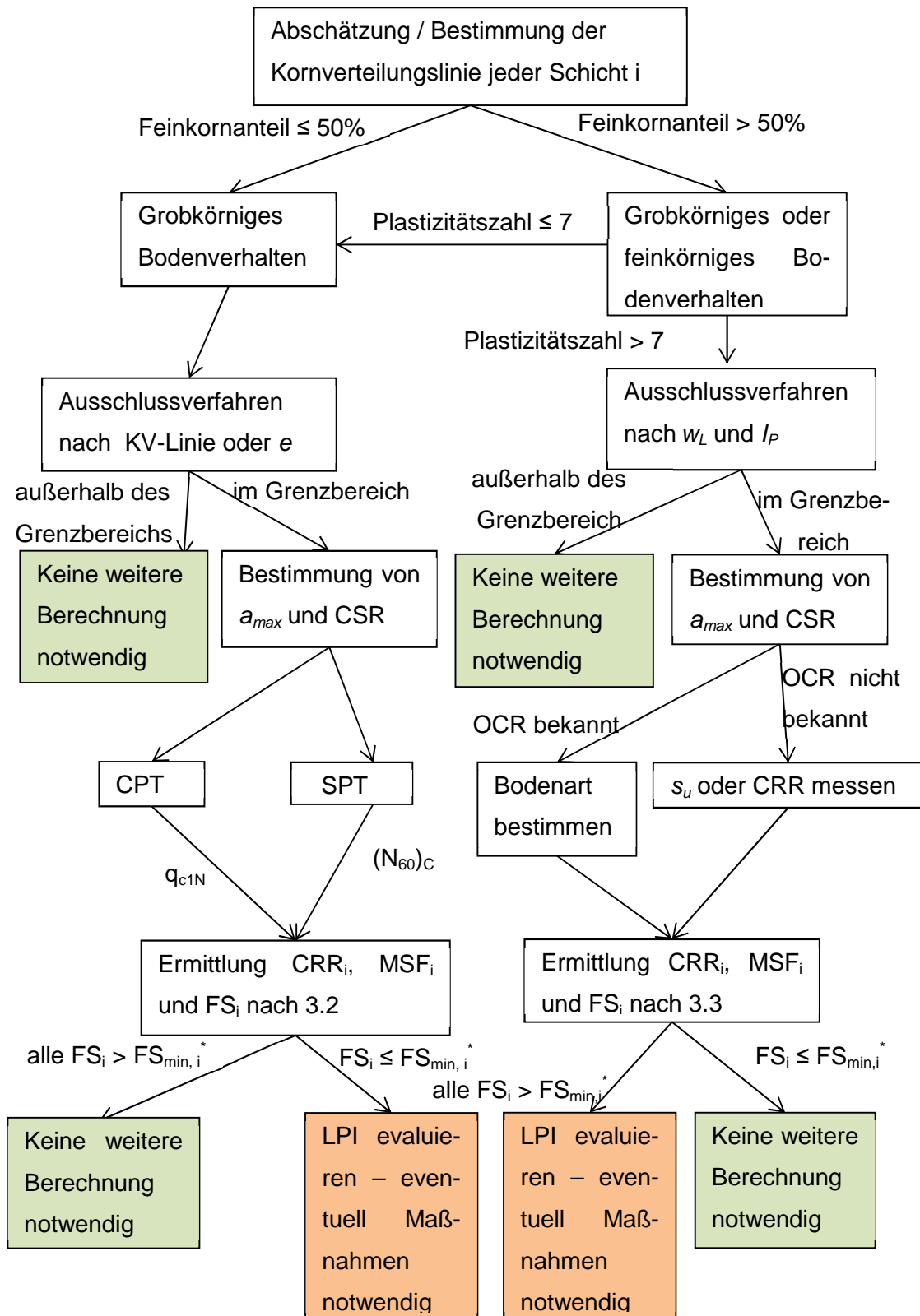


Abb. 20 Flowchart zur Ermittlung des Bodenverflüssigungspotentials

\*  $FS_{min,i}$  ist der in der nationalen Norm für das Bauwerk definierte minimale Sicherheitsfaktor.

## 4 Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Verformung verflüssigter Böden

Im Falle einer eingetretenen Bodenverflüssigung können Schäden auftreten. Setzungen sowie laterale Verformungen im Zuge von Bodenverflüssigung können berechnet werden. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit einer Struktur ist erfüllt, wenn die ermittelten vertikalen und horizontalen Verformungen kleiner der maximalen Grenzverformungen der Struktur sind. In den folgenden Abschnitten werden durch Bodenverflüssigung verursachte Setzungen sowie laterale Verformungen diskutiert. Der Fokus vergangener Studien liegt in der Evaluierung der Setzung und lateralen Verformung verflüssigter grobkörniger Böden, wodurch in der Regel deutlich größere Schäden entstehen als bei Eintreten zyklischer Mobilität. Im Zuge dieses Kapitels werden die Berechnungsmethoden für Setzungen und laterale Verformungen sowohl für grobkörnige als auch feinkörnige Böden vorgestellt. Nach Seed et al. (2003) streuen die berechneten und beobachteten Verformungen bei vollständiger Verflüssigung signifikant. Da Verformungen bei Eintreten vollständiger Verflüssigung großer Schichten nahezu immer ein Versagen der Tragfähigkeit des Bauwerks zur Folge haben, ist eine genaue Aussage über die eintreffenden Verformungen jedoch oft irrelevant. Setzungen sowie Hebungen können im Zentimeterbereich mit einem Genauigkeitsfaktor von  $\pm 2$  vorhergesagt werden. Die zu erwartende Verformung liegen daher in einem Grenzbereich von 0,5 - 2 mal der berechneten Verformung. Für laterale Verformungen von großem Ausmaß ( $>1,5$  m) liegt nach Seed et al. (2003) der Genauigkeitsfaktor wie bei Setzungen bei  $\pm 2$ . Die Genauigkeit lateraler Verformungen bis zu 0,75 m, welche beispielsweise bei Verflüssigung einzelner Schichten oder bei zyklischer Mobilität auftreten, ist die Berechnung der Verformungen hohen Ungenauigkeiten unterworfen. Da die Vorhersage zu erwartender Verformungen für die Ingenieurpraxis jedoch im Zentimeterbereich von Interesse ist, werden in der Zukunft genauere Vorhersagemodelle benötigt.

### 4.1 Ermittlung der Verformung grobkörniger Böden

Grobkörnige Böden können während eines Erdbebens verflüssigen, wie in 2.1.2 beschrieben. Dies führt zu zahlreichen Verformungsbildern, welche in 1.1 erläutert wurden. Im Folgenden werden die für die Ingenieurpraxis besonders relevanten Verformungen der Setzung und lateralen Formung beschrieben, sowie der Sonderfall des Aufschwimmens leichter Strukturen in verflüssigtem Boden diskutiert. Die Berechnungen werden auf Grundlage von SPT- und CPT-Daten durchgeführt.

#### 4.1.1 Setzungsberechnung grobkörniger Böden

- **Berechnung der volumetrischen Dehnung**

Locker gelagerte Sande neigen bei Erdbeben dazu, sich zu verdichten. Bei gesättigten Sanden tritt dabei ein Porenwasserüberdruck auf, wodurch Bodenverflüssigung auftritt. Nach dem Erdbeben wird der Porenwasserüberdruck abgebaut, indem das Wasser in Zonen geringeren Drucks, in der Regel zur Oberfläche, strömt. Durch das Austreten des Porenwassers verdichtet sich der Boden, wodurch Setzungen auftreten. (Yi, 2010) Bei Böden mit ebener Geländeoberkante in ausreichendem Abstand zu einer freistehenden Böschung treten keine lateralen Verformungen auf, sodass die volumetrischen Dehnungen gleich den vertikalen Dehnungen sind (Zhang et al., 2002). Die Setzung einer verflüssigten Schicht kann demnach als die volumetrische Dehnung multipliziert mit der Schichtdicke berechnet werden. Die Setzung verflüssigter grobkörniger Böden wurde für reine Sande von Ishihara und Yoshimine (1992) untersucht (Abb. 21). Dabei gehen der errechnete Sicherheitsfaktor sowie die relative Dichte  $D_R$  des Bodens, abgeleitet aus der charakteristischen Schlagzahl oder dem charakteristischen Spitzendruck, ein. Wie in Abb. 21 erkennbar ist, kann eine volumetrische Dehnung auch bei einem Sicherheitsfaktor größer 1, bei welchem der Boden nicht vollständig verflüssigt, auftreten, nimmt jedoch ab einem Wert größer 1 sehr schnell ab. Alternativ kann die volumetrische Dehnung auch über die maximale Scherdehnung bei dem berechneten Erdbebenfall ermittelt werden (strichlierten Kurven in Abb. 21). Die der Dichte zugehörigen SPT- und CPT-Werte wurden von Idriss und Boulanger (2008) nach Tab. 8 aktualisiert (grüne Werte in Abb. 21). Vor allem die zugehörigen CPT-Spitzendruckwerte unterscheiden sich maßgebend von den von Ishihara und Yoshimine (1992) ermittelten Werten.

Tab. 8 Aktualisierte SPT- und CPT-Werte zur Ermittlung der Dichte (Idriss und Boulanger, 2008)

$D_R$ [%]	$(N_1)_{60}$ [-]	$q_{c1N}$ [kPa]
30	4	60
40	7	80
50	12	100
60	17	125

70	23	160
80	29	195
90	37	235

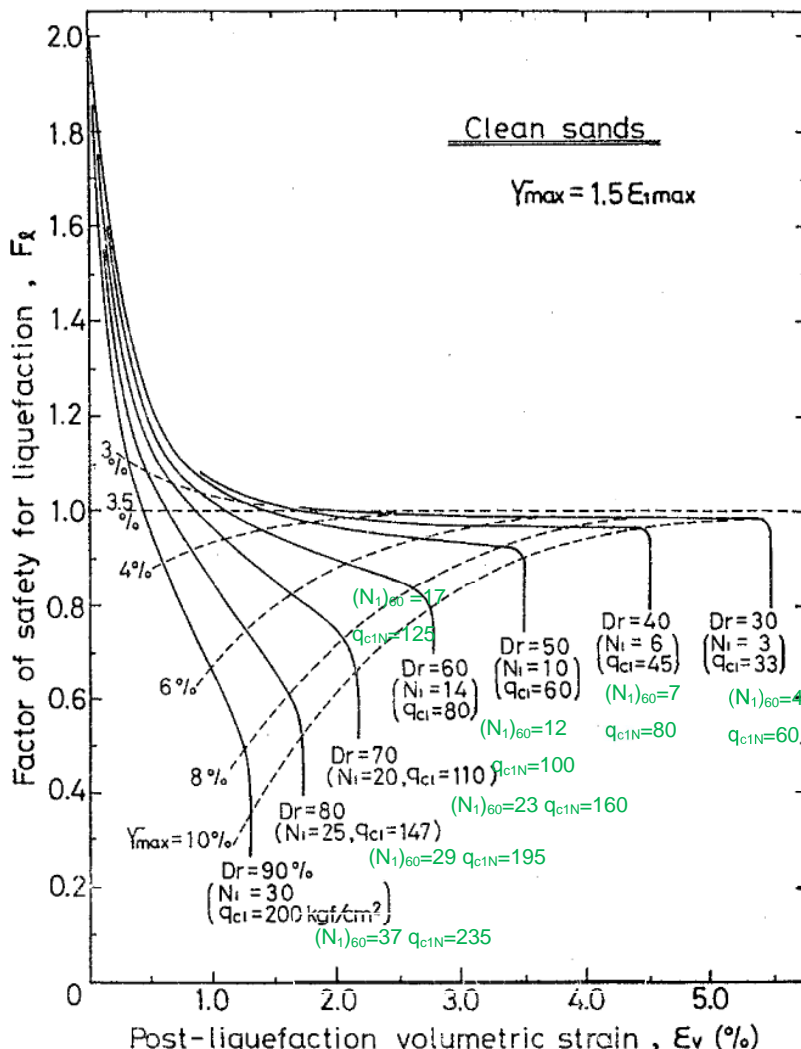


Abb. 21 Volumetrische Dehnung nach dem Sicherheitsfaktor und der relativen Dichte oder der maximalen Scherdehnung (modifiziert nach Ishihara und Yoshimine, 1992)

Die Kurven nach Ishihara und Yoshimine (1992) gelten für reine Sandkurven ( $FC \leq 5\%$ ). Eine Korrektur des Feinkornanteils kann durch zwei Methoden geschehen. Die erste Methode nach Day (2002) benutzt für den Einfluss des Feinkornanteils von Böden einen Korrekturfaktor  $N_{corr}$  nach Seed (1991), welcher für SPT-Daten angewandt werden kann.  $(N_1)_{60}$  wird um den Faktor  $N_{corr}$  erhöht, welcher aus Tab. 9 abgelesen werden kann.

Tab. 9 Korrekturfaktor für Feinkornanteil bei SPT-Daten (Day, 2002)

Feinkornanteil [%]	$N_{corr}$
$\leq 5$	0
10	1
25	2
50	4
75	5

Die zweite Methode erfolgt nach Zhang et al. (2002) und Idriss und Boulanger (2008). Diese stellten anhand von Untersuchungen verflüssigter grobkörniger Böden mit hohem Feinkornanteil Berechnungsdiagramme auf, welche auf dem äquivalente Spitzen-  
druck einer reinen Sandkurve  $(q_{c1N})_{CS}$  nach Robertson und Wride (1998) beziehungsweise der äquivalente Schlagzahl einer reinen Sandkurve  $(N_1)_{60CS}$  beruht. Die Kurven sind in Abb. 22 und Abb. 23 dargestellt. In dieser Arbeit die Kurven nach Zhang et al (2002) und Idriss und Boulanger (2008) verwendet. Die nach Idriss und Boulanger (2008) sowie nach Zhang et al. (2002) berechneten volumetrischen Dehnungen sind nach Lew und Tran (2012) konservativ

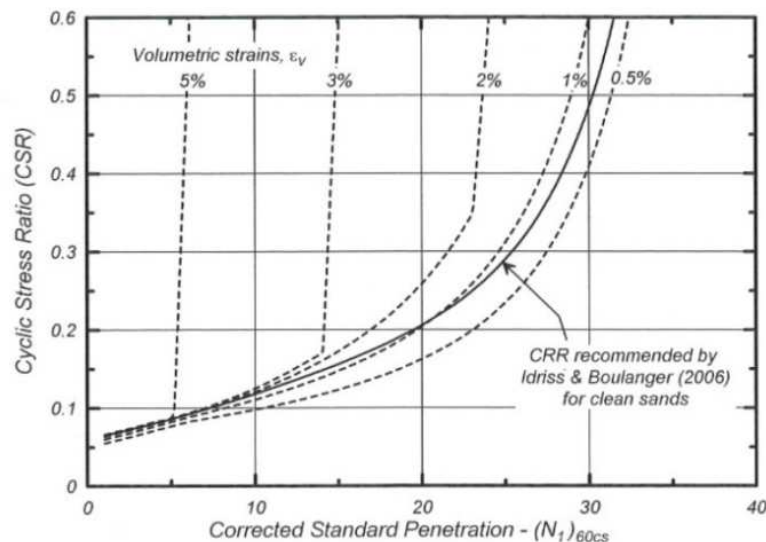


Abb. 22 Volumetrische Dehnung in Abhängigkeit der äquivalenten Schlagzahl für reinen Sand (Lew und Tran, 2012 nach Idriss und Boulanger, 2008)



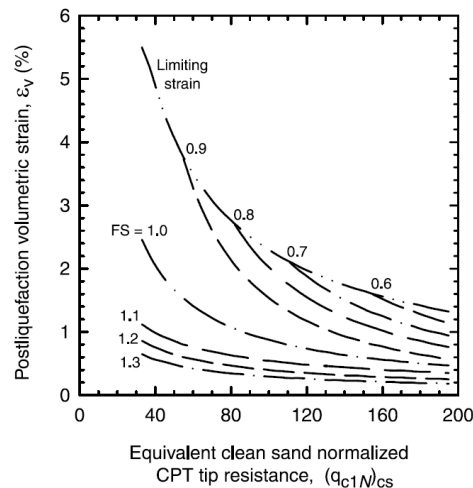


Abb. 23 Volumetrische Dehnung in Abhängigkeit des äquivalenten Spitzendrucks für reinen Sand (Zhang et al., 2002)

- **Berechnung der Setzung und der Liquefaction Severity Number**

Die Setzung  $\Delta S$  kann als Summe der Setzungen aller  $n$  Schichten durch die Multiplikation der Schichtdicken  $d_i$  und der jeweiligen volumetrischen Dehnungen  $\varepsilon_{v,i}$  berechnet werden..

$$\Delta S = \sum_{i=1}^n d_i \cdot \varepsilon_{v,i} \quad (44)$$

Diese Methode kann für die Setzung leichter Strukturen, schwimmender Fundamente, schwerer Fundamente bei tiefliegenden Verflüssigungszonen verwendet werden. Aufschwimmen und geneigter Grund können nicht berücksichtigt werden, direkt auf verflüssigtem Boden gegründete Objekte können durch Einsinken deutlich größere Setzungen erfahren, welche nach derzeitigem Wissenstand nicht hinreichend genau zu berechnen sind. Tonkin und Taylor (2013) evaluierten im Zuge der Canterbury Earthquake Sequence (Neuseeland, 2010-2011) die entstandenen Schäden und führten die Liquefaction Severity Number (LSN) ein. Diese gibt die Abhängigkeit des Schadenbilds an der Oberfläche zur ermittelten Setzung über das Bodenprofil an. Sie verwenden dazu die volumetrische Dehnung nach Zhang et al (2002). Die dazu entwickelte Tab. 10 teilt die LSN nach der Schwere der entstandenen Schäden ein.

$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz = 1000 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\Delta S_i}{d_i} \quad (45)$$

Tab. 10 Einteilung der Folgen und Schäden anhand des LSN

LSN	Typische Folgen
0-20	Keine oder wenig Verflüssigung, geringe sand boils, geringe Schäden an Gebäuden
20-40	Mittlere bis schwere Verflüssigung, Aufreißen der Oberfläche, wenig bis starke Setzungen und Schäden von Gebäuden
> 40	Flächenhafte schwere Schäden, extensive Verflüssigung, schwere Setzungen und Schäden von Gebäuden

#### 4.1.2 Laterale Verformungen grobkörniger Böden

Laterale Verformungen können sowohl an der Oberfläche, als auch bei Pfahlgründungen im Untergrund erhebliche Schäden verursachen. Auf die Bemessung von Pfahlgründungen im Zuge der Bodenverflüssigung wird im Rahmen dieser Arbeit nicht gesondert eingegangen, es sei auf Boulanger et al. (2003) verwiesen.

- **Nach Youd et al. (2002)**

Die Berechnung der lateralen Verformungen verflüssigter Böden wurde in den vergangenen Jahrzehnten ausführlich untersucht. Die ausführlichste Fallstudie führten Youd et al. (2002), aufbauend auf Daten von Bartlett und Youd (1995) durch. Das dadurch entwickelte empirische Modell zur Berechnung lateraler Verformungen unter Berücksichtigung der Systemgeometrie, der seismischen Parameter und des Bodenaufbaus, ist in der Ingenieurpraxis weit verbreitet. Die Berechnung erfolgt auf Grundlage von SPT-Daten. Die laterale Verformung  $D_H$  wird für freistehende Böschungen mit ( 46 ) berechnet, für geneigtes Gelände mit ( 47 ).

$$\begin{aligned} \log(D_H) = & -16,713 + 1,532M_W - 1,406 \log(R + 10^{0,89M_W - 5,64}) - 0,012R \\ & + 0,592 \log(W) + 0,540 \log(T_{15}) + 3,413 \log(100 - F_{15}) \\ & - 0,795 \log(D50_{15} + 0,1 \text{ mm}) \end{aligned} \quad (46)$$

$$\begin{aligned} \log(D_H) = & -16,213 + 1,532M_W - 1,406 \log(R + 10^{0,89M_W - 5,64}) - 0,012R \\ & + 0,338 \log(S_B) + 0,540 \log(T_{15}) + 3,413 \log(100 - F_{15}) \\ & - 0,795 \log(D50_{15} + 0,1 \text{ mm}) \end{aligned} \quad (47)$$

$D_H$	[m]	Laterale Verformung
$M_W$	[-]	Momentenmagnitude
$R$	[m]	Horizontalabstand zur nächsten seismischen Quelle

- $L$  [m] Abstand der freistehenden Böschung
- $H$  [m] Höhe der freistehenden Böschung
- $W$  [%] Freies Böschungsverhältnis =  $L/H$
- $S_B$  [%] Neigungswinkel der Böschung
- $T_{15}$  [m] Addierte Schichttiefe gesättigten grobkörnigen Bodens mit  $(N_1)_{60} < 15$
- $F_{15}$  [%] Feinkornanteil der äquivalenten Schichttiefe
- $D_{50_{15}}$  [mm] Mittlere Korngröße der äquivalenten Schichttiefe
- $Z_T$  [m] Tiefe bis Beginn  $T_{15}$

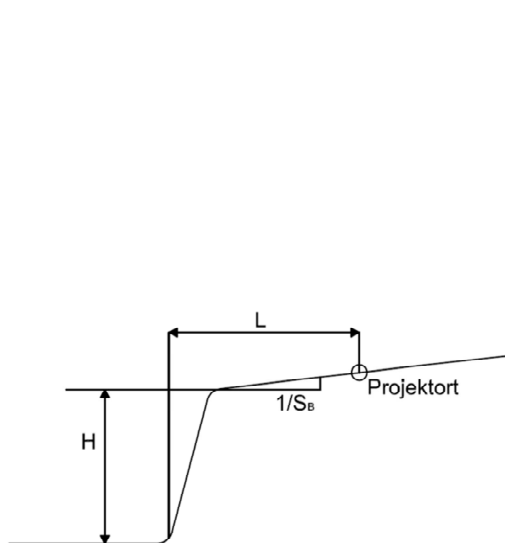


Abb. 24 Böschungsgeometrie nach Youd et al. (2002)

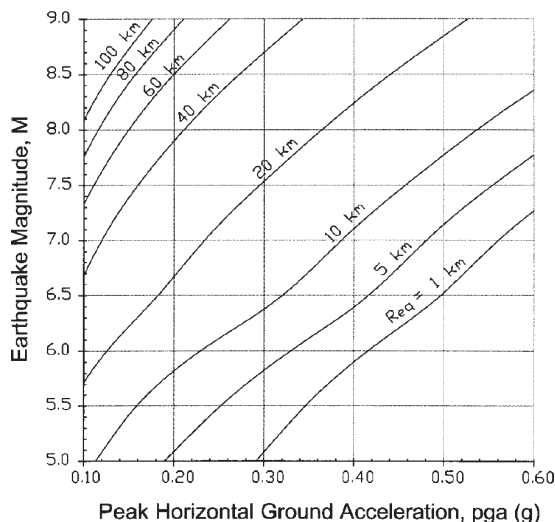


Abb. 25 Ermittlung des horizontalen Abstands zur seismischen Quelle (Youd et al., 2002)

Der Gültigkeitsbereich der Berechnung nach Youd et al. (2002) ist zu berücksichtigen. Außerhalb des Gültigkeitsbereichs kann die Berechnung erhöhte Unsicherheit aufweisen, da das empirische Modell extrapoliert wurde. Der Gültigkeitsbereich ist in Tab. 11 und Abb. 26 gegeben. Die Berechnung kann für Böden mit einem Feinkornanteil von bis zu 70% angewandt werden, sofern der Boden kein plastisches Bodenverhalten aufweist.

Wenn die horizontale Entfernung zur Störungszone, in welcher der Erdbebenherd zu erwarten ist, unbekannt ist, kann diese nach Abb. 25 aus dem Diagramm abgelesen werden. Bei  $R < 0,5$  km sind 0,5 km anzusetzen. Nach Ambraseys (1988) treten bei einer bestimmten Magnitude ab einer minimalen horizontalen Entfernung der betrachteten Bodens zur seismischen Störungszone  $R_f$  keine lateralen Verformungen auf. Bei einer Entfernung  $R$  größer der minimalen Entfernung um Bodenverflüssigung auszuschließen  $R_f$  muss die Berechnung für laterale Verformungen nach Youd et al. (2002) nicht durchgeführt werden.  $R_f$  kann mit ( 48 ) berechnet werden.

$$M_w = 0.18 + 9.2 \cdot 10^{-8} R_f + \log(R_f) \quad (48)$$

Tab. 11 Gültigkeitsbereich  
Youd et al. (2001)

	Von	Bis
MW	6	8
W [%]	1	20
S [%]	0.1	6
T15 [m]	1	15
ZT [m]	1	10
F15 [m]	0	70

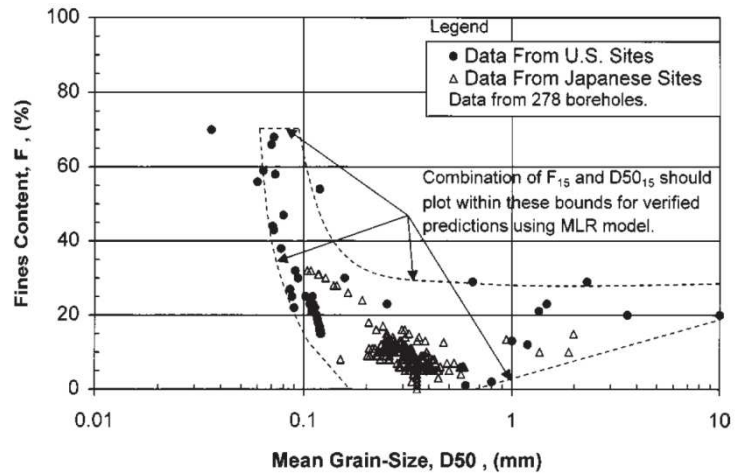


Abb. 26 Gültigkeitsbereich nach Youd et al. (2001)

Zur besseren Übersicht ist in Abb. 27 ein Flow-Diagramm zusammengestellt, nach dem die laterale Verschiebung grobkörniger Böden ermittelt werden kann. Ab einer freien Böschungshöhe von 6 m kann unkontrolliertes Fließen auftreten, bei welchen lateralen Verformungen nicht vorhergesagt werden können. Größter Nachteil dieser Berechnungsmethode ist, dass der mittlere Korngrößendurchmesser sowie der Feinkornanteil in die Berechnung einfließt, welche im Zuge der Baugrunduntersuchungen nicht immer ermittelt werden.

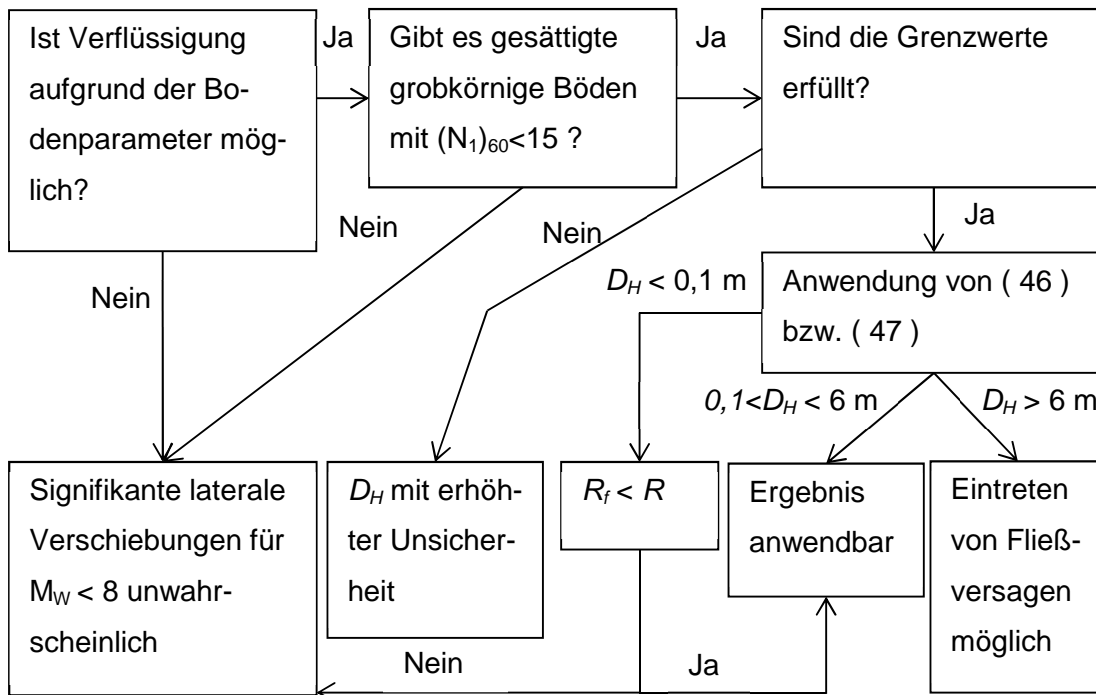
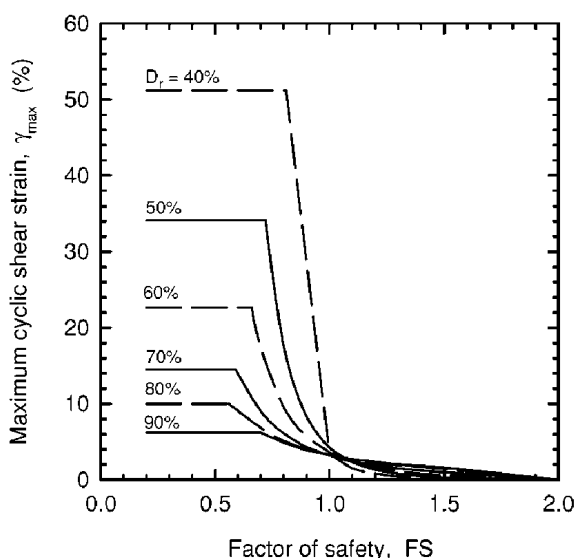


Abb. 27 Flow-Diagramm zur Ermittlung der lateralen Verschiebung grobkörniger Böden nach Youd et al. (2002)

- **Berechnung nach Zhang et al. (2004)**

Im Gegenzug zur Berechnung nach Youd et al. (2002) wurde von Zhang et al. (2004) ein Berechnungsmodell auf Basis des SPT- und CPT-Verfahrens entwickelt. Nach Ermittlung des Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung werden die lateralen Verformungen wie bei Ishihara und Yoshimine (1992) für Setzungen über die Dichte bzw. die maximale Scherdehnung ermittelt. Die Dichte kann nach Zhang et al. (2004) mit  $(N_1)_{60}$  nach ( 49 ) sowie mit  $(q_{c1N})$  nach ( 50 ) berechnet und die maximale Scherdehnung nach Abb. 28 ermittelt werden.



$$D_r = 14 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} \text{ mit } (N_1)_{60} \leq 42$$

( 49 )

$$D_r = -85 + 76 \log(q_{c1N}) \text{ mit } q_{c1N} \leq 200$$

( 50 )

Abb. 28 Verhältnis des Sicherheitsfaktors und der relativen Dichte zur maximalen Scherdehnung (Zhang et al., 2002)

Indem man die maximale Scherdehnung über die Bodenschichten mit einem Sicherheitsfaktor  $< 2$  bis zu einer maximalen Tiefe von 23 m integriert, erhält man den Lateral Displacement Index (LDI).

$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} \cdot dz \quad ( 51 )$$

Nach Zhang et al. (2004) kann für leicht geneigtes Gelände die laterale Verformung in cm nun nach ( 52 ), für freistehende Böschungen nach ( 53 ) berechnet werden. Es ist zu beachten, dass ( 52 ) nur für  $0,2\% < S_B < 3,5\%$  gilt, ( 53 ) nur für  $4 < L/H < 40$ . Die Systemgeometrie kann von Youd (2002) übernommen werden. Weitere Grenzwerte des Gültigkeitsbereichs sind eine Momentenmagnitude zwischen 6,4 und 9,2, maximale Bodenbeschleunigung zwischen 0,19 g und 0,6 g und freie Böschungshöhen kleiner als 18 m.

$$D_H = (S + 0,2) \cdot LDI \quad (52)$$

$$D_H = 6 \cdot (L/H) \cdot LDI \quad (53)$$

Erste Vergleichsrechnungen von Zhang et al. (2004) zeigten vergleichbare Ergebnisse mit den Berechnungen von Youd et al. (2002).

#### 4.1.3 Aufschwimmen von Strukturen in grobkörniger Böden

Im Boden gelagerte Strukturen mit einem geringeren spezifischen Gewicht als der umgebende verflüssigte Boden können durch Aufschwimmen beschädigt werden. Dies kann Pipelines, Tanks, Schächte etc. betreffen. Studien basierend auf Falldaten wurden hierfür beispielsweise von Cubrinovski et al. (2011) durchgeführt. Basis der Berechnung bildet das statische Gleichgewicht zwischen treibenden und haltenden Kräften. Der Sicherheitsfaktor gegen Auftreiben  $FS_{BR}$  (safety factor against buoyant rise) berechnet sich aus dem hydrostatischem Gleichgewicht als Division des Gewichts der Struktur  $W$  und dem Reibungswiderstand  $Q_w$  mit den treibenden Kräften aus dem hydrostatischen Druck  $U_s$ , dem Porenwasserüberdruck  $U_d$  und der Sickerströmungskraft  $F$ . Im Gegensatz zum Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung, welcher punktuell und strukturunabhängig berechnet wird, gilt der Sicherheitsfaktor gegen Auftreiben für eine spezifische Struktur unter Einbezug des gesamten Bodenprofils und damit als Nachweis der Tragfähigkeit gegen Aufschwimmen einer Struktur unter Erdbebenbelastung.

$$FS_{BR} = \frac{W + Q_w}{U_s + U_d + F} \quad (54)$$

Aus Gleichung ( 54 ) sind das Gewicht der Struktur, sowie gegebenenfalls des Bodens oberhalb der Struktur, als bekannt vorausgesetzt. Der hydrostatische Druck ist durch die Lage des Grundwasserspiegels bekannt. Der Reibungswiderstand sowie die Sickerströmungskraft können vernachlässigt werden. Der Porenwasserüberdruck kann aus dem Porenwasserüberdruckverhältnis  $r_u$  berechnet werden. Nach Bestimmung von  $r_u$  aus Abb. 29 kann der Porenwasserüberdruck mit  $U_d = r_u \cdot \sigma_{ov}$  berechnet werden. Ist der Tragsicherheitsnachweis nicht erfüllt, kann es zu Hebungen infolge von Bodenverflüssigung kommen.

## 4 Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Verformung

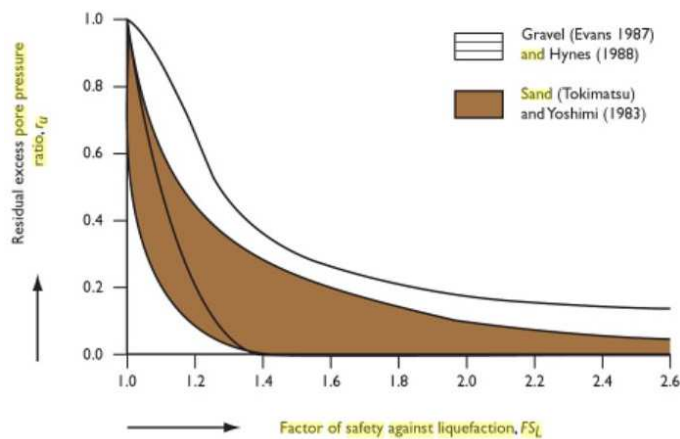


Abb. 29 Porenwasserüberdruckverhältnis in Abhängigkeit der Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung (Day, 2009)

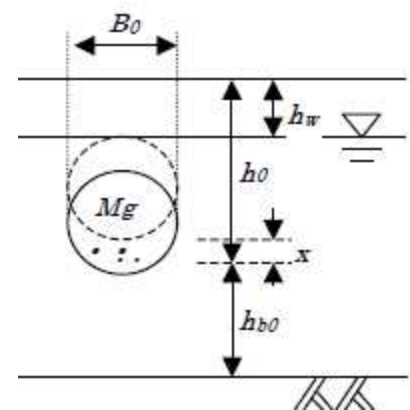


Abb. 30 Skizze der durch Bodenverflüssigung hervorgerufenen Hebung einer Leitung (Sasaki und Tamura, 2003)

Eine analytische Berechnung der Hebung einer Rohrleitung unter Einbeziehung der Dichte des Bodens und der Struktur und den geometrischen Abmessungen der Struktur wird von Sasaki und Tamura (2003) ermittelt, wie in Abb. 30 dargestellt ist. Die Hebung  $x$  [m] wird hierbei berechnet zu

$$x = \frac{(\rho_{sat} - \rho_m) \left(\frac{B_0}{2}\right)^2 \pi g}{C} t \quad (55)$$

$\rho_m$	[t/m <sup>3</sup> ]	Wichte der Struktur im Boden
$\rho_{sat}$	[t/m <sup>3</sup> ]	Wichte des Bodens unterhalb des GWSp.
$B_0$	[m]	Rohrradius
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung = 9,81
$t$	[s]	Zeit
$C$	[t/ms]	Widerstandskoeffizient

Das Bodengewicht über dem Rohr wird hierbei nicht angesetzt. Sasaki und Tamura (2003) begründen dies damit, dass Böden oberhalb runder Querschnitte kein resistentes Bodenverhalten zeigen, wie dies bei der über rechteckigen Strukturen der Fall wäre. Die Zeit  $t$  ist die Zeit nach Eintreten der Bodenverflüssigung bis zum Ende der Erdbeneinwirkung in Sekunden und kann konservativ mit der Dauer der Erdbeneinwirkung gleichgesetzt werden. Diese kann nach Lee und Green (2008) unter Einbezug der Distanz des Erdbebenherds  $R$  und des Bodenfaktors  $S$  abgeschätzt werden. Für

kontinentale Regionen gilt ( 56 ), für seismisch aktive Regionen in der Nähe tektonischer Platten ( 57 ).

$$t = \ln(2,5 + 4,21 \exp(M_W - 6) + 0,14 + (-0,98 - 0,45(M_W - 6) - 0,0071R)S) \quad (56)$$

$$t = \ln(1,5 + 3,22 \exp(M_W - 6) + 0,11R + (2,01 + 0,8(M_W - 6) - 0,0097R)S) \quad (57)$$

mit S nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2

Tab. 12 Bodenfaktor S nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2

A	B	C	D	E
Fels oder felsähnliche Formationen	Sehr dichter Sand, Kies, sehr steifer Ton	Tiefe Ablagerungen von dichten bis mitteldichten Sand, Kies oder steifer Ton	Locker bis mitteldichte grobkörnige Böden	Böden mit einer Oberflächenschicht nach C und D von 5-20m und einer unteren steiferen Schicht
S=1,0	S=1,2	S=1,15	S=1,35	S=1,4

Der Widerstandskoeffizient kann adaptiert nach Sasaki und Tamura (2003) mit ( 58 ) berechnet werden.

$$C = 50000 \cdot b \cdot \left( \frac{b}{h_b} + 1 \right) \cdot \left( \frac{\sigma'_h - \sigma'_v}{2\sigma'_h} \right)^{0,5} \cdot CRR \cdot FS^{1,5} \quad (58)$$

$h_b$  [m] Abstand der Rohrleitung zur maximalen Tiefe der verflüssigten Schicht

$b$  [m] Breite der Struktur (entspricht bei Rohren  $B_0$ )

$\sigma'_v$  [kPa] effektive Spannung an der Unterkante der Struktur

$\sigma'_h$  [kPa] effektive Spannung des angrenzenden Bodens an der Unterkante der Struktur

Die Berechnung von FS und CRR erfolgt in der Berechnung nach Sasaki und Tamura (2004) nach der Berechnungsmethode der Japan Road Association (JRA) 1996, in dieser Arbeit werden für CRR jedoch die in Kapitel 3 errechneten Werte übernommen, da in der Regel keine Karten zur Bestimmung des Wellentyps von Erdbeben vorliegen, welche für die Berechnungsmethode der JRA benötigt werden. Nach Zhang et al. (2014) ist das Gleichsetzen des zyklischen Widerstandsverhältnisses nach NCEER Methode und JRA zulässig, wie aus Abb. 31 hervorgeht. Die Berechnung von CSR erfolgt nach der JRA demselben Konzept wie bei der NCEER Methode, jedoch wird nicht mit dem Faktor 0,65 wie in ( 2 ) abgemindert sowie der Spannungsreduktionsfaktor mit  $r_{d,JRA}=1,0 - 0,015 z$  berechnet. Diese Berechnung ist problemlos möglich, so-



dass in ( 58 ) CRR nach der NCEEER Methode und FS als  $FS = CRR_{NCEEER} / CSR_{JRA}$  berechnet wird.

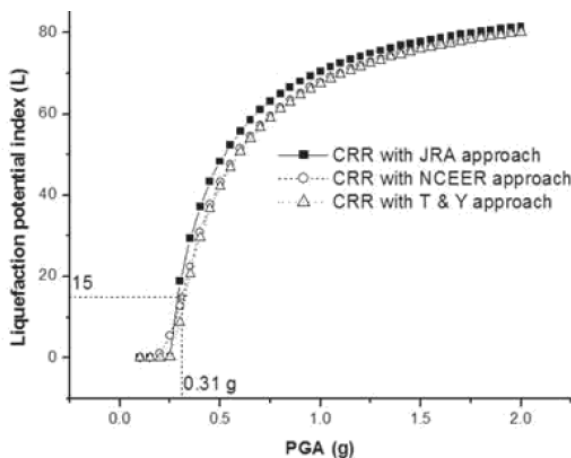


Abb. 31 Vergleich des ermittelten CRR nach NCEEER und JRA-Methode (Zhang et al., 2014)

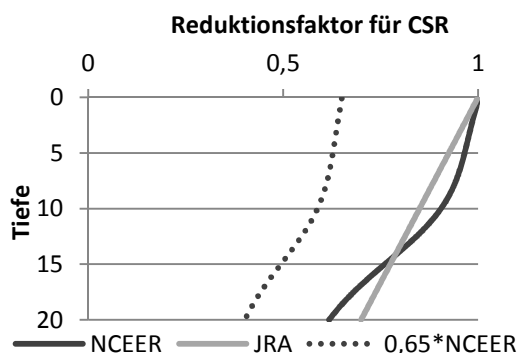


Abb. 32 Vergleich des Reduktionsfaktors nach NCEEER und JRA-Methode

Die aus ( 55 ) erhaltenen Hebungen sind nach Sasaki und Tamura (2004) konservativ. Die Gleichungen zeigen gute Übereinstimmungen mit im Labor durchgeführten Zentrifugenmodellen, wurden jedoch nicht mit Felddaten überprüft. Die zu erwartenden Hebungen werden wie Setzungen mit einem Faktor von +/- 2 berechnet.

## 4.2 Ermittlung der Setzung und lateralen Verformung feinkörniger Böden

### 4.2.1 Setzungsberechnung feinkörniger Böden

Auch die bei feinkörnigen Böden auftretende zyklische Mobilität kann zu Setzungen führen. Die Berechnung der Setzung feinkörniger Böden wurde in den vergangenen Jahrzehnten zunehmend aufbereitet (Yasuhara et al., 1997; Ohara und Matsuda, 1989; Pradhan et al., 1997). Im Folgenden wird auf zwei der gebräuchlichsten Berechnungsmodelle eingegangen, die in der Literatur zu finden sind.

- **Berechnung nach Yasuhara et al. (2001)**

Die Setzungsberechnung feinkörniger Böden kann nach Yasuhara et al. (2001) durchgeführt werden. Die Setzung wird durch einen Verlust der Festigkeit und der Steifigkeit des Bodens hervorgerufen, welcher zur Instabilität oder differenziellen Setzungen führen kann. Wie auch bei der Verflüssigung in grobkörnigen Böden tritt aufgrund des Porenwasserüberdrucks ein Verlust der Festigkeit auf, jedoch erreicht der Porenwasserüberdruck nicht 100 % der effektiven Spannung, wodurch immer eine Restfestigkeit

des Bodens erhalten bleibt. Die Berechnung nach Yasuhara et al. (2001) basiert auf der Annahme, dass bei feinkörnigen Böden eine sofortige Setzung  $\Delta S_{i,cy}$  sowie eine Setzung nach der zyklischen Belastung  $\Delta S_{vr}$  auftritt. Die sofortige Setzung hängt maßgeblich mit der vertikalen Belastung durch vorhandene Strukturen zusammen. Die nachträgliche Setzung kann jedoch auch bei feinkörnigen Böden ohne Auflast beobachtet werden. Die sofortige Setzung zufolge einer Erdbebenbelastung kann über die Setzung unter statischer Belastung  $S_{i,nc}$  ausgedrückt werden, die nachträgliche Setzung über Schichthöhe  $H_i$  und die initiale Porenzahl  $e_0$ . Die Setzung berechnet sich demnach zu

$$\Delta S_{cy} = \Delta S_{i,cy} + \Delta S_{vr} = f_1 \left( \left( \frac{q}{E} \right) N_i \right) + f_2 \left( \frac{H_i}{1 + e_0} \right) \quad (59)$$

Die Berechnung von  $f_1$  und  $f_2$  erfordert die Bestimmung des Kompressions- und Schwellindex sowie der undrainierten Scherfestigkeit, welche im Rahmen von Erkundungsprogrammen nicht immer bestimmt werden. In der Ingenieurpraxis empfehlen sich daher die von Yasuhara et al. (2001) entwickelten in Abb. 33 abgebildeten Diagramme, für welche der Plastizitätsindex  $I_p$ , der Sicherheitsfaktor FS sowie der während des Erdbebens auftretende normalisierte Porenwasserüberdrucks benötigt werden. Während erstere leicht zu ermittelnde Parameter darstellen, muss der normalisierte Porenwasserüberdruck durch eine numerische Berechnung ermittelt werden. Die Diagramme wurden anhand von Versuchen mit Ariake Ton entwickelt, die Auswirkung der Verwendung anderer feinkörniger Bodenarte wird über die Plastizitätszahl sowie den modellierten normalisierten Porenwasserüberdruck in die Berechnung eingebracht. Die Belastung  $q$  [kN/m<sup>2</sup>] sowie der E-Modul  $E$  [kN/m<sup>2</sup>] können als bekannt vorausgesetzt werden. Der Koeffizient  $N_i$  kann über die Breite der belastenden Struktur und die Schichtdicke nach Inada et al. (1977) in Abb. 34 ermittelt werden. Die Abbildung gilt für Dämme, bei sonstigen Strukturen muss die sofortige Setzung nach gängigen Rechenmodellen berechnet werden.

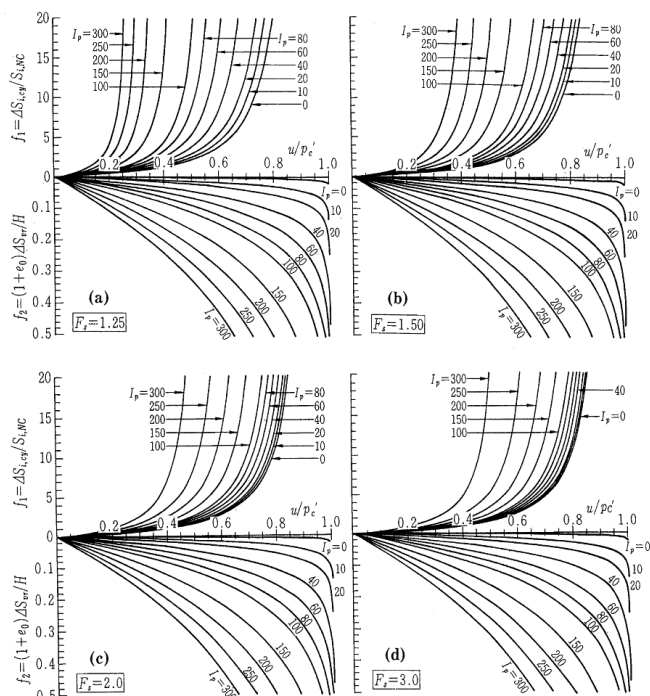


Abb. 33 Setzungsfaktoren in Abhängigkeit der Plastizitätszahl, des Sicherheitsfaktors und des normalisierten Porenwasserüberdrucks im Erdbebenfall (Yasuhara et al., 2001)

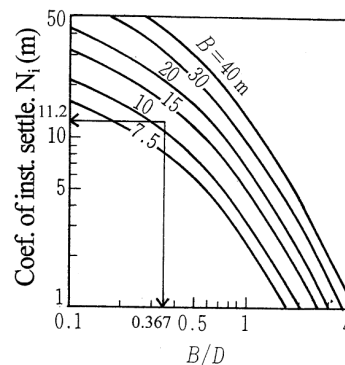


Abb. 34 Koeffizient für sofortige Setzung unter statischer Belastung (Yasuhara et al., 2001, nach Inada et al., 1977)

Aufgrund der notwendigen Bestimmung des normalisierten Porenwasserüberdrucks während des Erdbebens sowie der zusätzlichen Berechnung der sofortigen Setzung unter statischer Belastung ist die Berechnung nach Yasuhara et al. (2001) aufwendig.

• **Nach Bilge (2010)**

Die Berechnungsmethode von Bilge (2010) beruht auf einem Ansatz, bei dem die maximale Scherdehnung in Abhängigkeit des Wassergehalts  $w_c$ , der Plastizitätszahl  $I_p$ , des Feinkorngehalts  $FC$ , der Fließgrenze  $w_L$  und der normalisierten Scherfestigkeit  $\left(\frac{\tau_{cyc}}{s_u}\right)$  berechnet wird. Die normalisierte Scherfestigkeit kann, sofern sie nicht durch zyklische Laborversuche bestimmt wird, wie in 3.3.2 nach Boulanger und Idriss (2004) bei natürlichem, feinkörnigem Boden zu 0,83 (+/- 15 - 20%) angenommen werden

$$\ln(\gamma_{\max}) = \ln \left( 21.509 \cdot \frac{21.788 \cdot \frac{0.092 \cdot w_c \cdot \ln\left(\frac{FC}{0.00067}\right)}{w_L} \cdot \left(1 - 0.061 \cdot \ln\left(\frac{29.878}{I_p \cdot FC}\right)\right)}{\ln\left(I_p \cdot \frac{FC}{61.843}\right)} \cdot \frac{3.473 - \sqrt{\left(\frac{\tau_{st}}{s_u} - 1.007\right)^2 \left(\frac{\tau_{cyc}}{s_u} - 3.262\right)^2}}{3.474 - 17.806} \right) \mp 0.468 \quad (60)$$

Das volumetrische Dehnungspotential nach zyklischer Beanspruchung kann semiempirisch unter Verwendung der maximalen Scherdehnung, des Wassergehalts  $w_c$ , der Plastizitätszahl  $I_p$ , und der Fließgrenze  $w_L$  ermittelt werden.

$$\ln(\varepsilon_v) = \ln \left( \frac{0.400 \cdot \gamma_{\max}^{0.562}}{1.805 + (-0.036) \cdot I_p - \frac{w_c}{w_L}} \right) \mp 0.297 \quad (61)$$

Durch Gleichsetzen der volumetrischen und axialen Dehnung in ebenem Gelände kann die erdbebeninduzierte Setzung wiederum mit ( 44 ) berechnet werden. Die LSN kann nach Tab. 10 eingeteilt werden.

#### 4.2.2 Laterale Verformung feinkörniger Böden

Chu et al. (2006) verglichen während des Chi-Chi-Erdbebens (Taiwan, 1999) aufgetretene Schadensfälle mit den von Youd et al. (2002) und Zhang et al. (2002) ermittelten Berechnungsmethoden. Beide Modelle führten zu deutlich höheren lateralen Verformungen als die tatsächlich gemessenen, was Chu et al. (2006) unter anderem auf das teilweise plastische Bodenverhalten aufgrund des Feinkornanteils zurückführen. Sie weisen darauf hin, dass feinkörnige Böden nicht mit den oben genannten Methoden berechnet werden sollten. Es konnte weder von Chu et al. (2006) noch im Zuge dieser Arbeit ein analytisches Modell gefunden werden, nach welchem spezifisch die lateralen Verformungen feinkörniger Böden berechnet werden können. Bei der Erstellung der *Lateral Spread Hazard Map* im angloamerikanischen Raum werden Böden mit einem Plastizitätsindex  $> 7$  ausgeschlossen (beispielsweise Olsen et al., 2005). Bei Projekten, welche nach ingenieurmäßiger Ermessung nicht sensibel auf laterale Verformung reagieren, kann die Untersuchung der lateralen Verformung bei feinkörnigen Böden vernachlässigt werden.

Chu et al. (2006) verweisen zur Berechnung der lateralen Verformung in feinkörnigen Böden auf den Report von Boulanger und Idriss (2004). In dem Report wird keine Berechnungsmethode aufgestellt, jedoch verweisen Boulanger und Idriss (2004) darauf, dass auftretende Verformungen mit dem OCR und der Sensibilität  $S_t$  des Bodens zusammenhängen. Letztere wird als das Verhältnis der maximalen undrainierten Scherfestigkeit  $s_u$  zur Restscherfestigkeit  $s_{ur}$  nach Beendigung der zyklischen Belastung definiert. Bei der Durchführung eines Flügelscherversuchs werden  $s_u$  und  $s_{ur}$  ermittelt, wodurch die Sensibilität des Bodens berechnet werden kann.

$$S_t = \frac{s_u}{s_{ur}} \quad (62)$$

Je geringer die Sensibilität und höher das OCR, desto geringer sind die auftretenden Verformungen. Wenngleich dies nicht in die Berechnung eingeht, kann die Kenntnis der Sensibilität sowie des OCR bei der Interpretation der Berechnungsergebnisse hilfreich sein. Des Weiteren verweisen Boulanger und Idriss (2004) auf die weithin bekannte Newmark-sliding-block-Methode. Eine analytische Berechnungsmethode wurde hierfür von Bray und Travarasrou (2007) aufgestellt. Dabei wird eine Rutschmasse mit einer Wichte von  $17,6 \text{ kN/m}^3$  und einem Plastizitätsindex von 30 angesetzt, wobei Änderungen dieser Werte wenig Einfluss aufwiesen.

$$\ln(D) = -0.22 - 2.83 \ln(k_y) - 0.333(\ln(k_y))^2 + 0.566 \ln(k_y) \ln(PGA) + 3.04 \ln(PGA) - 0.244(\ln(PGA))^2 + 0.278(M - 7) \quad (63)$$

mit  $k_y = \tan(\varphi - \beta) - c/(\gamma H \cos^2 \beta (1 + \tan \varphi + \tan \beta))$  (Bray et al., 1998)

$\varphi$	[°]	Gemittelter Reibungswinkel des Blocks
$\beta$	[°]	Geländeneigung
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Gemittelte Wichte des Blocks
$H$	[m]	Höhe des Blocks

Da die Newmark-Methode grundsätzlich keine Berechnung bei Eintreten von Bodenverflüssigung ist, wird sie nicht weiter evaluiert sondern nur im Sinne der Vollständigkeit erwähnt.

### 4.3 Zusammenfassung

In Kapitel 4 wurden Berechnungsmethoden vorgestellt, um Verformungen infolge von Bodenverflüssigung abzuschätzen. Die dabei erhaltenen Ergebnisse stimmen etwa mit

dem Faktor 2 mit beobachteten Verformungen überein und liegen größtenteils auf der konservativen Seite.

Die gängigen Berechnungsmodelle basieren auf grobkörnigem Bodenverhalten und werden über den Feinkornanteil korrigiert. Die dabei betrachteten Verformungen sind Setzungen und die laterale Verformungen. Des Weiteren wird die Gefahr des Aufschwimmens von im Untergrund liegenden Strukturen ermittelt. Die Berechnungen erfolgen auf den in Kapitel 3 evaluierten In-Situ-Messungen SPT und CPT.

## 5 Sicherheitsanforderungen für Bodenverflüssigung

### 5.1 Sicherheitsanforderung in Europa

Die Gefahr von Bodenverflüssigung wird europaweit im Eurocode *EN 1998-5:2004* unter *4.1.4 Potentially liquefiable soils* geregelt. Für locker gelagerte Sandschichten mit und ohne Feinkornanteil bis zu 15 m Tiefe und unterhalb des Wasserspiegels soll das Bodenverflüssigungspotential evaluiert werden. Die Untersuchung muss SPT oder CPT Untersuchungen sowie die Kornverteilung beinhalten.

Wie in Kapitel 3.1.3 erläutert, kann die Bodenverflüssigung ausgeschlossen werden, wenn  $\alpha \cdot S < 0,15$  und mindestens eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

- Tonanteil von größer 20% sowie einen Plastizitätsindex größer 10
- Feinkornanteil von größer 35% und  $(N_1)_{60}$  größer 20
- Reiner Sand mit  $(N_1)_{60}$  größer 30

$\alpha$  steht für das Verhältnis der Bodenbeschleunigung  $a_g$  in Bodenklasse A zur Erdbeschleunigung  $g$  und  $S$  für den Bodenfaktor nach Tab. 12.

Für den Fall, dass Bodenverflüssigung nicht ausgeschlossen werden kann, wird im Eurocode kein konkretes Berechnungsverfahren genannt, sondern es soll aus gebräuchlichen Methoden der Geotechnik ermittelt werden, basierend auf Feldkorrelationen zwischen In-Situ-Versuchen und dem kritischen zyklischen Spannungsverhältnis, welches in der Vergangenheit zu Bodenverflüssigung geführt hat. Im Anhang B des EN 1998-5:2004 werden empirische Diagramme auf Grundlage des CSR sowie SPT-Daten gegeben.

Ein Boden wird nach Eurocode *EN 1998-5:2004* ab einem Sicherheitsfaktor von kleiner 1,25 als verflüssigungsgefährdet angesehen. Der minimale Sicherheitsfaktor kann jedoch landesspezifisch abgeändert werden. In den nationalen Anhängen von in Österreich und Deutschland werden sämtliche im Eurocode gelisteten Werte übernommen.

### 5.2 Sicherheitsanforderungen weltweit

Im Gegensatz zum Eurocode geben viele Normen keinen minimalen Sicherheitsfaktor an, sondern verweisen auf ingenieurmäßige Interpretation der Daten. Als Richtlinie kann ab einem Sicherheitsfaktor von größer 1,5 eine Gefährdung durch Bodenverflüssigung ausgeschlossen werden, welcher nach den weithin zitierten *Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in california (Special Publication 117)* dem Si-

cherheitsfaktor entspricht, ab welchem keine Gefährdung durch Bodenverflüssigung zu berücksichtigen ist. Aufgrund der Vielzahl an nationalen Richtlinien, welche beispielsweise in der USA oder Kanada bundeslandabhängig sind, sowie der Aktualisierung von Richtlinien ist es nicht möglich, einen weltweiten, für alle Bauwerke gültigen Sicherheitsfaktor zu bestimmen. Im Folgenden wird ein Überblick über die Richtwerte in der USA, Japan und Kanada gegeben. In der Praxis sollten nach Meinung der Autorin die nationalen Richtlinien sowie vergleichbare Projekte analysiert werden oder konservativ ein minimaler Sicherheitsfaktor von 1,5 berücksichtigt werden.

- Die *Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in california (Special Publication 117)* gibt an, dass Böden mit einem FS < 1,5 näher untersucht werden müssen. Nach genauer Untersuchung durch In-Situ oder Laborversuche gilt ein Sicherheitsfaktor > 1,3 als akzeptabel.
- Martin und Lew (1999) geben aufbauend auf der *Special Publication 117* die wohl umfangreichste Studie des minimalen Sicherheitsfaktors wieder, welche in Tab. 13 zu finden ist.

Tab. 13 Minimaler FS nach Martin und Lew (1999)

Konsequenz der Verflüssigung	$(N_1)_{60cs}$	Minimaler FS
Setzungen	$\leq 15$	1,1
	$\geq 30$	1,0
Oberflächenschäden	$\leq 15$	1,2
	$\geq 30$	1,0
Laterale Dehnungen	$\leq 15$	1,3
	$\geq 30$	1,0

- Das vom US. Department of Transportation herausgegebene *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 - Bridges* (2006) gibt an, dass das Verhältnis zwischen CRR und CSR größer als 1,0 sein muss, um Verflüssigung zu verhindern, Porenwasserüberdruck jedoch auch bei einem Sicherheitsfaktor von bis zu 1,5 auftreten kann und berücksichtigt werden muss.



- In Japan, wo bei der Ermittlung der Bodenverflüssigung viel geforscht wird, ist ein Nachweisverfahren üblich, welches sich weitgehend von der simplified method unterscheidet, auf welches in 4.1.3. eingegangen wurde. In der OCDI 2002 werden Böden in Abhängigkeit ihrer Schlagzahl und der Bodenbeschleunigung in 4 Bodenklassen eingeteilt, welche von I (Verflüssigung tritt ein) bis IV (Verflüssigung tritt nicht ein) unterteilt.

Tab. 14 Einteilung der Bodenklassen nach OCDI 2002

	Erwartung der Verflüssigung	Wertung des Verflüssigungspotentials
I	Wahrscheinlichkeit von Verflüssigung sehr hoch	Verflüssigung tritt ein
II	Wahrscheinlichkeit von Verflüssigung hoch	Entweder Wertung, dass Verflüssigung eintritt, oder zusätzliche Laboruntersuchungen.
III	Wahrscheinlichkeit von Verflüssigung gering	Entweder Wertung, dass Verflüssigung eintritt, oder zusätzliche Laboruntersuchungen.  Für sehr wichtige Strukturen, entweder Wertung, dass Verflüssigung eintritt, oder zusätzliche Laboruntersuchungen.
IV	Wahrscheinlichkeit von Verflüssigung sehr gering	Verflüssigung tritt nicht ein

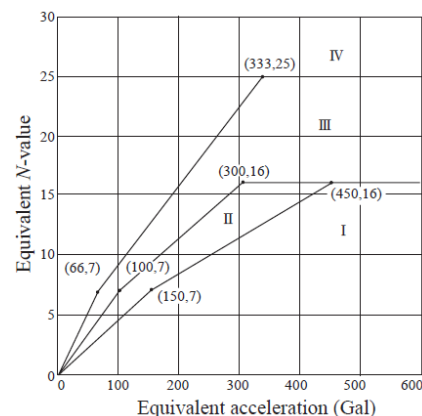


Abb. 35 Einteilung der Böden in Bodenklassen (OCDI, 2012)

- Im *Geotechnical Design and Factors of Safety - Technical Bulletin* (2011), gültig in Ontario, Kanada, wird für die Stabilität von Dämmen während und nach einem Erdbeben ein genereller Sicherheitsfaktor von 1,1 gefordert. Dieser bezieht sich auf generelle Standsicherheitsuntersuchungen im Erdbebenfall, wurde jedoch bei Projekten in der Vergangenheit in Ermangelung eines klar definierten Sicherheitsfaktors gegen Verflüssigung übernommen.

## 6 Anwendung auf ein reales Projekt

Die in dieser Arbeit aufgezeigten Berechnungen für Bodenverflüssigung werden im Folgenden auf ein Projekt von ILF-Consulting Engineers angewandt. Das Projekt umfasst die Planung einer Pipeline in der Türkei. Im Zuge der Planung ist aufgrund der hohen seismischen Aktivität in der Türkei auch die Erdbebensicherheit festzustellen, welche unter anderem die Evaluation der Bodenverflüssigung beinhaltet. Im Zuge dieser Arbeit wird ein Teilabschnitt der Pipeline untersucht, in dem auf Grund erster Baugrunduntersuchungen Bodenverflüssigung auftreten kann. Die in diesem Abschnitt durchgeführten SPT- und CPT-Versuche werden im Folgenden mit der NCEER-Methode sowie nach Boulanger und Idriss (2014) ausgewertet und die Ergebnisse verglichen. Die Berechnungsmethoden wurden hierfür in Excel implementiert, um eine schnelle und sichere Auswertung zu ermöglichen.

### 6.1 Projektbeschreibung

Die im Zuge dieser Arbeit evaluierte Pipeline, welche in der Türkei verläuft, dient zum Transport von natürlichem Gas. Die Rohrdurchmesser betragen zwischen 48“ und 56“ und die Rohrleitung liegt in einer Tiefe von 1,5 - 3 m (Ober- und Unterkante des Rohrs). Im Zuge dieser Arbeit werden die Daten aus 5 SPT-Versuchen sowie 5 CPT-Versuchen über eine Länge von rund 12 km untersucht. Im Zuge der Baugrunduntersuchungen wurde das Bodenprofil punktuell bestimmt. Dieses besteht aus einer steifen Tonschicht mit Sand und Silt mit einer Mächtigkeit von 1,1 bis 2,5 m über einer Schicht aus dicht gelagertem siltigen Sand mit einer Mächtigkeit von 3,5 bis 21,7 m. In größerer Tiefe ist stark verwitterter Sandstein und Tonstein zu finden. Das Gelände ist durchwegs eben. Auf Grund der Nähe eines Flusses liegt ein hoher Grundwasserspiegel vor.

### 6.2 Berechnungsgrundlagen

Auf Grund der Nähe zu einem Fluss wurde der Grundwasserspiegel an den ausgewerteten Stellen konservativ bei 0 m angenommen. Für das Projekt wurden für Erdbeben-Berechnungen die maximale Bodenbeschleunigung und die Momenten-Magnitude von Erdbeben mit einer Jährlichkeit von 475 sowie 2475 Jahren angesetzt. Die höchsten Magnituden und Bodenbeschleunigung stammen aus der Nordanatolischen Verwerfung (NAF). Für den Vergleich der Methoden kann grundsätzlich jegliches Referenz-Erdbeben verwendet werden. Es wird eine Momenten-Magnitude von 6,8 sowie eine maximale Bodenbeschleunigung von 0,3 g angesetzt, welche in dem gegebenen Projekt einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren entspricht.

Tab. 15 Maximale Bodenbeschleunigung und Momenten-Magnitude

Wiederkehrperiode [Jahre]	Repräsentative $M_W$ [-]	Schwankungsbereich $a_{max}$ [g]	Gewähltes $a_{max}$ [g]
475	6,8	0,2 - 0,4	0,3
2475	7,7	0,4 - 0,6	0,5

In Übereinstimmung mit dem NCEER Report (Youd et al., 2001) werden Böden ab einer charakteristischen Schlagzahl von über 30 (SPT-Versuche) sowie einem charakteristischen Spitzendruck von 160 MPa (CPT-Versuche) als nicht verflüssigungsgefährdet angesehen. Die Verflüssigung wird bis zu einer Tiefe von 20 m betrachtet. Aufgrund der ebenen Lage des Bodens kann der Koeffizient für Neigungen  $K_\alpha$  zu 1 angenommen werden. Der Koeffizient für das Alter der Ablagerungen  $K_{age}$  wird konservativ mit 1 angenommen, da das Alter der Ablagerungen nicht bekannt ist. Der minimale Sicherheitsbeiwert wird in Übereinstimmung mit dem Eurocode in dieser Arbeit bei 1,25 angesetzt. Die Berechnung der Sicherheit gegen Verflüssigung erfolgt ab der Geländeoberkante. Dies wird damit begründet, dass das Aushubmaterial voraussichtlich als Hinterfüllmaterial verwendet wird. Bei SPT-Versuchen wird gemäß den Projektunterlagen die Wichte von Ton mit 16 kN/m<sup>3</sup> angesetzt, für Silt und Sand eine Wichte von 17 kN/m<sup>3</sup> und für Kies eine Wichte von 18 kN/m<sup>3</sup>. Für CPT-Versuche wird in dem gegebenen Projekt eine Wichte von 17 kN/m<sup>3</sup> für sämtliche Böden angenommen, da die Bodenart nicht eindeutig unterschieden werden kann. Für CPT-Versuche wurde bei der Berechnung für grobkörnige Böden ein maximaler Soil Type Behaviour Index  $I_C$  von 2,6 angesetzt, ab welchem Verflüssigung ausgeschlossen wird. Bei einem  $I_C$  größer 2,6 wird der Boden mit der Berechnungsmethode für feinkörnige Böden hinsichtlich des Potentials für zyklische Mobilität untersucht.

Berechnet werden der Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung in jedem Messpunkt von SPT- und CPT-Versuchen und der Liquefaction Potential Index über das Bodenprofil. Bei verflüssigenden Böden wird des Weiteren die Setzung aufgrund der Verdichtung des Bodens sowie die Hebung aufgrund von eventuellem Aufschwimmen der Struktur berechnet. Aufgrund der ebenen Lage fern von freien Böschungen müssen die lateralen Verformungen für das gewählte Beispiel nicht berechnet werden.

### 6.3 Aufbau der Excel Routinen

Bei der Erstellung der Excel-Routinen wurde auf eine übersichtliche und leicht verständliche Bedienung geachtet.

Im Folgenden wird exemplarisch die Excel-Routine zur Berechnung des Sicherheitsfaktors gegen Bodenverflüssigung nach NCEER Methode dargestellt. Der Aufbau aller anderen im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen erfolgt nach demselben Schema und wird nicht gesondert aufgezeigt. In dem ersten Arbeitsblatt wie in Abb. 36 wird die Theorie der Berechnung anhand der wichtigsten Formeln erläutert, da es für die ingenieurmäßige Interpretation der Daten unumgänglich ist, die verwendeten Formeln zu kennen und verstehen. Das nächste Arbeitsblatt in Abb. 37 erfordert die Eingabe der Berechnungsparameter. Alle in der Eingabe erforderlichen Parameter können als bekannt vorausgesetzt werden. In den Excel-Routinen sind die Eingabeparameter wie folgt:

- Die Momenten-Magnitude des Bemessungsbebens
- Die maximale Bodenbeschleunigung am Projektort beim Bemessungsbeben
- Die Tiefe des Grundwasserspiegels
- Der minimale geforderte Sicherheitsfaktor
- SPT-Versuche: Entweder die korrigierten Schlagzahl oder die Schlagzahl sowie die Randbedingungen des Versuchsaufbaus. CPT-Versuche: Gemessener Spitzen-  
druck und Mantelreibung

Für die Berechnung von Verformungen sind zusätzliche Eingabeparameter erforderlich, welche in 6.5 erläutert werden.

2 **Berechnungsverfahren**

Das Verfahren nach YOUD und IDRISSE ermittelt einen Sicherheitsfaktor gegen Bodenverflüssigung. Dabei wird die Einwirkung in Form einer zyklischen Spannungsrate (Cyclic Stress Ratio - CSR) und der Widerstand gegen Verflüssigung in Form einer zyklischen Widerstandsrate (Cyclic Resistance Ratio) - CRR ausgedrückt. Der Quotient CRR / CSR ist die Sicherheit gegen Verflüssigung.

Benötigte Eingabewerte

- $\gamma$  - Wichte des Bodens
- $I_D$  - bezogene Lagerungsdichte
- FA - Feinanteile  $d < 0,075$  mm
- z - Tiefe der zu untersuchenden Schicht unter GOK
- $z_w$  - Tiefe des Grundwasserspiegels unter GOK
- PGA - Peak Ground Acceleration
- MW - Moment Magnitude der Erdbebeneinwirkung
- $(N_1)_{60}$  - korrigierter SPT N Wert der zu untersuchenden Schicht

1. Cyclic Stress Ratio (CSR):

$$CSR = 0,65 * \frac{PGA}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \cdot g$$

$r_d$  - Koeffizient zur Spannungsreduzierung  
 $\sigma_{v0}$  - totale Überlagerungsspannung  
 $\sigma'_{v0}$  - effektive Überlagerungsspannung

$$r_d = \frac{1 - 0,4113 z^{0,5} + 0,04052 z + 0,001753 z^{1,5}}{1 - 0,4177 z^{0,5} + 0,05729 z - 0,006205 z^{1,5} + 0,00121 z^2}$$

2. Cyclic Resistance Ratio (CRR)

Die zyklische Widerstandsrate CRR wird mit dem Index 7,5 versehen, da diese für eine Erdbebenmagnitude von 7,5 gilt. Für andere Magnituden wird CRR mit einem Skalierungsfaktor korrigiert (siehe unten).

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60CS} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

gültig für  $(N_1)_{60CS} < 30$   
 Für  $(N_1)_{60CS} \geq 30$  besteht kein Verflüssigungspotential

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (N_1)_{60CS} \text{ - Korrigierter SPT N Wert für reinen Sand (CS - clean sand)}$$

	$\alpha$ [-]	$\beta$ [-]
FC $\leq$ 5%	0,00	1,00
5% < FC < 35 %	$e^{1,76 - \frac{190}{FC^2}}$	$0,99 + \frac{FC^{1,5}}{1000}$
FC $\geq$ 35%	5,00	1,20

$(N_1)_{60} = N_M C_N C_E C_B C_R C_S$        $(N_1)_{60}$  - Korrigierter SPT N Wert

3. Skalierungsfaktor für Momentmagnitude (MSF - Magnitude Scaling Factor)

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M_w^{2,35}} \quad M_w \text{ - Moment-Magnitude}$$

4. Korrekturfaktor für Überlagerungsspannungen ( $\sigma'_{v0} > 100$  kPa)

$$K_\sigma = \left( \frac{\sigma'_{v0}}{100 \text{ kPa}} \right)^{(f-1)}$$

für  $\sigma'_{v0} \leq 100$  kPa ist  $k_\sigma = 1,0$   
 f - Beiwert zur Berücksichtigung der bezogenen Lagerungsdichte

bezogene Lagerungsdichte $I_D$	f [-]
$I_D \leq 40\%$	0,80
40% < $I_D$ < 80 %	-0,005 $I_D$ + 1
$I_D \geq 80\%$	0,60

5. Sicherheitsfaktor FS gegen Verflüssigung

$$FS = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF \cdot k_\sigma$$

Abb. 36 Arbeitsblatt 2: Theorie der Berechnung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)

**1 Erdbebenparameter**

$M_W = 6,8$  [-] Momenten-Magnitude des Bemessungsbebens  
 $a_{max} = 0,3$  [m/s<sup>2</sup>] Maximale Bodenbeschleunigung  
 $MSF = 1,33$  [-] Magnitudenskalierungsfaktor

**2 Grundwasser**

$t = 0,00$  [m] Tiefe des Grundwasserspiegels  
 $w_W = 9,81$  [kN/m<sup>3</sup>] Wichte des Wassers

**3 Verschiedene Parameter**

$FOS = 1,25$  [-] Minimaler geforderter Sicherheitsfaktor  
 $p_a = 100$  [kPa] Atmosphärendruck

**4 Korrekturfaktoren für SPT-Werte (wenn  $(N_1)_{60}$  nicht gegeben)**

$d = 76,20$  [mm] Bohrlochdurchmesser  
 $ER = 76$  [%] Hammerenergie  
 $l = 1,5$  [m] Zusätzliche Stablänge  
 Sampler: Standard Sampler

$C_E = 1,27$  [-] Korrekturfaktor für die Hammerenergie  
 $C_d = 1,00$  [-] Korrekturfaktor für den Bohrlochdurchmesser  
 $C_s = 1,20$  [-] Korrekturfaktor für die Versuchsmethode

**5 Stratigraphie**

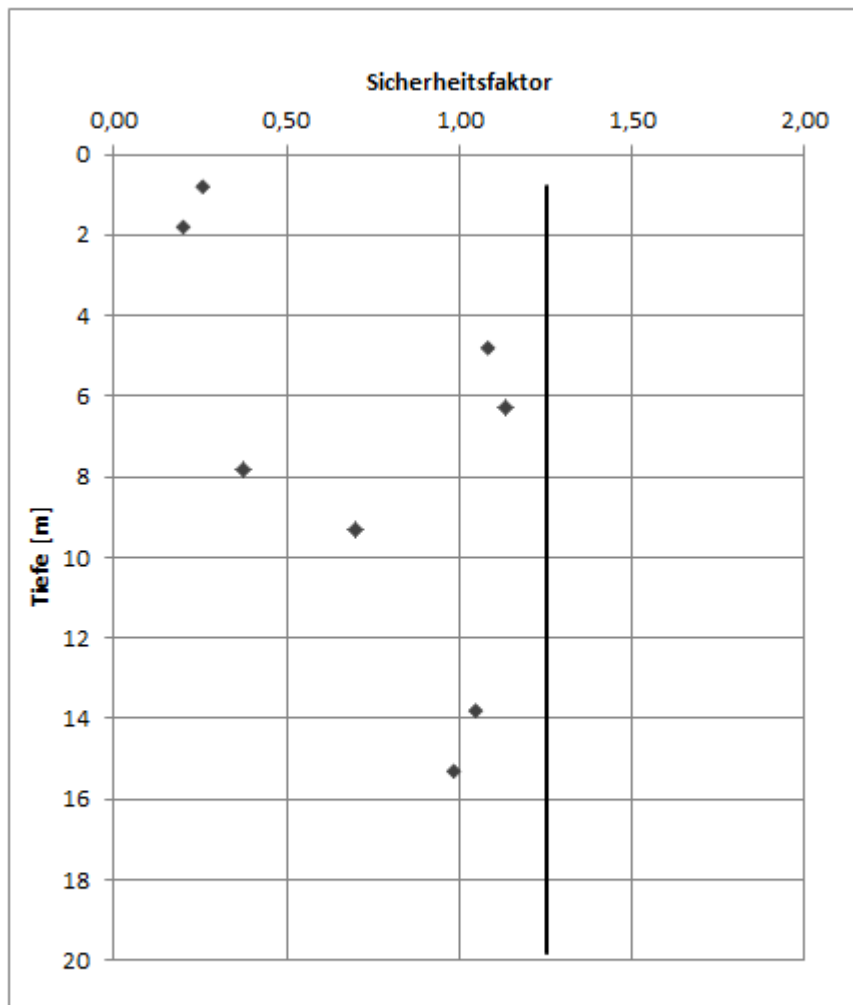
Tiefe [m]			Bodentyp	Feinkornanteil [%]	Wichte [kN/m <sup>3</sup> ]
Oben	Unten	Schichttiefe			
0,00	0,45	0,45	OL		17
0,45	4,5	4,05	SM	22,5	17
4,50	6	1,50	SM	7,5	17
6,00	12	6,00	SC	25	17
12,00	14,20	2,20	CL	90,00	16
14,20	15,45	1,25	CL	100	16
15,45	16,50	1,05	CL	80,00	17
16,50	20	3,50	SC	10	16

**6 SPT N Werte und Probeninformation** Show Back

Probennummer	Tiefe	Gemessene N-Werte	Gemessene $(N_1)_{60}$ -Werte (optional)	Feinkornanteil [%]	Wichte	Bodentyp
	[m]	[Schläge/0,3 m]	[Schläge/0,3m]	[%]	[kN/m <sup>3</sup> ]	
S-1	0,80	23		22,50	17,00	SM
S-2	1,80	9		22,50	17,00	SM
S-3	3,30	14		22,50	17,00	SM
S-4	4,80	6		7,50	17,00	SM
S-5	6,30	4		25,00	17,00	SC
S-6	7,80	5		25,00	17,00	SC
S-7	9,30	18		25,00	17,00	SC
S-8	10,80	6		25,00	17,00	SC
S-9	12,65	6		90,00	16,00	CL
S-10	13,80	12		100,00	16,00	CL
S-11	15,30	13		100,00	16,00	CL
S-12	16,80	14		10,00	17,00	SC
S-13	18,30	21		10,00	17,00	SC
S-14	19,75	20		10,00	17,00	SC

Abb. 37 Arbeitsblatt 3: Eingabeparameter zur Berechnung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)

## FACTOR OF SAFETY



LIQUEFACTION POTENTIAL INDEX LPI

22,89

VERFLÜSSIGUNGSWAHRSCHEINLICHKEIT

Große Wahrscheinlichkeit

Abb. 38 Arbeitsblatt 4: Ergebnis der Berechnung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)

In Arbeitsblatt 4 in Abb. 38 wird das Ergebnis der Berechnung dargestellt. Hierbei wird bei der Berechnung des Verflüssigungspotentials der Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung über die Tiefe dargestellt. Messwerte, welche als nicht verflüssigbar gelten und von der Berechnung ausgeschlossen werden, werden nicht dargestellt. Des Weiteren wird der berechnete LPI aufgezeigt sowie die Bewertung der Wahrscheinlichkeit von Auswirkungen an der Bodenoberfläche zufolge Bodenverflüssigung nach Luna und Frost (1998) angeführt.

Bei der Berechnung der Setzungen werden die zu erwartenden Setzungen sowie die Stauchung über die Tiefe ausgegeben. Hierbei geht der Sicherheitsfaktor gegen Bo-

denverflüssigung ein. Bei der Berechnung der Hebungen geht der Sicherheitsfaktor gegen Aufschwimmen ein, welcher ermittelt wird. Ist keine Sicherheit gegen Aufschwimmen gegeben, werden die zu erwartenden Hebungen ermittelt. Es wurde auf eine übersichtliche und leicht verständliche Aufarbeitung geachtet.

#### **6.4 Auswertung der Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials**

In einem ersten Schritt wird das Bodenverflüssigungspotential beurteilt. Hierfür werden die Berechnungsverfahren nach NCEER-Methode und Boulanger und Idriss (2014) aus Kapitel 3.2 und 3.3 angewandt. Im Sinne der Übersichtlichkeit werden die Gleichungen der Berechnungen im Folgenden nicht angeschrieben, sondern auf die Kapitel mit der Erläuterung der jeweiligen Berechnung verwiesen.

Die NCEER Methode zur Auswertung von SPT-Versuchen gilt ausschließlich für grobkörnige Böden, jedoch ist die Berechnung auch bei einem Feinkornanteil über 35 % möglich. Dasselbe gilt für die Auswertung nach Boulanger und Idriss (2014). Da im Zuge der SPT-Bohrlöcher keine Versuche durchgeführt wurden, mit deren Daten (OCR, undrainierte Scherfestigkeit) die Methode zur Einschätzung des Verflüssigungspotentials feinkörniger Böden nach Boulanger und Idriss (2004) angewandt werden kann und eine Korrelation von SPT-Messwerten zur undrainierten Scherfestigkeit nach Boulanger und Idriss (2004) zu ungenau für eine Versuchsauswertung ist, werden die NCEER Methode und die Methode nach Boulanger und Idriss (2014) zuerst auch unter Einbezug aller feinkörnigen Böden durchgeführt. Anschließend wird eine Berechnung unter Ausschluss aller Böden, welche als Silt oder Ton bezeichnet werden, durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse der Berechnungen nach NCEER Methode sowie nach Boulanger und Idriss (2014) unter Einbezug und Ausschluss feinkörniger Böden werden diskutiert und verglichen.

Bei der Berechnung anhand von Daten aus CPT-Versuchen wird zuerst das im NCEER Report bestimmte Ausschlusskriterium des Soil Behaviour Index größer 2,6 verwendet. Bei allen Böden mit  $I_c > 2,6$  wird Verflüssigung ausgeschlossen. Im Anschluss werden feinkörnige Böden mit einem mit  $I_c > 2,6$  anhand dem von Boulanger und Idriss (2004) entwickelten Berechnungsverfahren, welches in 3.3. beschrieben wird, ermittelt und der Einfluss feinkörniger Böden auf den Sicherheitsfaktor über das Bodenprofil diskutiert.



### 6.4.1 Auswertung der Daten aus SPT-Versuchen ohne Ausschluss feinkörniger Böden

- **Berechnung**

Der Aufbau der Excel-Berechnung erfolgt wie in 6.3 beschrieben. In der Berechnungsroutine werden die Versuchsergebnisse wie beispielsweise die Schlagzahl und der Feinkornanteil für jeden Versuch aufgelistet, die korrigierte Schlagzahl  $(N_1)_{60}$  berechnet, der Überlagerungsdruck sowie die charakteristische Schlagzahl  $(N_1)_{60CS}$  ermittelt und so das zyklische Spannungsverhältnis und das zyklische Widerstandsverhältnis bei einer Referenzmagnitude von 7,5 berechnet. Liegt die Tiefe des SPT-Versuchs oberhalb des Grundwasserspiegels oder ist die charakteristische Schlagzahl größer als 30, so wird der Sicherheitsfaktor auf 10 gesetzt, da Bodenverflüssigung klar ausgeschlossen werden kann. Liegt der ermittelte Sicherheitsfaktor unter 1,0, so wird der LPI der Schicht berechnet, welcher über das gesamte Bodenprofil aufsummiert wird. Der LPI wird ab einem Sicherheitsfaktor kleiner 1,0 betrachtet, da die zugehörige Auswertung nach Luna und Frost (1998) auf dieser Betrachtung basiert. Bei der Betrachtung des LPI ist darauf Rücksicht zu nehmen, dass sämtliche Bodenschichten unterhalb des letzten Messwerts nicht berücksichtigt werden und somit als nicht verflüssigbar gelten. Um eine Auswertung des LPI nach Luna und Frost (1998) durchzuführen, ist demnach eine Versuchstiefe von 20 m erforderlich.

- **Ausgewertete Messdaten**

In der vorliegenden Arbeit wurden insgesamt 5 Bohrungen mit 69 SPTs ausgewertet, welche in Tab. 16 aufgelistet sind. Die Berechnung wurde für sämtliche SPT-Versuche, unabhängig von Feinkornanteil, ausgeführt. Dies ist darin begründet, dass im NCEER Report kein Ausschlusskriterium der Berechnung anhand des Feinkornanteils vorliegt. Im Sinne der Übersichtlichkeit werden nicht sämtliche Bohrlochauswertungen einzeln dargestellt, sondern ein Vergleich aller betrachteten SPT-Versuche gezogen. Die einzelnen Bohrlochauswertungen sowie deren Interpretation sind im Anhang A zu finden. Böden ab einer charakteristischen Schlagzahl  $(N_1)_{60CS} > 30$  werden nach Youd et al. (2001) sowie nach Idriss und Boulanger (2014) von der Verflüssigung ausgeschlossen.

Tab. 16 Übersicht der ausgewerteten SPT-Versuche

Bohrloch	Maximale Tiefe [m]	Anzahl der durchgeführten SPT-Versuche	Davon mit $(N_1)_{60CS} \leq 30$ (nach NCEER, 2001)	Davon mit $(N_1)_{60CS} \leq 30$ (nach Idriss und Boulanger, 2014)
SPT-1	19,8	14	4	3
SPT-2	19,8	14	11	10
SPT-3	19,5	14	4	6
SPT-4	19,8	13	5	6
SPT-5	19,7	14	6	8

- **Vergleich des zyklischen Widerstandsverhältnisses bei einer Referenzmagnitude von 7,5  $CRR_{7,5}$**

In Tab. 16 ist zu erkennen, dass bei den Berechnungen nicht immer gleich viele Böden aus der Berechnung ausgeschlossen werden. Dies liegt daran, dass die Korrekturfaktoren, welche in die Berechnung der charakteristischen Schlagzahl  $(N_1)_{60CS}$  eingehen, sich zwischen der Methode nach dem NCEER Report, 2001 und der Methode nach Idriss und Boulanger, 2014 unterscheiden (vergleiche 3.2). Daraus ergibt sich bei der NCEER Methode bei mehreren Böden ein  $(N_1)_{60CS} > 30$ .

Betrachtet man die Messwerte, welche nach beiden Berechnungsmethoden berechnet werden, fällt auf, dass die Berechnung des zyklischen Widerstandsverhältnisses bei einer Referenzmagnitude von 7,5 ähnlich ausfällt, wie beispielhaft für SPT-2 in Abb. 39 zu erkennen ist. Bei den 28 Datensätzen, für welche in beiden Verfahren das Verflüssigungspotential berechnet wurde, beträgt die mittlere Differenz des  $CRR_{7,5}$  der untersuchten Methoden 11%, wobei der minimale Unterschied 0,2% und der maximale Unterschied 27,8% beträgt. Es ist auffallend, dass die Differenz bei feinkörnigen Böden deutlich größer als bei als Sand klassifizierten Böden ist. Das zyklische Widerstandsverhältnis ist nach Boulanger und Idriss (2014) tendenziell geringer als nach der NCEER Methode, wodurch der berechnete Sicherheitsfaktor ebenfalls niedriger ist.

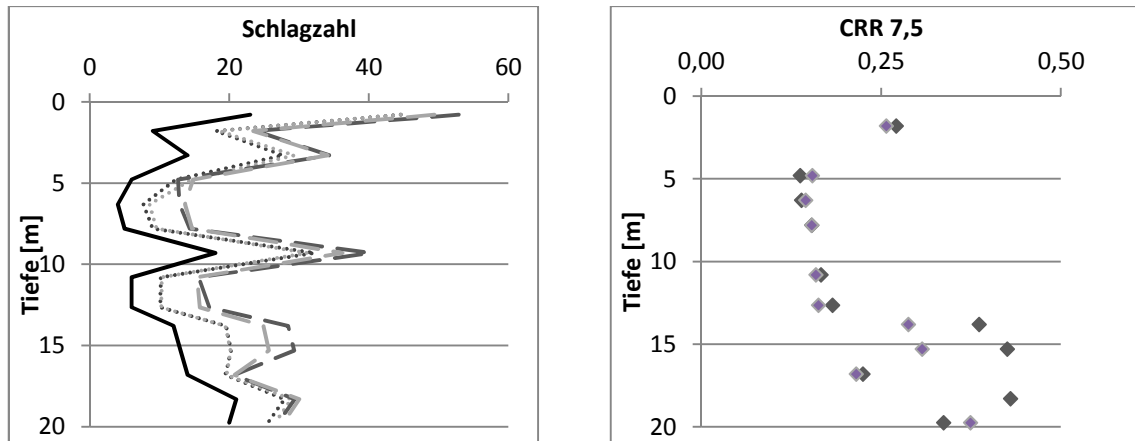


Abb. 39 Ein Vergleich der ermittelten (durchgezogene Linie) korrigierten (gepunktete Linien) und charakteristischen (gestrichelte Linien) Schlagzahl und dem zyklischen Widerstandsverhältnis nach NCEER Methode (dunkelgrau) und Boulanger und Idriss (2014) (hellgrau) für SPT-2

- **Vergleich des zyklischen Spannungsverhältnisses CSR**

Bei der Berechnung des zyklischen Spannungsverhältnisses ändert sich ausschließlich der Spannungsreduktionsfaktor  $r_d$ . Dieser hängt bei der Berechnung nach NCEER Methode von der Tiefe ab, bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) von der Tiefe sowie der Momenten-Magnitude. In Abb. 40 ist der Spannungsreduktionsfaktor für beide Berechnungsmethoden für eine Referenzmagnitude von 6,8 gegeben. Es ergeben sich maximale Abweichungen von 6,5 %. Der Spannungsreduktionsfaktor bis zu einer Tiefe von 15 m ist bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) geringer, wodurch der Sicherheitsfaktor höher ist.

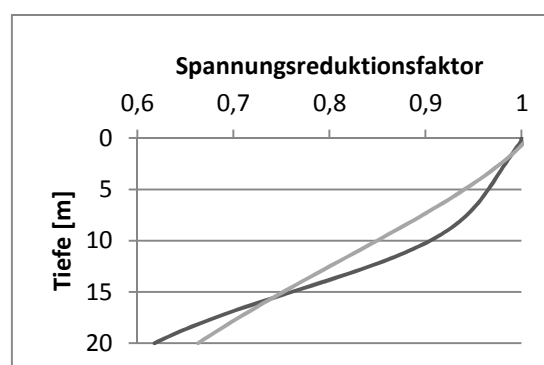


Abb. 40 Vergleich des Spannungsreduktionsfaktors bei einer Momenten-Magnitude von 6,8 nach NCEER Methode (dunkelgrau) und Boulanger und Idriss (2014) (hellgrau).

- **Vergleich des Magnitudenskalierungsfaktors MSF**

Bei der Berechnung nach der NCEER Methode beträgt der MSF bei einer Momenten-Magnitude von 6,8 bei einer Berechnung mit ( 13 ) konstant 1,28. Bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) ist der MSF im Gegensatz zur NCEER Methode von der charakteristischen Schlagzahl abhängig und schwankt zwischen 1,03 und 1,30 womit er meist unter dem MSF der NCEER Methode liegt. Die Ergebnisse unterscheiden sich daher um bis zu 16 %. Bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) ist der MSF kleiner, wodurch der Sicherheitsfaktor niedriger wird.

- **Vergleich des Korrekturfaktors für Überlagerungsdruck  $K_\sigma$**

Bei der Berechnung nach der NCEER Methode beträgt  $K_\sigma$  bis zu einer Tiefe von rund 15 m 1,0. Unterhalb von 15 m fällt der Wert ab auf bis zu minimal 0,83. Bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) liegt  $K_\sigma$  bis zu einer Tiefe von rund 15 m zwischen 1,0 und 1,1, der minimal erreichte Wert liegt bei 0,94. Im Bereich bis zu 15 m sind demnach die Ergebnisse für  $K_\sigma$  nach Boulanger und Idriss (2014) größer, zwischen 15 und 20 m Tiefe jedoch niedriger.

- **Vergleich des Sicherheitsfaktors FS**

Bei der Betrachtung des Sicherheitsfaktors ist auffällig, dass die Ergebnisse nach Boulanger und Idriss (2014) ungünstiger ausfallen als nach der NCEER Methode. Bei 21 von 24 Datensätzen, bei welchem sich der Boden nach beiden Berechnungsmethoden verflüssigt, lieferte die NCEER Methode höhere Sicherheitsfaktoren. Im Schnitt ist der Sicherheitsfaktor mit der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) um 13% geringer. Es ist zudem auffällig, dass nahezu alle Datensätze, welche nicht durch die charakteristische Schlagzahl  $(N_1)_{60CS}$  ausgeschlossen wurden, zu Verflüssigung führen. Dies ist insbesondere relevant, da nach der NCEER Methode 5 Böden aus der Berechnung ausgeschlossen werden, die nach Boulanger und Idriss (2014) verflüssigen (Sicherheitsfaktor  $\leq 1,25$ ). Von den 2 Böden, welche nur nach Boulanger und Idriss (2014) ausgeschlossen wurden, führte keiner bei der Berechnung nach NCEER Methode zu einer Verflüssigung.

Tab. 17 Vergleich der berechneten Sicherheitsfaktoren

Bohrloch	Anzahl Versuche	Nach NCEER Methode		Nach Boulanger und Idriss (2014)	
		$(N_1)_{60CS} \leq 30$	$FS \leq 1,25$	$(N_1)_{60CS} \leq 30$	$FS \leq 1,25$
SPT-1	14	4	3	3	3
SPT-2	14	11	8	10	9
SPT-3	14	4	4	6	6
SPT-4	13	5	5	6	6
SPT-5	14	6	5	8	8
<b>Summe</b>	<b>69</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>33</b>	<b>32</b>

#### • Zusammenfassung

Zusammenfassend kann eindeutig geschlossen werden, dass die Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) bei dem hier betrachteten Projekt ungünstigere Ergebnisse liefert. Die ungünstigeren Ergebnisse der aktuellen Berechnung sind zu einem erheblichen Teil auf den niedrigen MSF zurückzuführen. Die maximale Abweichung des Sicherheitsfaktors beträgt 32%, die mittlere Abweichung beträgt 13% und die Abweichungen steigen bei feinkörnigen Böden an. Erwartungsgemäß ist der LPI bei der Berechnung nach NCEER Methode geringer. Die Abweichungen sind aber zu klein, um in der Gesamteinschätzung des Bodenprofils anhand des LPI zu Klassifikationsunterschieden hinsichtlich der Einteilung nach Luna und Frost (1998) in Tab. 5 zu führen.

Da im betrachteten Projekt die benötigten Ausgangsdaten (OCR, undrainierte Scherfestigkeit) für die Anwendung der Methode nach Boulanger und Idriss (2004) zur Einschätzung des Verflüssigungspotentials feinkörniger Böden nicht verfügbar sind, wurden mit den Berechnungen nach NCEER und nach Boulanger und Idriss (2014), welche nur für grobkörnige Böden gelten, auch die feinkörnigen Böden untersucht.

Einige der feinkörnigen Böden wiesen nach der Berechnung grobkörniger Böden Verflüssigungspotential auf. Beispielhaft ist die Auswertung von SPT-2 zwischen Berechnung nach NCEER Methode und nach Boulanger und Idriss (2014) gegeben.

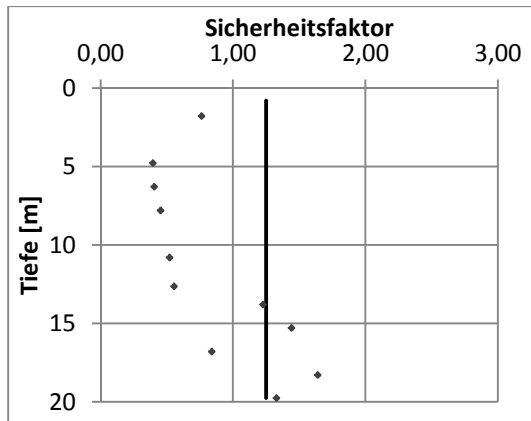


Abb. 41 Sicherheitsfaktor bei SPT-2 zufolge der NCEER Methode

LPI = 27,2

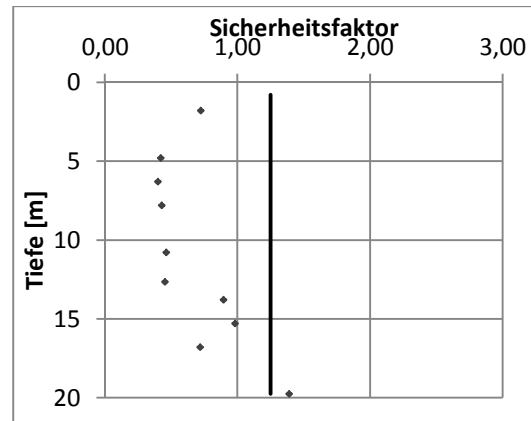


Abb. 42 Sicherheitsfaktor bei SPT-2 zufolge Boulanger und Idriss (2014)

LPI = 29,5

Es kann aus der Berechnung der Versuchsergebnisse geschlossen werden:

- In allen Bodenprofilen tritt Bodenverflüssigung auf.
- Bei 3 Bodenprofilen treten bei einer Bodenverflüssigung nach beiden Berechnungsmodellen Verformungen an der Oberfläche mit großer Wahrscheinlichkeit, in einem Bodenprofil mit mittlerer Wahrscheinlichkeit, in einem Bodenprofil mit geringer Wahrscheinlichkeit auf.
- Mit der NCEER Methode werden mehrere Böden von der Berechnung ausgeschlossen als mit der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014).
- Die Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) liefert für das gegebene Beispiel im Schnitt um 13% niedrigere Sicherheitsfaktoren.
- Auch feinkörnige Böden führen laut Berechnung zu Verflüssigung. Da die Berechnungsmethoden für feinkörnige Böden zwar durchführbar sind, jedoch für grobkörnige Böden gelten, empfiehlt es sich, für die als verflüssigbar eingestuft feinkörnigen Böden über entsprechende Versuche zumindest die undrainierte Scherfestigkeit oder das OCR zu bestimmen, um das Verflüssigungspotential dieser Böden mit der Methode für feinkörnige Böden nach Boulanger und Idriss (2004) genauer zu untersuchen.
- Durch den Einbezug feinkörniger Böden in die Berechnung von Verflüssigung ergibt sich ein ungünstigeres LPI.

### 6.4.2 Auswertung der Daten aus SPT-Versuchen unter Ausschluss feinkörniger Böden

Wie bereits erwähnt, gelten die Berechnungen nach NCEER und nach Boulanger und Idriss (2014) nur für grobkörnige, nicht jedoch für feinkörnige Böden. In den Baugrunderkundungen des betrachteten Projekts traten jedoch oft feinkörnige Böden auf, welche im vorherigen Abschnitt aus bereits zuvor genannten Gründen nicht von der Berechnung ausgeschlossen wurden. Schließt man die Verflüssigung feinkörniger Böden aus, ergibt sich demnach ein anderer LPI. Aufgrund der Bodenklassifikation wurden als Tone oder Silte bezeichnete Böden ausgeschlossen, siltiger Sand geht jedoch in die Berechnung mit ein. Insgesamt stehen somit noch 41 Auswertungsdaten zur Verfügung. Es ist auffallend, dass unter Ausschluss feinkörniger Böden nahezu gleich viele Böden in der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) und NCEER Methode eine charakteristische Schlagzahl  $\leq 30$  aufweisen und somit berechnet werden. Bei den 13 Datensätzen, welche nach beiden Berechnungsmethoden verflüssigen, liegt die mittlere Abweichung des Sicherheitsfaktors bei rund 5%, was eine deutliche Verbesserung zum vorherigen Ergebnis unter Einbezug feinkörniger Böden darstellt.

Tab. 18 Übersicht der ausgewerteten SPT-Versuche ohne feinkörnige Böden

Bohrloch	Anzahl Versuche	Nach NCEER Methode		Nach Boulanger und Idriss (2014)	
		$(N_1)_{60CS} \leq 30$	$FS \leq 1,25$	$(N_1)_{60CS} \leq 30$	$FS \leq 1,25$
SPT-1	13	3	2	2	2
SPT-2	11	8	6	7	6
SPT-3	5	1	1	2	2
SPT-4	5	1	1	1	1
SPT-5	7	3	3	3	3
<b>Summe</b>	<b>41</b>	<b>16</b>	<b>13</b>	<b>15</b>	<b>14</b>

Es kann aus der Berechnung der Versuchsergebnisse geschlossen werden:

- In allen Bodenprofilen tritt Bodenverflüssigung auf, jedoch in deutlich geringerem Ausmaß im Vergleich zur Berechnung mit feinkörnigen Böden.

- Bei einem Bodenprofil treten nach der NCEER Methode bei einer Bodenverflüssigung mit großer Wahrscheinlichkeit Verformungen an der Oberfläche auf, in zwei Bodenprofilen mit mittlerer Wahrscheinlichkeit, in zwei Bodenprofilen mit geringer Wahrscheinlichkeit. Nach Boulanger und Idriss (2014) treten Oberflächenverformungen bei drei Bodenprofilen mit mittlerer und bei einem Bodenprofil mit geringer Wahrscheinlichkeit auf.
- Insgesamt 22 Versuchsdaten wurden durch feinkörniges Bodenverhalten von der Berechnung ausgeschlossen.
- Mit der NCEER Methode werden nahezu dieselben Böden von der Berechnung ausgeschlossen wie mit der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014).
- Die Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) liefert im Schnitt um 5% niedrigere Sicherheitsfaktoren. Die Übereinstimmung der Methoden ist somit hoch.
- Durch die Vernachlässigung der zyklischen Mobilität der feinkörnigen Böden ist die Berechnung der Sicherheitsfaktoren sowie des LPI günstiger als unter Einbeziehung der feinkörnigen Böden.

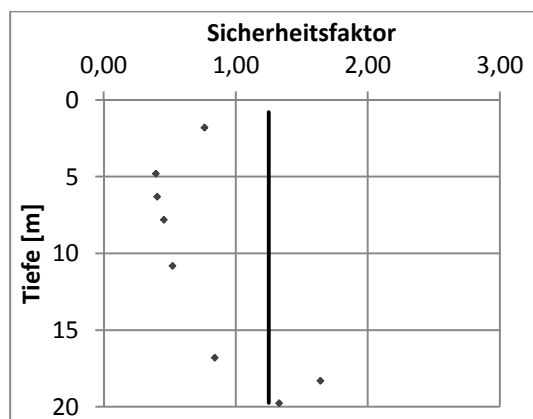


Abb. 43 Sicherheitsfaktor bei SPT-2 zufolge der NCEER Methode

LPI = 24,7

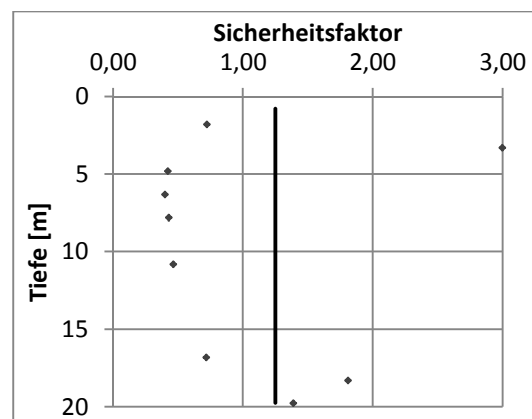


Abb. 44 Sicherheitsfaktor bei SPT-2 zufolge Boulanger und Idriss (2014)

LPI = 26,0

#### 6.4.3 Auswertung der Daten aus CPT-Versuchen unter Ausschluss feinkörniger Böden

##### • Berechnung

Die Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials kann aus CPT-Versuchen ermittelt werden. Nach Youd et al. (2001) werden Böden mit einem Soil Behaviour Type Index nach Robertson (1990) größer 2,6 als nicht verflüssigbar von der Berechnung ausgeschlossen. Bei der Berechnung des Feinkornanteils gelten Grenzen von  $I_c = 1,71$  (FC



= 0%) und  $I_C = 2,96$  (FC = 100%) Feinkornanteil. Ist der gemessene Spitzendruck oder die gemessene Mantelreibung 0, was in den ersten rund 20 cm der Messung auftritt, werden die Messwerte von der Berechnung ausgeschlossen. Liegt die Tiefe des CPT-Versuchs oberhalb des Grundwasserspiegels, ist der charakteristische Spitzendruck größer als 160 MPa, oder ist der Soil Behaviour Type Index bei dem Exponenten  $n = 1$  größer als 2,6, wird Bodenverflüssigung ausgeschlossen und der Sicherheitsfaktor auf 10 gesetzt. In der Berechnung werden die Messwerte des gesamten Bodenprofils ab GOK berücksichtigt. Liegt der ermittelte Sicherheitsfaktor unter 1,0, so wird der LPI der Schicht berechnet, welcher über das gesamte Bodenprofil aufsummiert wird. Der LPI ist ingenieurmäßiger zu bewerten, worauf bei der Auswertung der einzelnen CPT-Versuche im Anhang eingegangen wird. Verflüssigt eine eindeutige Mehrheit der Messwerte in einer Schicht, ist anzunehmen, dass auch dazwischenliegende Punkte verflüssigen. Diese werden beim LPI jedoch nicht berücksichtigt. Der berechnete LPI kann daher die auftretenden Auswirkungen an der Bodenoberfläche unterschätzen.

- **Ausgewertete Messdaten**

Im Zuge dieser Arbeit wurden 5 CPT-Versuche ausgewertet. Feinkörnige Böden, welche nach Robertson (1990) mit einem Soil Behaviour Type Index  $I_C$  größer 2,6 angesehen werden, werden aus der Berechnung ausgeschlossen.

Tab. 19 Versuchsreihen der CPT-Versuche

Bohrloch	Maximale Tiefe [m]	Anzahl der durchgeführten CPT-Versuche	Davon mit $(q_{c1n})_{CS} \leq 160$ und $I_C \leq 2,6$ (nach NCEER, 2001)	Davon mit $(q_{c1n})_{CS} \leq 160$ und $I_C \leq 2,6$ (nach Idriss und Boulanger, 2014)
CPT-1	7,32	361	38	53
CPT-2	20,2	1010	86	118
CPT-3	20,2	1010	153	264
CPT-4	20,2	1010	144	165
CPT-5	10,65	533	61	61

- **Vergleich des zyklischen Widerstandsverhältnisses bei einer Referenzmagnitudo von 7,5  $CRR_{7,5}$**

Wie bei der Auswertung von SPT-Versuchen ist auffällig, dass bei der Berechnung nach der NCEER Methode deutlich mehr Messungen von der Berechnung ausgeschlossen werden als nach der Berechnung von Boulanger und Idriss (2014). Dies kann auf 2 Gründe zurückgeführt werden:

- Bei der Berechnung nach NCEER Methode berechnet sich der Soil Behaviour Type Index bei mehreren Punkten zu größer 2,6.
- Bei der Berechnung nach NCEER Methode berechnet sich der charakteristische Spitzendruck bei mehreren Messpunkten zu größer 160 MPa.

Der Soil Behaviour Type Index nach der NCEER Methode weicht im Mittel um 0,15 ab und liegt tendenziell bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) höher. Die geringe Abweichung erklärt sich aus der geringen Abweichung des Korrekturfaktors des Überlagerungsdrucks und der damit verbundenen geringen Änderung des korrigierten Spitzendrucks  $q_{c1n}$ , von welchem der Soil Behaviour Type Index abhängig ist. Da nach NCEER Methode der Soil Behaviour Type Index etwas niedriger liegt, werden einige Messdaten berücksichtigt, welche nach Boulanger und Idriss (2014) ausgeschlossen werden.

Weitaus größere Unterschiede weist die Berechnung des charakteristischen Spitzendrucks  $(q_{c1n})_{CS}$  auf. Dieser wird exemplarisch an CPT-3, bei welchem große Unterschiede in der Berücksichtigung der Messwerte auftreten, aufgezeigt. In Abb. 45 wird der charakteristische Spitzendruck über den Soil Type Behaviour Index aufgetragen. Die Ausschlusskriterien  $(q_{c1n})_{CS} > 160$  MPa und  $I_C > 2,6$  teilen das Diagramm in 4 Quadranten ein. Es kann festgestellt werden, dass der charakteristische Spitzendruck nach der NCEER Methode deutlich höher berechnet wird, als nach Boulanger und Idriss (2014). Besonders bei Böden mit einem hohen Soil Behaviour Type Index erreichen die Werte Unterschiede von über 100%. Nach Kriterium des Soil Behaviour Type Index können nur Quadranten 1 und 2 in Abb. 45 verflüssigen, nach dem Kriterium des charakteristischen Spitzendrucks nur Quadranten 1 und 3. Demnach liefern ausschließlich die Berechnungswerte in Quadrant 1 Berechnungsergebnisse. Es ist ersichtlich, dass nach beiden Berechnungsmethoden etwa gleich viele Messwerte das Grenzkriterium  $I_C < 2,6$  überschreiten und demnach unterhalb der Grenzlinie in Abb. 45 in Quadrant 3 und 4 liegen. Jedoch überschreiten deutlich mehr Messpunkte nach Berechnung der NCEER Methode das Grenzkriterium des charakteristischen Spitzen-

drucks als nach Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) und liegen demnach in den Quadranten 2 und 4, welche von der Berechnung des Bodenverflüssigungspotentials ausgeschlossen werden. Vor allem ab einem Soil Behaviour Type Index von 2,25 erhöht sich der Korrekturfaktor für Korncharakteristik und somit der charakteristische Spitzendruck der äquivalenten reinen Sandkurve aus ( 7 ) nach der NCEER Methode erheblich, sodass dieser bei einer hohen Anzahl an Messwerten über 160 MPa beträgt. Dieser Unterschied in der Berücksichtigung der Messwerte kann qualitativ aus allen CPT-Versuchen gezogen werden. Die quantitativen Unterschiede sind jedoch vom Bodenprofil abhängig. So treten beispielsweise in CPT-5 nur geringe Unterschiede auf, da alle Messwerte bei einer Plastizitätszahl kleiner 2,6 sehr geringe gemessene Spitzendrücke aufweisen, sodass auch die charakteristischen Spitzendrücke nach Berechnung nach NCEER Methode 160 MPa nicht überschreiten.

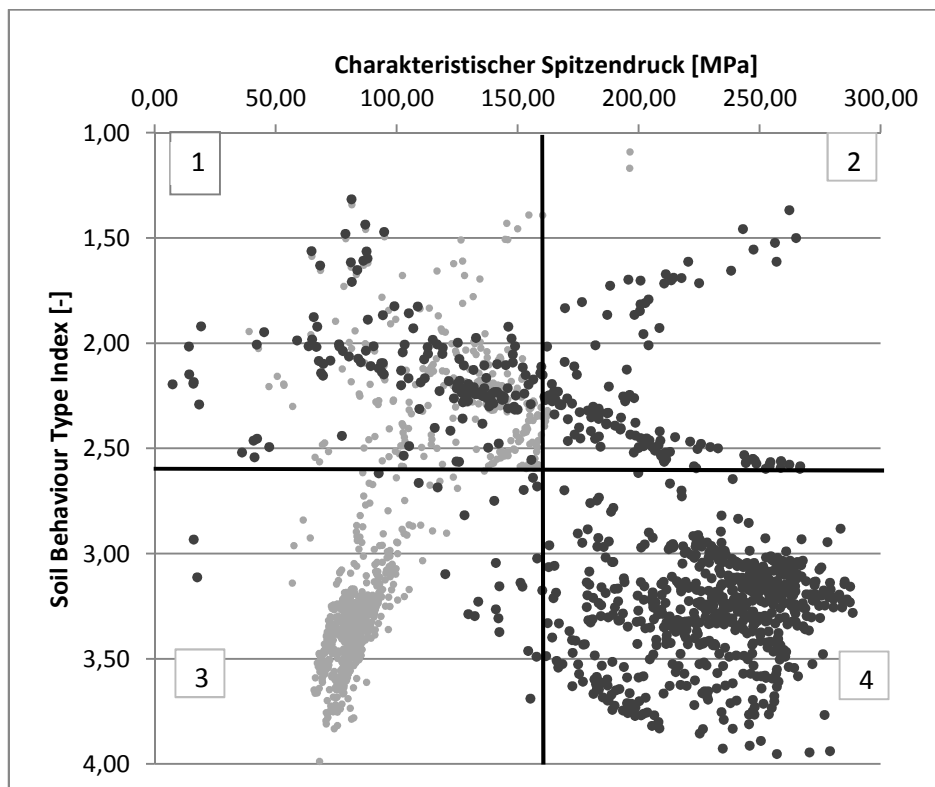


Abb. 45 Charakteristischer Spitzendruck über den Soil Behaviour Type Index in CPT-3 nach NCEER Methode (dunkelgrau) und Boulanger und Idriss (2014) (hellgrau)

Die Berechnungsergebnisse des charakteristischen Spitzendrucks in Quadrant 1 weichen im Mittel um rund 30% ab. Durch die unterschiedliche Berechnung des zyklischen Widerstandsverhältnisses der beiden Berechnungsmethoden ist diese Abweichung jedoch nicht direkt übertragbar. Das zyklische Widerstandsverhältnis bei den CPT-Versuchen weicht bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) zwar bei Einzelwerten um bis zu 70% ab, jedoch ist kein eindeutiger Trend feststellbar, nach wel-

cher das zyklische Widerstandsverhältnis einer Berechnungsmethode meist größer oder kleiner ist als das der anderen Berechnungsmethode. Dadurch gleichen sich die Abweichungen an, sodass eine gemittelte Abweichung über das Bodenprofil von 1-11% resultiert. CPT-3 zeigt hierbei die größten Abweichungen. Die nach Boulanger und Idriss (2014) ermittelten Werte sind dabei in der gemittelten Abweichung geringer, jedoch nicht bei einer deutlichen Mehrheit der verglichenen Einzelpunkte.

Zusammenfassend werden bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) deutlich weniger Böden als nicht verflüssigbar eingestuft und von der Berechnung ausgeschlossen. Das ermittelte  $CRR_{7,5}$  ist zudem bei Boulanger und Idriss (2014) im Schnitt um 6% geringer. Es sei angemerkt, dass die Differenz von Einzelwerten sehr hoch, jedoch ohne eindeutigen Trend ist, sodass die über die Tiefe gemittelte Differenz geringer ist. Es ist zudem erwähnenswert, dass die berechneten charakteristischen Spitzendrücke nach Boulanger und Idriss (2014) über die Tiefe in Abb. 46 deutlich konstantere Verläufe aufweisen als nach NCEER Methode, was auf eine bessere Übereinstimmung des Berechnungsmodells mit dem tatsächlich auftretenden Untergrund hindeutet.

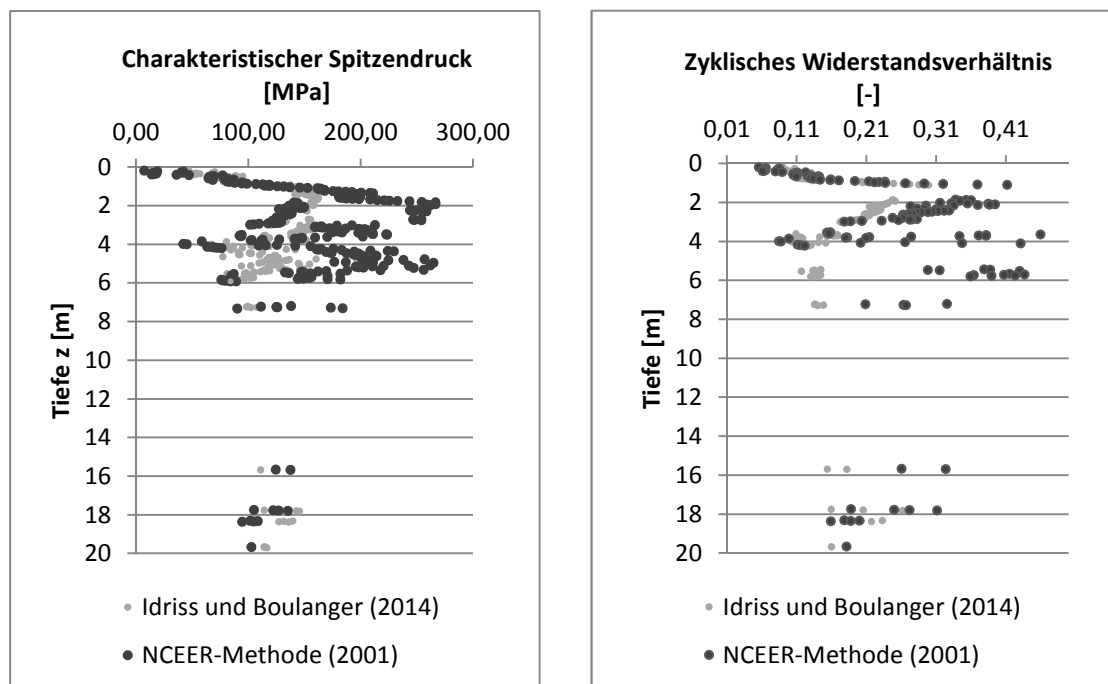


Abb. 46 Charakteristischer Spitzendruck bei  $I_C < 2,6$  und zyklisches Widerstandsverhältnis über die Tiefe nach NCEER Methode (dunkelgrau) und Boulanger und Idriss (2014) (hellgrau) in CPT-3.

- **Vergleich des zyklischen Spannungsverhältnisses CSR**

Bei der Berechnung des zyklischen Spannungsverhältnisses ändert sich wie bei der Berechnung mit Messdaten aus SPT-Versuchen ausschließlich der Spannungsreduktionsfaktor  $r_\sigma$ . Dieser hängt bei der Berechnung nach NCEER Methode von der Tiefe ab, bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) von der Tiefe sowie der Momenten-Magnitude. Der Verlauf des Spannungsreduktionsfaktors und des davon abhängigen CSR ist in Abb. 40 gegeben.

- **Vergleich des Magnitudenskalierungsfaktors MSF**

Bei der Berechnung nach der NCEER Methode beträgt der MSF bei einer Momenten-Magnitude von 6,8 wie bei SPT-Versuchen konstant 1,28. Bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) schwankt der MSF wie bei den SPT-Versuchen zwischen 1,03 und 1,30 und liegt daher etwas bis deutlich unter dem MSF der NCEER Methode. Die Berechnung des MSF hängt bei Boulanger und Idriss (2014) von dem charakteristischen Spitzendruck sowie dem Bemessungserdbeben ab. Die Ergebnisse unterscheiden sich daher um bis zu 16 %. Bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) ist der MSF geringer.

- **Vergleich des Korrekturfaktors für Überlagerungsdruck  $K_\sigma$**

Bei der Berechnung nach der NCEER Methode beträgt  $K_\sigma$  bis zu einer Tiefe von rund 14 m 1,0. Im Anschluss fällt der Wert ab auf bis zu minimal 0,93. Bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) liegt  $K_\sigma$  bis zu einer Tiefe von rund 5 m bei 1,1 und nimmt stetig ab. Bei rund 12 m beträgt  $K_\sigma$  1,0, der minimal erreichte Wert liegt bei 0,95. Im Bereich bis zu 12 m sind demnach die Ergebnisse nach Boulanger und Idriss (2014) etwas höher, zwischen 12 und 20 m Tiefe ist der Korrekturfaktor des Überlagerungsdrucks nahezu ident.

- **Vergleich des Sicherheitsfaktors FS**

Bei der Betrachtung des Sicherheitsfaktors ist auffällig, dass die Ergebnisse nach Boulanger und Idriss (2014) deutlich geringer ausfallen als nach der NCEER Methode. Der Mittelwert der Sicherheitsfaktoren, bei welchen sich der Boden nach beiden Berechnungsmethoden verflüssigt ( $FS \leq 1,25$ ), ist bei Berechnung nach NCEER Methode höher. Das Ausmaß dieses Unterschieds liegt zwischen 4 und 34 %. Die Streuung des Sicherheitsfaktors ist am größten, wenn ein Boden mit hohem Soil Behaviour Type Index von größer 2,25 sowie geringer Schlagzahl vorliegt. Bei Böden mit hohem Soil

Behaviour Type Index und mittlerer Schlagzahl werden die Messwerte nach NCEER Methode ausgeschlossen, nach Boulanger und Idriss (2014) jedoch berechnet. Es ist zudem auffällig, dass nahezu alle Datensätze, welche nicht ausgeschlossen wurden, zu Verflüssigung führen. Dies ist insbesondere relevant, da nach der NCEER Methode viele Böden aus der Berechnung ausgeschlossen werden, die nach Boulanger und Idriss (2014) verflüssigen.

Tab. 20 Übersicht der ausgewerteten SPT-Versuche ohne Berechnung feinkörniger Böden

Bohrloch	Anzahl Versuche	Nach NCEER Methode		Nach Boulanger und Idriss (2014)	
		$(q_{c1n})_{CS} \leq 160$ und $I_C \leq 2,6$	$FS \leq 1,25$	$((q_{c1n})_{CS} \leq 160$ und $I_C \leq 2,6$	$FS \leq 1,25$
CPT-1	361	38	38	53	53
CPT-2	1010	86	76	118	118
CPT-3	1010	153	150	264	264
CPT-4	1010	144	131	165	158
CPT-5	533	61	61	61	61
<b>Summe</b>	<b>3924</b>	<b>482</b>	<b>456</b>	<b>661</b>	<b>654</b>

Es kann aus der Berechnung der Versuchsergebnisse geschlossen werden:

- In allen Bodenprofilen tritt Bodenverflüssigung auf.
- Hauptausschlusskriterium ist der Soil Behaviour Type Index von kleiner 2,6. Da durch dieses Ausschlusskriterium feinkörnige Böden von der Berechnung ausgeschlossen werden, kann von feinkörnigen Bodenschichten im gegebenen Bodenprofil ausgegangen werden.
- Da nach Boulanger und Idriss (2014) deutlich mehr Versuche berechnet werden, sind die ermittelten LPI sehr viel größer als bei der Berechnung nach NCEER Methode, wie in Abb. 47 und Abb. 48 zu erkennen ist.
- Durch die zu geringe Versuchstiefe von 2 CPT-Versuchen können nur 3 LPIs ausgewertet werden. Bei CPT-2 treten nach der NCEER Methode Verformungen an der Oberfläche bei einer Bodenverflüssigung mit geringer Wahrscheinlichkeit auf, in

CPT-3 und CPT-4 mit mittlerer Wahrscheinlichkeit. Nach Boulanger und Idriss (2014) treten Oberflächenverformungen bei CPT-2 und CPT-4 mit mittlerer und bei CPT-3 mit großer Wahrscheinlichkeit auf.

- Die Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) liefert geringere Sicherheitsfaktoren.
- Die Abweichung des Sicherheitsfaktors zwischen den Methoden variiert stark. Die Übereinstimmung ist am geringsten, wenn viele Böden mit einem Soil Behaviour Type Index von 2,25 bis 2,6 und einem gemessenen Spitzendruck von näherungsweise 4-5 MPa vorliegen.
- Die Konsistenz des ermittelten charakteristischen Spitzendrucks über die Tiefe liegt nahe, dass die Berechnung von Boulanger und Idriss (2014) besser mit dem vorliegenden Bodenprofil übereinstimmt.
- Verflüssigende Bodenschichten sind bei beiden Berechnungsmethoden zu erkennen.

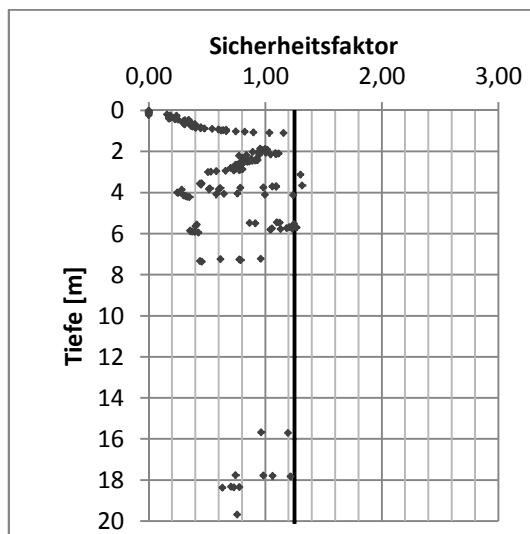


Abb. 47 Sicherheitsfaktor bei CPT-3 zufolge der NCEER Methode

LPI = 9,1

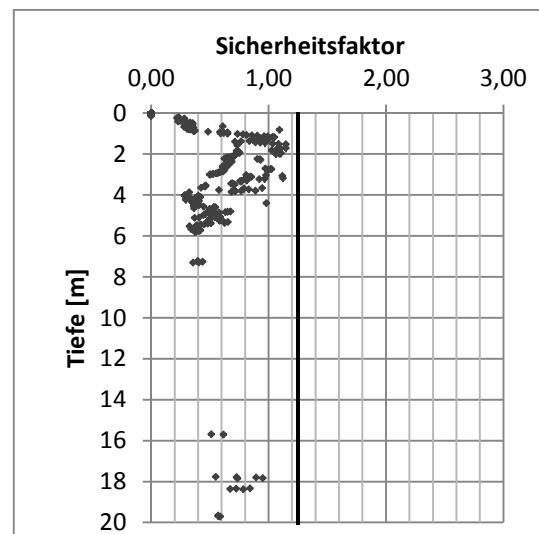


Abb. 48 Sicherheitsfaktor bei CPT-3 zufolge Boulanger und Idriss (2014)

LPI = 16,0

#### 6.4.4 Auswertung der Daten aus CPT-Versuchen unter Berücksichtigung feinkörniger Böden

Wie in 3.3 diskutiert, ist es möglich, anhand von CPT-Daten die Sicherheit gegen das Eintreten von zyklischer Mobilität feinkörniger Böden zu bestimmen. Die undrainierte Scherfestigkeit wurde hierfür mit ( 36 ) aus den Messergebnissen der CPT-Versuche abgeleitet und  $CRR_{7,5}$  mit ( 37 ) berechnet. Da es sich bei den feinkörnigen Böden um

normal- bis leicht überkonsolidierten Ton handelt, wurde der Korrekturfaktor  $N_K$  nach Finn (2014) mit 14 angesetzt. Eine Variation von  $N_K$  zwischen den üblichen Werten von 10 bis 18 zeigte geringe Unterschiede in den Berechnungsergebnissen. Bei allen CPT-Versuchen wird die Berechnung durchgeführt, jedoch treten nur bei 4 der CPT-Versuche im feinkörnigen Boden Sicherheitsfaktoren kleiner dem geforderten Sicherheitsfaktor auf.

Tab. 21 Vergleich der ausgewerteten Messpunkte nach Berechnungsmethode

Bohrloch	Anzahl Versuche	Nach NCEER Methode		Nach Boulanger und Idriss (2014)		Nach Boulanger und Idriss (2014)	
		$(q_{c1n})_{CS} \leq 160$ und $I_C \leq 2,6$	Davon mit $FS \leq 1,25$	$(q_{c1n})_{CS} \leq 160$ und $I_C \leq 2,6$	Davon mit $FS \leq 1,25$	$(q_{c1n})_{CS} \leq 160$ und $I_C > 2,6$	Davon mit $FS \leq 1,25$
CPT-1	361	38	38	53	53	282	0
CPT-2	1010	86	76	118	118	102	54
CPT-3	1010	153	150	264	264	32	6
CPT-4	1010	144	131	165	158	152	115
CPT-5	533	61	61	61	61	169	41
<b>Summe</b>	<b>3924</b>	<b>482</b>	<b>456</b>	<b>661</b>	<b>654</b>	<b>737</b>	<b>216</b>

Es ist auffällig, dass sämtliche Sicherheitsfaktoren größer als 0,5 sind und mit Ausnahme von CPT-4 nahezu sämtliche Sicherheitsfaktoren kleiner 1,25 im Bereich zwischen 0,9 und 1,25 liegen. Aus diesem Grund ist auch der Einfluss auf den LPI bei allen Bodenprofilen außer CPT-4 vernachlässigbar. Bei CPT-4 ergibt sich aufgrund der feinkörnigen Böden ein zusätzlicher LPI von 2,3 aus der Berechnung feinkörniger Böden, sodass der gesamte LPI des Bodens 12,2 (9,9 aus grobkörnigem plus 2,3 aus feinkörnigem Boden) beträgt.



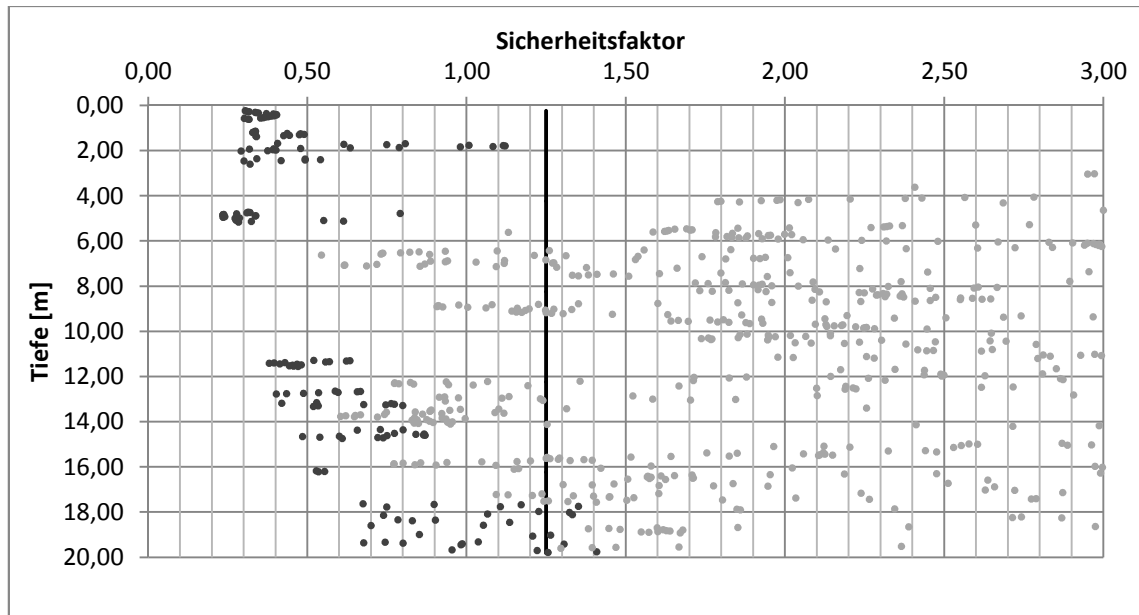


Abb. 49 Sicherheitsfaktor über die Tiefe in CPT-4 nach der Berechnung grobkörniger (dunkelgrau) nach Boulanger und Idriss (2014) und feinkörniger (hellgrau) Böden nach Boulanger und Idriss (2004)

#### 6.4.5 Der Liquefaction Potential Index bei SPT- und CPT-Versuchen

Ein Vergleich aller Auswertungen zeigt, dass SPT-Versuche deutlich höhere LPI aufweisen. Dies kann durch das gegebene Bodenprofil begründet sein. Da die Versuche jedoch in relativer Nähe zueinander durchgeführt wurden, ist es eher wahrscheinlich, dass eine Überschätzung des LPI bei SPT-Versuchen sowie eine Unterschätzung des LPI bei CPT-Versuchen vorliegen. In der Formel zur Berechnung des LPI geht jeder Sicherheitsfaktor mit der zugehörigen Schichtdicke ein. Diese ist bei CPT-Versuchen 0,02 m, bei SPT-Versuchen etwa 1,5 m. Ein einzelner Messwert hat bei SPT-Versuchen demnach einen großen Einfluss. Dahingegen werden bei CPT-Versuchen aufgrund der Inhomogenität des Bodens oder Messungenauigkeiten einzelne Werte eines Bodenprofils ausgeschlossen, welche im Erdbebenfall zusammen mit der Bodenschicht verflüssigen würden. Eine Einschätzung der tatsächlich zu erwartenden Auswirkungen an der Oberfläche oder der Struktur erfordert demnach ingenieurmäßige Interpretation der Daten.

### 6.5 Auswertung der Berechnung der Verformungen

In Abhängigkeit der Messwerte werden die Setzungen und Hebungen der Rohrleitung berechnet. Die Berechnung beider Faktoren erklärt sich daraus, dass durch eine verflüssigte, locker gelagerte Bodenschicht unterhalb der Rohrleitung Setzungen des Bo-

denprofils entstehen, durch welche die Rohrleitung absinkt. Bei einer Bodenverflüssigung an der Rohrunterkante können jedoch zudem durch Auftrieb verursachte Hebungen entstehen. Die Setzungen und Hebungen müssen getrennt betrachtet werden, da der zeitliche Ablauf nicht übereinstimmt, sodass zuerst Hebungen und in der Folge Setzungen entstehen können.

### 6.5.1 Auswertung der Setzungen

Die für die Rohrleitung relevanten Setzungen liegen ab einer Tiefe von 3 m (Unterkante der Rohrleitung) vor. Die durch zyklische Mobilität verursachten Setzungen feinkörniger Böden können aufgrund der vorliegenden Messdaten nicht berechnet werden. Da von kompaktem Ton ausgegangen wird, sind die auftretenden Verformungen durch zyklische Mobilität nach Boulanger und Idriss (2004) jedoch wesentlich geringer als die Setzungen aus Verflüssigung grobkörniger Böden und können vernachlässigt werden.

- **Setzungen bei SPT-Versuchen**

Für die Ermittlung der Setzungen grobkörniger Böden bei SPT-Versuchen wird das von Idriss und Boulanger (2008) entwickelte Diagramm in Abb. 22 verwendet. Die Berechnung erfolgt in derselben Excel-Berechnung wie der Sicherheitsfaktor. Als zusätzlicher Eingabewert ist die Tiefe der Unterkante der Rohrleitung anzugeben. Ausgegeben werden die Setzung unterhalb des angegebenen Punktes in cm sowie der Bereich der zu erwartenden Setzungen, welcher mit dem Faktor 2 berechnet wird. Der Faktor 2 ergibt sich aus der Genauigkeit der Setzungsvorhersagen, welche in Kapitel 4.1 eingegangen wird. Die volumetrische Dehnung an einem Punkt wird zwischen den nächstgelegenen volumetrischen Dehnungskurven in Abb. 22 interpoliert. Liegt der Punkt außerhalb der äußersten Kurven, wird der Wert der äußersten Kurve (0,5 % und 5%) angesetzt. Die Setzung zufolge eines Messpunktes wird berücksichtigt, wenn der Sicherheitsfaktor kleiner als der Mindestsicherheitsfaktor ist. Der Einflussbereich des Messwertes ist hierbei wie beim LPI bis zur Mitte zu den umgebenden SPT-Versuchen, wenn diese innerhalb derselben Schicht liegen, oder zur Schichtgrenze. Zusätzlich gilt die Lage der Rohrleitung als obere Grenze. Die Setzung der Rohrleitung berechnet sich aus der Summe der Setzungen aller verflüssigten Bodenschichten unterhalb der Rohrleitung. Die Ergebnisse der Auswertung unterscheiden sich zwischen den Berechnungsmethoden, da das eingehende zyklische Spannungsverhältnis sowie die charakteristische Schlagzahl anders berechnet wird. Bei aus NCEER Methode errechneten Eingabeparametern ergeben sich um 4 bis 17 % größere Setzungen. Eine Übersicht der ermittelten Setzungen ist in Tab. 22 gegeben.

Tab. 22 Ermittelte Setzungen der Rohrleitung bei SPT-Versuchen

Bohrloch	Anzahl Versuche unterhalb der Rohrleitung	Nach NCEER Methode		Nach Boulanger und Idriss (2014)	
		FS $\leq 1,25$ (Unterhalb UK Rohr)	Setzungen der Rohrleitung [cm]	FS $\leq 1,25$ (Unterhalb UK Rohr)	Setzungen der Rohrleitung [cm]
SPT-1	12	1	3,8	1	4,0
SPT-2	12	5	23,4	5	22,4
SPT-3	12	0	0	0	0
SPT-4	12	0	0	0	0
SPT-5	12	1	3,4	1	2,9

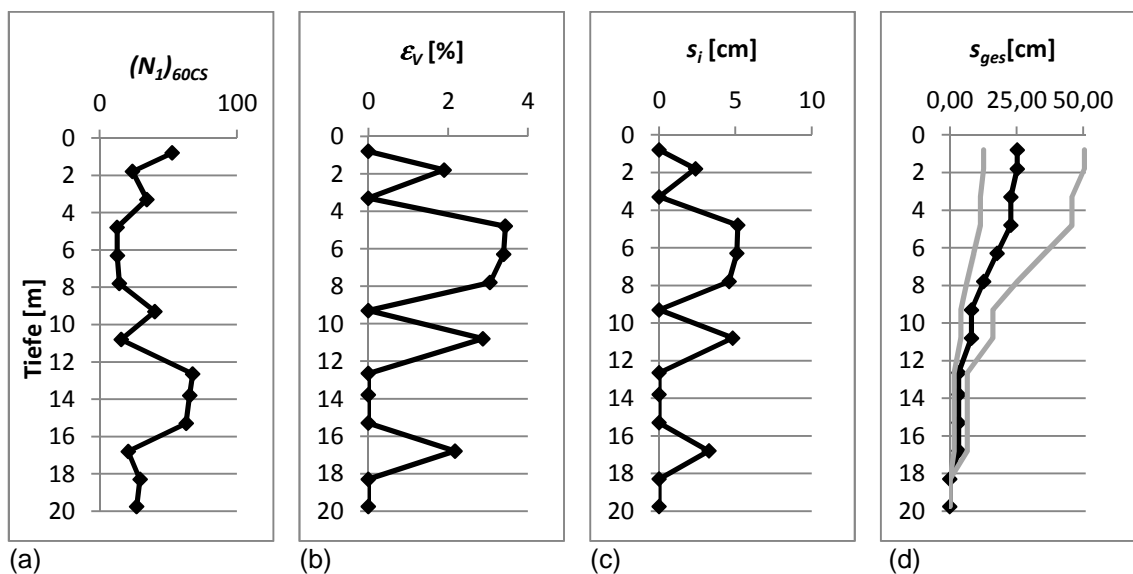


Abb. 50 Über die Tiefe [m] aufgetragene charakteristische Schlagzahl (a), volumetrische Dehnung (b), Schichtsetzung (c) und Gesamtsetzung als Summe aller Schichtsetzungen mit dem Grenzbereich von +/- Faktor 2 (graue Linien) (d) für SPT-2 nach NCEER Methode

• **Setzungen bei CPT-Versuchen**

Zur Ermittlung der Setzung grobkörniger Böden wird bei der Auswertung von CPT-Versuchen das Diagramm von Zhang et al. (2002) in Abb. 23 verwendet. Die Eingabeparameter werden aus der Berechnung des Sicherheitsfaktors der CPT-Auswertungen übernommen, als zusätzlicher Eingabeparameter ist die Tiefe der Unterkante der Rohrleitung einzugeben. Ausgabeparameter sind die ermittelte Setzung sowie der Bereich

der zu erwartenden Setzungen mit einem Faktor 2, welcher sich aus der Genauigkeit der Setzungsvorhersagen in Kapitel 4.1 ergibt. Aufgrund des verschieden berechneten charakteristischen Spitzendrucks sowie des verschieden berechneten Sicherheitsfaktors, ergeben sich nach NCEER Methode und nach Boulanger und Idriss (2014) unterschiedliche volumetrische Dehnungen an den Messpunkten. Der Einflussbereich des Messwertes wird mit dem halben Abstand zu den benachbarten Punkten (i.d.R. 2 cm) berechnet und mit der volumetrischen Dehnung multipliziert. Die Gesamtsetzung ergibt sich aus der Summe aller berechneten Setzungen.

Nach der Berechnung von Zhang et al. (2002) können Kennwerte mit einem charakteristischen Spitzendruck  $(q_{c1n})_{CS}$  kleiner 33 nicht berechnet werden. Diese Werte treten in den gegebenen Auswertungen ausschließlich im obersten Schichtbereich von bis zu 50 cm auf, welcher als organisches Material angenommen werden kann und in der Berechnung vernachlässigt wird. Somit können alle Messwerte unterhalb der Rohrleitung bei 3 m ausgewertet werden. Bei den durch Boulanger und Idriss (2014) errechneten Eingabeparameter ergeben sich um 21 bis 65 % größere Setzungen als bei Eingabeparametern aus NCEER Methode. Dies liegt vor allem an der deutlich höheren Anzahl verflüssigter Bodenschichten nach Boulanger und Idriss (2014).

Tab. 23 Ermittelte Setzungen der Rohrleitung bei CPT-Versuchen

Bohrloch	Maximale Tiefe [m]	Setzungen [cm]	
		Nach NCEER Methode	Nach Boulanger und Idriss (2014)
CPT-1	7,32	0,8	1,6
CPT-2	20,2	1,4	2,7
CPT-3	20,2	3,1	5,1
CPT-4	20,2	1,3	3,8
CPT-5	10,65	1,1	1,4

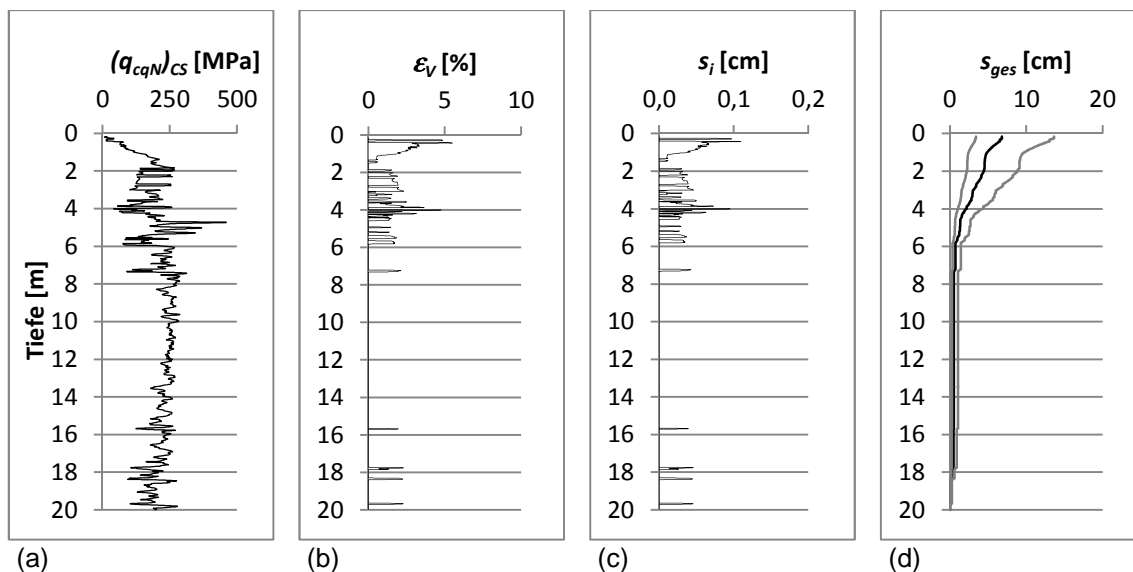


Abb. 51 Über die Tiefe [m] aufgetragene charakteristischer Spitzendruck (a), volumetrische Dehnung (b), Schichtsetzung (c) und Gesamtsetzung als Summe aller Schichtsetzungen mit dem Grenzbereich von +/- Faktor 2 (graue Linien) (d) für CPT-3 nach NCEER Methode

### 6.5.2 Auswertung der Hebungen

Verflüssigt sich der Boden unterhalb der Rohrunterkante, können durch Aufschwimmen induzierte Hebungen entstehen. Hebungen können entstehen, wenn das statische Gleichgewicht im Boden nicht mehr gegeben ist, welches sich nach ( 54 ) berechnet.

- **Hebung bei SPT-Versuchen**

Für die Ermittlung der Hebung nach 4.1.3 ist als erster Schritt die Ermittlung des statischen Gleichgewichts nötig. Hierfür geht der Porenwasserüberdruck ein, welcher über Abb. 29 ermittelt wird. Der Porenwasserüberdruck ist abhängig von dem Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung an der Rohrunterkante, in diesem Projekt 3 m unter GOK. Um den Sicherheitsfaktor zu ermitteln, wird die gemessene Schlagzahl an der Rohrunterkante aus den beiden nächstliegenden SPT-Versuchen iteriert und auf ganze Zahlen gerundet, sofern diese in derselben Bodenschicht liegen. Liegt nur einer der nächstliegenden SPT-Versuche in der Schicht der Rohrunterkante, so wird dieser Wert verwendet. Aus der iterierten Schlagzahl sowie den gegebenen Bodenparametern der Wichte und des Feinkornanteils wird der Sicherheitsfaktor gegen Bodenverflüssigung nach 4.1.3 berechnet. Mit dem ermittelten Sicherheitsfaktor an der Rohrunterkante wird das Porenwasserüberdruckverhältnis  $r_u$  aus Abb. 29 ermittelt. Der Mittelwert des maximalen und minimalen  $r_u$  wird zur Berechnung des Porenwasserüberdrucks aus der Multiplikation des Porenwasserüberdruckverhältnisses mit den effektiven Spannungen gebildet. Hieraus errechnet sich der Sicherheitsfaktor gegen Aufschwimmen der Struktur

aus dem Gewicht der Struktur und des darüber liegenden Bodens, dem statischen Porenwasserdruck und dem Porenwasserüberdruck. Ist der Sicherheitsfaktor gegen Aufschwimmen nicht erfüllt ( $FS_{BR} < 1,0$ ), wird die Hebung nach ( 55 ) berechnet. Hierfür wird der Sicherheitsfaktor gegen Bodenverflüssigung nach JRA ermittelt. Dieser wird wie bei der simplified method aus CRR/CSR ermittelt. Das zuvor berechnete CRR nach NCEER Methode bzw. Boulanger und Idriss (2014) kann verwendet werden, CSR wird nach der JRA Methode wie in 4.1.3 beschrieben ermittelt. Des Weiteren wird der Bodenfaktor  $S$  nach Tab. 12 zu 1,15 angenommen und die Distanz des Erdbebenherds für seismisch aktive Regionen berechnet. Die effektiven Spannungen an der Rohrunterkante zufolge dem Gewicht der Struktur und des darüber liegenden Bodens  $\sigma_v'$  sowie die effektiven Spannungen in derselben Tiefe am angrenzenden Boden  $\sigma_h'$  werden an der Rohrunterkante in einer Tiefe von 3 m ermittelt. Die Mächtigkeit der verflüssigenden Schicht bestimmt sich wie folgt:

- Liegt der nächsttiefere SPT-Versuch oberhalb der nächsten Schichtgrenze und ist größer 1,25, ist die Mächtigkeit der verflüssigten Schicht bis zum nächsten SPT-Versuch.
- Liegt der nächsttiefere SPT-Versuch oberhalb der nächsten Schichtgrenze und ist kleiner 1,25, ist die Mächtigkeit der verflüssigten Schicht bis zum ersten SPT-Versuch größer 1,25.
- Liegt der nächsttiefere SPT-Versuch unterhalb der nächsten Schichtgrenze und ist größer 1,25, ist die Mächtigkeit der verflüssigten Schicht bis zur Schichtgrenze.
- Liegt der nächsttiefere SPT-Versuch unterhalb der nächsten Schichtgrenze und ist kleiner 1,25, ist die Mächtigkeit der verflüssigten Schicht bis zum ersten SPT-Versuch größer 1,25.

Ist die ermittelte charakteristische Schlagzahl an der Rohrunterkante größer 30, so kann kein Sicherheitsfaktor berechnet werden (n.a.) und das Porenwasserüberdruckverhältnis wird mit 0 angenommen. Bei einer charakteristischen Schlagzahl  $> 30$  entsteht keine Verflüssigung und kein Auftrieb.

Tab. 24 Auswertung der Hebungen der Rohrleitung anhand von SPT-Versuchen

Bohrloch	Nach NCEER Methode			Nach Boulanger und Idriss (2014)		
	$FS$	$FS_{BR}$	Hebung [cm]	$FS$	$FS_{BR}$	Hebung [cm]
SPT-1	n.a.	1,1	0	n.a.	1,1	0
SPT-2	n.a.	1,1	0	n.a.	1,1	0
SPT-3	0,5	0,6	5,2	0,5	0,6	7,7
SPT-4	n.a.	1,1	0	n.a.	1,1	0
SPT-5	0,2	0,6	51,9	0,2	0,6	45,8

In zwei Fällen verflüssigt der Boden unterhalb der Rohrleitung, wodurch Hebungen entstehen. Da der errechnete Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung mit einer Potenz von 1,5 in die Berechnung ( 58 ) eingeht, welche als Quotient in ( 57 ) eingeht, ergeben sich bei geringem Sicherheitsfaktor sehr große Hebungen von bis zu einem halben Meter. Die Unterschiede in der ermittelten Hebung zwischen den Berechnungsmethoden hängen mit der unterschiedlichen Berechnung des Sicherheitsfaktors zusammen, welche in 3.2 beschrieben werden.

#### • Hebung bei CPT-Versuchen

Die Berechnung des Sicherheitsfaktors gegen Aufschwimmen sowie die Berechnung der Hebung erfolgt nach demselben Schema wie bei SPT-Versuchen. Im Gegensatz zu SPT-Versuchen wird bei CPT-Versuchen ist ein Sicherheitsfaktor direkt an der Rohrunterkante bekannt, da die Messungen alle 2 cm erfolgen. Aufgrund der großen Streuung der Messungen in geringem Abstand und dem Auftreten einzelner Ausreißer, wird jedoch von einer Verwendung des Wertes direkt an der Rohrunterkante abgesehen und ein gemittelter Sicherheitsfaktor wie folgt ermittelt:

- Sind 50 % der ermittelten Sicherheitsfaktoren in dem Bereich zwischen Rohrunterkante und 20 cm unterhalb der Rohrunterkante kleiner 1,25, so wird der Mittelwert der berechneten Sicherheitsfaktoren unter 1,25 in diesem Bereich verwendet. Dieser Bereich gilt als verflüssigend. Die Mächtigkeit der verflüssigten Schichttiefe wird festgelegt, indem zu den 20 cm unterhalb der Rohrunterkante ein weiterer verflüssigender Bereich addiert wird. Dieser Bereich wird durch den 5. Messwert begrenzt,

bei welchem der Sicherheitsfaktor größer 1,25 ist. Es wird der 5. Messwert mit einem Sicherheitsfaktor größer 1,25 verwendet, um Ausreißer zu eliminieren.

- Sind 50 % der ermittelten Sicherheitsfaktoren in dem Bereich zwischen Rohrunterkante und 20 cm unterhalb der Rohrunterkante größer 1,25, so gilt dieser Bereich als nicht vollständig verflüssigbar und somit auftriebssicher.

Tab. 25 Auswertung der Hebungen der Rohrleitung anhand von CPT-Versuchen

Bohrloch	Nach NCEER Methode			Nach Boulanger und Idriss (2014)		
	$FS$	$FS_{BR}$	Hebung [cm]	$FS$	$FS_{BR}$	Hebung [cm]
CPT-1	n.a.	1,1	0	n.a.	1,1	0
CPT-2	0,9	0,6	1,1	0,7	0,6	3,9
CPT-3	n.a.	1,1	0	0,7	0,6	3,5
CPT-4	n.a.	1,1	0	n.a.	1,1	0
CPT-5	n.a.	1,1	0	n.a.	1,1	0

Durch die unterschiedliche Berechnung der Sicherheitsfaktoren nach NCEER Methode und nach Boulanger und Idriss (2014) ergeben sich nach Boulanger und Idriss (2014) größere Hebungen. In einem Fall gilt der Boden unterhalb der Rohrunterkante nach NCEER Methode als nicht verflüssigend, nach Boulanger und Idriss (2014) verflüssigt sich der Boden und es entstehen Hebungen.

Beim Vergleich der Hebungen fällt auf, dass die anhand von CPT-Daten bestimmten Hebungen geringer ausfallen als die Hebung bei der Berechnung mit SPT-Daten. Dies ist in den gegebenen Fallbeispielen darin begründet, dass Sicherheitsfaktoren der verflüssigten Böden von SPT-3 und SPT-5 deutlich geringer sind als bei CPT-2 und CPT-3. Im allgemeinen Fall muss jedoch auch beachtet werden, dass die Schichttiefe bei SPT-Versuchen in deutlich größeren Abständen ermittelt wird, was zu einer tendenziellen Überschätzung der Mächtigkeit der verflüssigten Schicht führt. Aufgrund des Abbruchkriteriums der Schichttiefe bei CPT-Versuchen kann die Mächtigkeit der verflüssigten Schicht unterschätzt werden. Eine ingenieurmäßige Bewertung der Berechnungsergebnisse ist demnach unerlässlich.



## 7 Geotechnische Maßnahmen gegen Bodenverflüssigung

Wie in Kapitel 1, 1 und 6.5 aufgezeigt wurde, kann Bodenverflüssigung zu massiven Schäden einer Struktur führen. Im Folgenden wird daher kurz auf mögliche Maßnahmen gegen Bodenverflüssigung eingegangen. Die folgende Liste stellt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, sondern ist als Überblick der gebräuchlichsten Verfahren zu betrachten. Nach Andrus und Chung (1995) sind Strukturen, welche zu den lebenswichtigen Versorgungssystemen, ohne welche große ländliche Gebiete nicht fungieren können, gehören, gegen schwere Schäden durch Bodenverflüssigung bei Erdbeben zu schützen. Ein Verringern von Schäden infolge von Bodenverflüssigung kann durch das Verringern der Auswirkungen erfolgen. Dies kann bei durch die Verwendung von Abmessungen und Materialien erfolgen, welche größere Verformungen aufnehmen können ohne schwere Schäden zu erleiden, durch konstruktive Maßnahmen gegen Auftrieb oder konstruktive Gründungsmaßnahmen. In dieser Arbeit wird auf die geotechnischen Maßnahmen zur Verminderung des Bodenverflüssigungspotentials eingegangen. Hierfür wird auf Bodenverdichtung, Bodenverfestigung, Drainage des Bodens und Bodenaustausch eingegangen, wobei einige Verfahren für mehrere Kategorien zutreffen. Auf die Möglichkeit der Entwässerung des Bodens durch die Absenkung des Grundwasserspiegels wird nicht näher eingegangen, da diese i.d.R. über die Erhaltungsdauer von Strukturen, für welche Bodenverflüssigung nachzuweisen ist, nicht kosteneffizient oder durchführbar ist.

- **Bodenverdichtung**

Wie in 2.3.1 diskutiert, hat die Lagerungsdichte entscheidenden Einfluss auf das Verflüssigungspotential von Böden. Durch eine Verdichtung des Bodens werden sowohl die Wahrscheinlichkeit einer Bodenverflüssigung als auch die daraus entstehenden Verformungen erheblich reduziert. Aufgrund der vergleichsweise geringen Kosten und der hohen Anzahl an Verdichtungsmethoden für unterschiedliche Böden, kommt die Verdichtung als Maßnahme gegen Bodenverflüssigung am Häufigsten zum Einsatz. Erfahrungen während des Niigata-Erdbebens 1964 oder des Loma Prieta Erdbebens in Kalifornien zeigen die gute Wirkungsweise der Verdichtung gegen Bodenverflüssigung (Andrus und Chung, 1995).

Die Verdichtung eines Bodens kann durch verschiedene Methoden erfolgen, von welchen die am Häufigsten angewandten im Folgenden kurz zusammengefasst werden.

- Rütteldruckverfahren sind Vibrationsverfahren für eine Tiefenverdichtung grobkörniger Böden. Durch die Vibration entsteht eine Verflüssigung des Bodens, welcher in der Folge verdichtet. Durch die Verdichtung entstehen an der Bodenoberfläche Absenkkegel, in welche Material nachgeschüttet wird..
- Rüttelstopfverfahren sind Vibrationsverfahren für feinkörnige Böden. Beim Eindringen des Rüttlers entsteht im Boden ein Hohlraum, in welchen bei Ziehen des Rüttlers grobkörniges Material eingefüllt und verdichtet wird. Es entstehen separate Schottersäulen, welche zusätzlich als Drainage fungieren.
- Statische Tiefenverdichtung kann auch dann erfolgen, wenn erschütterungsfreie Verdichtungen durchzuführen sind. Hierbei wird ein Drehbohrer mit hoher Drehgeschwindigkeit in den Boden gedrückt und der Boden verdrängt. Nach Anheben des Bohrers kann Material nachgefüllt werden. Das Verfahren kann für grob- und feinkörnige Böden angewandt werden.
- Bei der dynamischen Intensivverdichtung wird der Boden durch das Fallenlassen schwerer Fallmassen im Abstand von 5 - 15 m der Boden verdichtet und gegebenenfalls Material nachgefüllt. Die dynamische Intensivverdichtung ist für grobkörnige Böden geeignet und wirkt oberflächennah sowie in der Tiefe.
- Dynamische Verdrängung beruht auf demselben Konzept wie die dynamische Intensivverdichtung, ist jedoch durch das Einschlagen groben Materials für bindige Böden geeignet.
- Die Impulsverdichtung kann erschütterungsarm für sämtliche Böden angewandt werden, und wirkt bodenabhängig bis in näherungsweise 5 m Tiefe. Es werden kurze, wiederholte Energiestöße in die Erde abgegeben.

- **Bodenverfestigung**

Neben der Verdichtung ist eine Bodenverfestigung eine zuverlässige Methode, um Bodenverflüssigungspotential zu verringern, da die Bodenpartikel ihre Lage nicht mehr verändern können (Andrus und Chung, 1995). Wie bei der Verdichtung gibt es eine Vielzahl an bodenabhängigen Verfahren, von welchen die Häufigsten kurz beschrieben sind.

- Bei der Bodenstabilisierung durch Bindemittel wird das Bindemittel (i.d.R. Zement und Zement-Kalk-Gemische) mit Hilfe von Luft oder einer Suspension in den Boden eingebracht. Die maximale Tiefe ist hierbei verfahrensabhängig.

- Verdichtungsinjektionen sind in lockeren grobkörnigen Böden auch unterhalb des Wasserspiegels durchführbar. Dabei wird ein Mörtel in den Boden eingepresst, wobei der umgebende Boden verdichtet wird. Verdichtungsinjektionen sind in großen Tiefen durchführbar.
- Beim Düsenstrahlverfahren wird eine Suspension auf Zementbasis unter hohem Druck in den Boden eingebracht, sodass der Boden erodiert und mit der Suspension vermischt. Je feinkörniger, desto schwieriger ist die Herstellung, jedoch kann das Düsenstrahlverfahren für alle Böden angewandt werden.

- **Drainage**

Bodenverflüssigung entsteht durch den Aufbau von Porenwasserüberdruck. Kann dieser entweichen, verflüssigt der Boden nicht. Drainagen werden daher häufig angewandt, um Bodenverflüssigung zu reduzieren. Drainagen erzielen ihre Wirkung bei feinkörnigen Böden oder sandigen Böden, welche durch feinkörnige Böden überlagert werden. Eine Drainage bis in große Tiefen ist möglich und kann als Säule oder entlang einer Linie eingebracht werden. Für den Einbau von Drainagen in der Nähe bestehender Gebäude kann ein Einbau mit geringer Vibration verwendet werden.

- **Bodenaustausch**

Beim Bodenaustausch wird der potentiell verflüssigende Boden ausgehoben und durch anderes Bodenmaterial ersetzt. Diese Methode kann bei oberflächennahen, dünnen Schichten wirtschaftlich sein.

## 8 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurden analytische Verfahren zur Bestimmung des Bodenverflüssigungspotentials auf Basis von SPT- und CPT-Versuchen diskutiert und verglichen und Berechnungsmethoden der durch Bodenverflüssigung hervorgerufene Verformungen aufgezeigt.

In einem ersten Schritt wurde die Bodenverflüssigung definiert und der geotechnische Hintergrund erläutert. Hierbei wurde zwischen Verflüssigung, bei welcher die effektiven Spannungen auf null reduziert werden und Verformungen ohne äußere Belastung zunehmen, und zyklischer Mobilität, bei welcher eine Restspannung bestehen bleibt und die Verformungen sich mit den Belastungszyklen akkumulieren, unterschieden. Die Einflussparameter auf das Bodenverflüssigungspotential wurden evaluiert. Hierbei erweisen sich für gesättigte grobkörnige Böden unter Erdbebenbelastung die Lagerungsdichte, die Kornverteilungslinie, der Überlagerungsdruck und der Feinkornanteil als maßgebliche Einflussparameter. Für feinkörnige Böden haben die Fließgrenze, die Konsistenzzahl, die Vorbelastung und der Überlagerungsdruck einen entscheidenden Einfluss.

Ausschlussverfahren aufgrund der Korngrößenverteilung, Porenzahl, Fließgrenze, Tongehalt und Plastizitätszahl wurden aufgezeigt und diskutiert. Es wurden zwei Berechnungsverfahren basierend auf der simplified method von Seed und Idriss (1971) für grobkörnige Böden verglichen. Hierbei wurde das weitverbreitete im Zuge des NCEER Workshops 1996 und 1998 entwickelte Verfahren nach Youd et al. (2001) mit dem aktuellen Stand der Technik, zusammengefasst von Boulanger und Idriss (2014), erläutert. Für feinkörnige Böden wurde die Berechnung nach Boulanger und Idriss (2004) dargestellt. Die Berechnungen wurden in Excel-Routinen implementiert und anhand von Versuchsdaten aus einem Pipelineprojekt der Türkei für ein gewähltes Referenzerdbeben ausgewertet und verglichen. Es wurden insgesamt 5 Bohrlöcher mit SPT-Versuchen und 5 CPT-Versuche ausgewertet. Die Ergebnisse zeigen, dass bei beiden Versuchen nach der Berechnung von Youd et al. (2001) mehr Böden von der Berechnung ausgeschlossen und als nicht verflüssigend eingestuft werden als bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014). Der Unterschied im Ausschluss von Verflüssigung ist bei der Betrachtung von SPT-Versuchen in grobkörnigen Böden gering, in feinkörnigen Böden jedoch signifikant. Die ermittelten Sicherheitsfaktoren stimmen für grobkörnige Böden gut überein, mit erhöhtem Feinkornanteil ergeben sich größere Abweichungen zwischen den Berechnungsmethoden. Die Berechnungsme-

thode nach Boulanger und Idriss (2014) liefert tendenziell kleinere Sicherheitsfaktoren. Berechnungsmethoden zur Ermittlung des Bodenverflüssigungspotentials der feinkörnigen Böden in den Bohrlochprofilen konnte anhand der vorliegenden Daten nicht durchgeführt werden. Bei der Auswertung der Berechnungsverfahren auf Grundlage von CPT-Versuchen ergaben sich deutliche Unterschiede zwischen den beiden Berechnungsverfahren. Bei der Berechnung nach Youd et al. (2001) wurde Bodenverflüssigung bei 28% mehr Böden ausgeschlossen als bei der Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014). Die Begründung konnte in der unterschiedlichen Berechnung der äquivalenten Schlagzahl in reinen Sandkurven gefunden werden. Besonders bei Böden mit einem Soil Behaviour Type Index nach Robertson (1990) zwischen 2,25 und 2,6 werden nach Youd et al. (2001) viele Böden von der Berechnung ausgeschlossen. Der Unterschied der ermittelten Sicherheitsfaktoren nach den beiden Berechnungsmethoden wies eine große Streuung auf. Im Mittel liefert die Berechnung nach Boulanger und Idriss (2014) niedrigere Sicherheitsfaktoren. Feinkörnige Böden mit einem Soil Behaviour Type Index von größer 2,6 wurden im Zuge der CPT-Versuche nach Boulanger und Idriss (2004) ausgewertet. Hierbei unterschritten viele Böden den geforderten Mindestsicherheitsfaktor von 1,25, jedoch lieferte nur ein geringer Teil der Berechnungsergebnisse einen Sicherheitsfaktor von kleiner 1. Der Einfluss der bei feinkörnigen Böden auftretenden zyklischen Mobilität auf die betrachtete Rohrleitung konnte als gering evaluiert werden. Für sämtliche Bodenprofile wurde eine Evaluation der Wahrscheinlichkeit für Auswirkungen an der Bodenoberfläche nach Luna und Frost (1998) durchgeführt.

Es wurden gängige Berechnungsverfahren zur Evaluierung der durch Bodenverflüssigung auftretenden Verformungen vorgestellt. Hierfür wurde auf laterale Verformungen, Setzungen und Hebungen für grobkörnige und feinkörnige Böden eingegangen. Für die ausgewerteten Projektdaten wurden laterale Verformungen aufgrund der ebenen Lage ausgeschlossen. Die Berechnung der durch Bodenverflüssigung hervorgerufenen Hebungen und Setzungen wurde diskutiert und in Excel-Routinen implementiert. Die Berechnungen basieren auf dem zuvor bestimmten Sicherheitsfaktor und fallen demnach größer aus als bei der Berechnung des Verflüssigungspotentials von Boulanger und Idriss (2014). Der Einflussbereich einzelner Messpunkte bei SPT- und CPT-Versuchen und die Auswirkung des deutlich größeren Einflussbereiches bei SPT-Versuchen im Vergleich zu CPT-Versuchen auf die sich ergebenden Hebungen und Setzungen wurden diskutiert. Zuletzt wurden Maßnahmen gegen Bodenverflüssigung und die damit verbundenen Schäden diskutiert.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die aktuelle Berechnungsmethode nach Boulanger und Idriss (2014) geringere Sicherheiten gegen Bodenverflüssigung und somit größere durch Bodenverflüssigung hervorgerufene Verformungen sowohl in Einzelpunkten als auch über das Bodenprofil aufweist als die Berechnung nach Youd et al. (2001). Die Größe des Unterschieds ist abhängig von der gewählten Versuchsart (SPT oder CPT) und steigt tendenziell mit dem Feinkornanteil, die Streuung der einzelnen Messergebnisse ist jedoch sehr groß. Eine Evaluierung der Berechnungsmethoden anhand realer, verflüssigter Böden kann Aufschluss geben, welche der Berechnungsmethoden besser mit der tatsächlich eintretenden Bodenverflüssigung übereinstimmt. Da die Berechnungen auf empirischen Gleichungen basieren, sind hierfür Fallbeispiele verflüssigter Böden zu verwenden, welche in keine der empirischen Gleichungen eingehen. Aufgrund der umfangreichen Datenanalyse von Boulanger und Idriss (2014) ist dies jedoch erst für zukünftige verflüssigte Böden möglich.

Aufgrund der höheren Datenmenge zur Bestimmung der empirischen Gleichungen, den auf der sichereren Seite liegenden Berechnungen und der höheren Konsistenz des berechneten charakteristischen Spitzendrucks über die Tiefe bei CPT-Versuchen wird von der Autorin die Berechnungsmethode nach Boulanger und Idriss (2014) vorgeschlagen. Diese Berechnung wird insbesondere bei Sanden mit hohem Feinkornanteil nahegelegt. Bei Böden mit erhöhtem Feinkornanteil wird zudem die Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit empfohlen, sodass das Bodenverflüssigungspotential nach Boulanger und Idriss (2004) durchgeführt werden kann.



## Literaturverzeichnis

- Andrews, D.C.A.; Martin, G.R. (2000)  
Criteria for liquefaction of silty soils. Proc. of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- Andrus, R.D.; Chung, R. (1995)  
Ground improvement techniques for liquefaction remediation near existing lifelines, Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- Andrus, R. D.; Stokoe, K. H., II. (1997).  
Liquefaction resistance based on shear wave velocity. Proc. of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil, Youd & Idriss (eds.), Buffalo, USA.
- Barlett, S. F.; Youd, T. L. (1995)  
Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Volume 121, No 4, 316-329.
- Bilge, H.T. (2010)  
Cyclic volumetric and shear strain responses of fine-grained soils. Ph.D. Thesis, Middle East Technical University.
- Bilge, H.T.; Cetin, K.Ö. (2012)  
Cyclic shear strain response of fine-grained soils. 10<sup>th</sup> International Congress on Advances in Civil Engineering, Ankara, Turkey.
- Boulanger, R.W. (2003)  
Relating  $K_{\alpha}$  to Relative State Parameter Index. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 129, No. 8, 770-773.
- Boulanger, R.W.; Idriss, I.M. (2004)  
Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, Report No. UCD/CGM-04/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, USA.
- Boulanger, R.W.; Idriss, I.M. (2006)  
Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 132, No. 11, 1413-1426.
- Boulanger, R.W.; Idriss, I.M. (2012)  
Probabilistic Standard Penetration Test-Based Liquefaction-Triggering Procedure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 138, No. 10, 1185-1195.
- Boulanger, R.W.; Idriss, I.M. (2014)  
CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, Report No. UCD/CGM-14/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, USA.
- Bray, J.D.; Rathje, E.M.; Augello, A.J.; Merry, S.M. (1998)  
Simplified Seismic Design Procedure for Geosynthetic-Lined, Solid-Waste Landfills, Geosynthetics International, Volume 5, Nos. 1-2, 203-235.



- Bray, J. D.; Sancio, R. B.; Durgunoglu, H. T.; Onalp, A.; Seed, R. B.; Stewart, J. P.; Youd, T. L.; Baturay, M. L.; Cetin, K. O.; Christensen, C.; Karadayilar, T.; Emrem, C. (2001)  
Ground Failure In Adapazari, Turkey. Proceedings of Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference of the XVth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey.
- Bray, J. D.; Sancio, R. B.; Reimer, M. F.; Durgunoglu, H. T. (2004)  
Liquefaction Susceptibility of fine-grained soils. Proceedings of the 11th International Conference On Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd International Conference On Earthquake Geotechnical Engineering. 1, 655-662. Berkeley, USA.
- Bray, J.D.; Travasarou, T. (2007)  
Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 133, No. 4, 381-392.
- Buchheister, J.A. (2009)  
Verflüssigungspotential von reinem und siltigem Sand unter multiaxialer Belastung. Ph.D. Thesis, ETH Zürich.
- Chu, D. B.; Stewart, J.P., Youd, T.L.; Chu, B.L. (2006)  
Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Near-Fault Regions during the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 132, No. 12, 1549-1565.
- Cetin, K.; Seed, R.; Der Kiureghian, A.; Tokimatsu, K.; Harder, L.; Jr., Kayen, R.; Moss, R. (2004)  
Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE Volume 130, No.12, 1314-1340.
- Cubrinovski M.; Hughes M.; Bradley B.; McCahon I.; McDonald Y.; Simpson H.; Cameron R.; Christison M.; Henderson B.; Orense R.; O'Rourke T. (2011)  
Liquefaction impacts on pipe networks. Short Term Recovery Project No. 6, Natural Hazards Research Platform, University of Canterbury Report, p.149
- Damodarasamy S.R.; Kavitha S. (2009)  
Basics of structural dynamics and aseismic design. India: PHI Learning Private Limited
- Day, R.W. (2001)  
Geotechnical Earthquake Engineering Handbook. USA: McGraw-Hill.
- DIN EN 1996-5/NA:2009-09 Nationaler Anhang-Eurocode 8 Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte
- EN 1998-5:2004-11 Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

- Esna-Ashari, M.; Baziar, M.H. (2004)  
Liquefaction Resistance of Silty sand Based on Laboratory Undisturbed Sample and CPT Results. 13th World Conference on Earthquake Engineering Paper No. 1750, Vancouver, Canada.
- Finn, L.W.D. (2014)  
Evaluation and Mitigation of Liquefaction Hazard for Engineering Practice. Utah Chapter EERI Short Course. West Valley, Utah, USA.
- Fuchida, K.; Shirinashihama, S.; Akiyoshi, T. (1996)  
Protection of Buried Pipelines from Liquefaction by Ground Improvements. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 583, Acapulco, Mexico.
- Gillins, D., 2014.  
Considering Topography when Mapping Liquefaction Hazard with the Liquefaction Potential Index, 10<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, USA.
- Gillins, D.; Bartlett, S. (2014)  
Multilinear Regression Equations for Predicting Lateral Spread Displacement from Soil Type and Cone Penetration Test Data. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 140, No. 4, 1-11
- Holzer, T.L.; Bennett, M.J.; Noce, T.E.; Padovani, A.C.; Tinsley, J.C. (2006)  
Liquefaction Hazard Mapping with LPI in the Greater Oakland, California, Area. Earthquake Spectra, Volume 22, No. 3, 693-708.
- Idriss, I.M. (1985)  
Evaluating seismic risk in engineering practice. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, 255-320.
- Idriss, I. M. (1995).  
H. B. Seed Memorial Lecture, Univ. of CA, Berkeley, USA.
- Idriss, I. M. (1999).  
Presentation notes: An update of the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. Proceedings of the TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Anal., Publ. No. FHWARD-99-165, Federal Highway Administration, Washington, D.C.USA.
- Idriss, I.M.; Boulanger, R.W. (2008)  
Soil liquefaction during earthquakes. MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- Idriss, I. M.; Boulanger, R. W. (2010)  
SPT-based liquefaction triggering procedures. Report UCD/CGM-10/02, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, USA. 259 pp.
- Inada, M.; Akaishi, M.; Chou, K. (1977)  
Shearing deformations of soft ground due to embankment. Tsuchi-to-Kiso (J. JSSMFE) Volume 25, No. 3, 53.56

- Ishihara, K (1996)  
Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. England: Oxford University Press
- Ishihara, K.; Yoshimone, M.; (1992)  
Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes. Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume. 32, No. 1, 173-188.
- Iwasaki, T.; Tokida, K.; Tatsuoka, F.; Watanabe, S.; Yasuda, S.; Sato, H. (1982)  
Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods. Proceedings 3rd International Conference on Microzonation, 1319-1330. Seattle, USA.
- Kerntechnischer Ausschuss (1990)  
KTA 2201.2 Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen Teil 2: Baugrund Fassung 6/90. Tech. rept. Sicherheitstechnische Regel des Kerntechnischen Ausschusses (KTA) Deutschlands.
- Kramer, S.K. (1996)  
Geotechnical earthquake engineering. USA: Prentice Hall.
- Kramer, S.; Elgamal, A. (2001)  
PEER Report 2001/13: Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance-Based Earthquake Engineering. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, USA.
- Kim, H.S.; Cho, N.G.; Chung, C.K. (2012)  
Real-time LPI-based Assessment of the Liquefaction Potential of the Incheon Port in Korea. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal
- Ladd, C.C. (1991)  
Stability Evaluation during Staged Construction. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Volume 117 No. 4, 540-615.
- Ladd, C.C.; DeGroot, D.J. (2003)  
Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande Lecture. Culligan, P.J.; Einstein, H.H.; Whittle, A.J. (Eds.). Proceedings Soil and Rock America, Volume 1, Verlag Gluckauf GMBH, Essen, Germany.
- Lee, J.; Green, R.A. (2008)  
Predictive Relations for Significant Durations in Stable Continental Regions. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Lew, M.; Tran, L. (2012)  
Case History of Observed Liquefaction-Induced Settlement Versus Predicted Settlement. 15 World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- Lin, P.-S.; Chang, C.-W.; Chang, W.-J. (2004)  
Characterization of liquefaction resistance in gravelly soil: large hammer penetration test and shear wave velocity approach. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 24, No. 9-10, 675-687.

- Luna, R.; Frost, J.D. (1998)  
Spatial liquefaction analysis system. *Journal of Computing in Civil Engineering*, Volume 12, No. 1, 48-56.
- Martin, G.R.; Lew, M. (1999)  
Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Technical Publication 117, Guidelines for Analyzing and Mitigating Liquefaction in California," Southern California Earthquake Center, University of Southern California, 63 p.
- Matsuda, H.; Ohara, S. (1998)  
Threshold strain of clay for pore pressure buildup. *Earthquake Geotechnical Engineering*, 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil. 127-130
- Maurer, B.; Green, R.; Cubrinovski, M.; Bradley, B. (2014)  
Evaluation of the Liquefaction Potential Index for Assessing Liquefaction Hazard in Christchurch, New Zealand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Volume 140 No. 7, 04014032-1
- Mayne, P.W.; Coop, M.R.; Springman, S.M.; Huang, A.B.; Zornberg, J.G. (2009)  
Geomaterial behavior and testing. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Volumes 1, 2, 3 and 4)*, 2777 - 2872, Alexandria, Egypt.
- National Research Council (NRC). (1985)  
Liquefaction of soils during earthquakes, National Academy Press, Washington, D.C.
- Olsen, M. J.; Barlett, S.F.M; Solomon, B.J. (2005)  
Lateral Spread Hazard Mapping of Northern Salt Lake Valley, Utah for a M7.0 Scenario Earthquake. *Earthquake Spectra*: February 2007, Volume 23, No. 1, 95-113. Salt Lake City, USA.
- ÖNORM EN 1996-5/NA:2005-05 Nationaler Anhang-Eurocode 8 Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte
- Ontario Ministry of Natural Resources (2011)  
Geotechnical Design and Factors of Safety Technical bulletin. Canada: Ministry of Natural Resources
- Papadopoulos, G. A.; Lefkopoulos, G. (1993)  
Magnitude-Distance Relations for Liquefaction in Soil from Earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Volume 83, No. 3, 925 - 938.
- Parrish, J. G. (2008)  
Special Publication 117A: Guidelines for Evaluating and Mitigating Seismic Hazards in California, California Department of Conservation, California Geological Survey. Sacramento, USA.
- Polito, C.P.; Martin, J.R.II (2001)  
Effects of Nonplastic Fines on the Liquefaction Resistance of Sands. , *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Volume 127, No.5, 408-415.

- Pradhan, T.B.S.; Dam, L.D.K.; Shiokawa, M. (1997)  
Settlement analysis of clay deposit induced by earthquake motion, Proceedings of the 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.
- Prakash, S.; Puri, V. K. (2010)  
Recent Advances in Liquefaction of Fine Grained Soils. Fifth International Conference, San Diego, USA.
- Rauch, A. (1997)  
EPOLLS: An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes. Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Reid, A.; Taylor, J. (2010)  
The misuse of SPTs in fine soils and the implications of Eurocode 7. Ground Engineering, Volume 43, No. 7, 28-31
- Robertson, P. K. (1990)  
Soil classification using CPT. Canadian Geotechnical Journal, Volume 27, No. 1, 151-158
- Robertson, P. K.; Fear, C. E. (1995)  
Liquefaction of sands and its evaluation. Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan.
- Robertson, P. K.; Wride, C. E. (1998)  
Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, Volume 35, No. 3, 442-459
- Rogers, N.; Jacka, M.; Williams, K.; Van Ballegooy, S.; Wentz, R. (2013)  
Lessons from Christchurch. Tonkin & Taylor International Ltd, Workshop in Liquefaction Assessment, Disaster Risk Reduction and Community Resilience, San Francisco, USA.
- Roscoe, K. H.; Schofield, A. N.; Wroth, M. A. (1958)  
On the yielding of soils. Geotechnique Volume 8, 22-53.
- Sancio, R. B.; Bray, J. D. ; Riemer, M. F.; Durgunoglu, T. (2003)  
An assessment of the liquefaction susceptibility of Adapazari silt. 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand.
- Sancio R. B. ; Bray J. D., Stewart J. P. ; Youd T. L. ; Durgunoglu H. T. ; Onalp A. ; Seed R. B., Christensen C. ; Baturay M. B. ; and Karadayilar T. (2002)  
Correlation between ground failure And soil conditions In Adapazari, Turkey. Soil Dynamics and Earthquake Engineering Journal, Volume 22, No. 9-12, 1093 - 1102.
- Sasaki, T.; Tamura, K., (2004)  
Prediction of Liquefaction-Induced Uplift Displacement of Underground Structures. 36th Joint Meeting US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects. 191-198.

- Schnaid, F. (2005)  
Geo-characterization and properties of natural soils by in situ tests. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Volume 1, 3-47, Osaka, Japan.
- Schwarz, J.; Maiwald, H. (2014)  
Standortgefährdung infolge seismisch induzierter Bodenverflüssigung und Nachweise in DIN EN 1998-5. Bautechnik Volume 91 No. 7, 481 - 494.
- Seed, H.B. (1979)  
Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Volume 105 No. 2, 201-255.
- Seed, H.B.; Idriss, I.M. (1971)  
Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, Volume 97 No.9, 1249-1273.
- Seed, H.B.; Idriss, I.M.; Arango, I. (1983)  
Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Volume 111, No.12, 458-452.
- Seed, R. B.; Moss, R. E. S.; Kammerer, A. M.; Wu, J.; Pestana, J. M.; Riemer, M. F.; Sancio, R. B.; Bray, J. D.; Kayen, R. E.; Faris, A.; Çetin, K. Ö. (2003)  
Report No. EERC 2003-06: Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework, Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, USA.
- Seed, H.B.; Tokimatsu, K.; Harder, L.F. Jr.; Chung, R. (1985)  
Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Volume 105, No.5, 201-255.
- Stroud, M. A.; Butler, F. G. (1975)  
The standard penetration test and the engineering properties of glacial materials. In: Proceedings of the Symposium of glacial materials, University of Birmingham, England.
- Suzuki Y.; Sanematsu, T.; Tokimatsu, K. (1998)  
Correlation between SPT and seismic CPT. Robertson PK, Mayne PW (eds.), in Proceedings, Conference on Geotechnical Site Characterization, 1375-380, Rotterdam, The Netherlands.
- The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (2002)  
Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan, Part II - Actions and Material Strength Requirements. Japan: Port and Airport Research Institute
- Toprak, S.; Holzer, T.L. (2003)  
Liquefaction potential index: Field assessment. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 129, No. 4, 315-322.
- U.S. Nuclear Regulatory Commission (2003)  
Regulatory Guide 1.198: Procedures and Criteria for assessing Seismic Soil Liquefaction at Nuclear Power Plant Sites. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, USA.

- Van't Hoff, J.; Van der Kolff, A. N. (2012)  
Hydraulic Fill Manual. The Netherlands: Taylor & Francis.
- Wang, W. S. (1979)  
Some Findings in Soil Liquefaction. Water Conservancy and Hydroelectric Power. Scientific Research Institute, Beijing, China.
- Wu, G. (1996)  
Volume Change and Residual Pore Water Pressure of Saturated Granular Soils to Blast Loads, Burnaby, British Columbia: AGRA Earth & Environmental Limited.
- Yasuhara, K.; Murakami, S.; Toyota, N.; Hyde, A. F. L. (2001)  
Settlements in Fine-Grained Soils Under Cyclic Loading. Soils and Foundations, Volume 41, No. 6, 25 - 36.
- Youd, T. L.; Hansen, C.M.; Barlett, S.F. (2002)  
Revised Multilinear Regression Equations for Prediction of Lateral Spread Displacement. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 128, No. 12, 1007 - 1017.
- Youd, T. L.; Idriss, I. M.; Andrus, R. D.; Arango, I.; Castro, G.; Christian, J. T.; Dobry, R.; Finn, W. D. L.; Harder, L. F.; Hynes, M. E.; Ishihara, K.; Koester, J. P.; Liao, S. S. C.; Marcuson, W. F.; Martin, G. R.; Mitchell, J. K., Moriwaki, Y.; Power, M. S.; Robertson, P. K.; Seed, R. B.; Stokoe, K. H. (2001)  
Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 127, No.10, 817-833.
- Zhang, G.; Robertson, P.K.; Brachman, R.W.I. (2002)  
Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. Canadian Geotechnical Journal Volume 39, No. 5, 1168 - 1180.
- Zhang, G.; Robertson, P.K.; Brachman, R.W.I. (2004)  
Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 130 No.8, 861-871.
- Yi, F. (2010)  
Procedure to evaluate liquefaction-induced lateral spreading based on Shear Wave Velocity. 5<sup>th</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. San Diego, USA.



## Anhang A

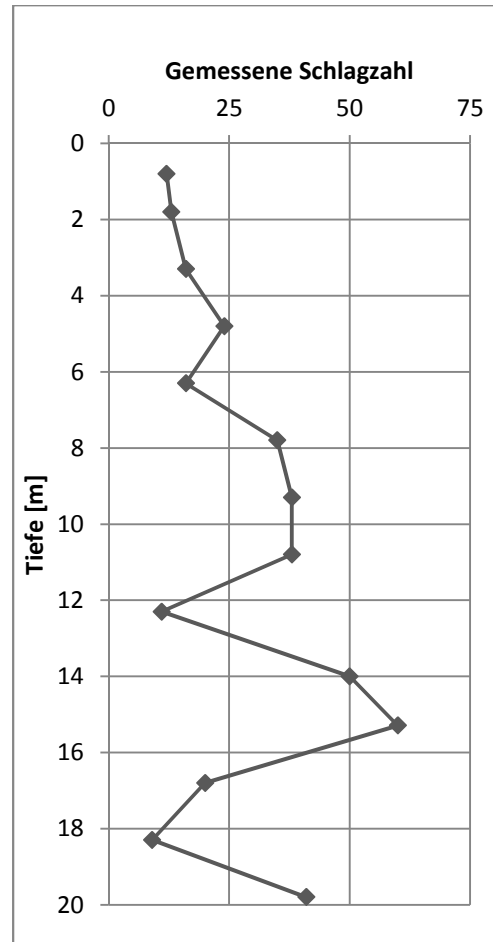
### Bohrloch BH-SPT-1

Bohrlochtiefe [m]	20
Durchgeführte SPT	14
Schichtanzahl	4
Mindestsicherheitsfaktor	1,25

### Stratigraphie

Oben [m]	Unten [m]	Boden	FC [%]	$\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0	0,5	OLOH		16
0,5	12	GP-GM	15	18
12	13,8	CL	60	16
13,8	20	GM	25	17

### Gemessene Schlagzahlen

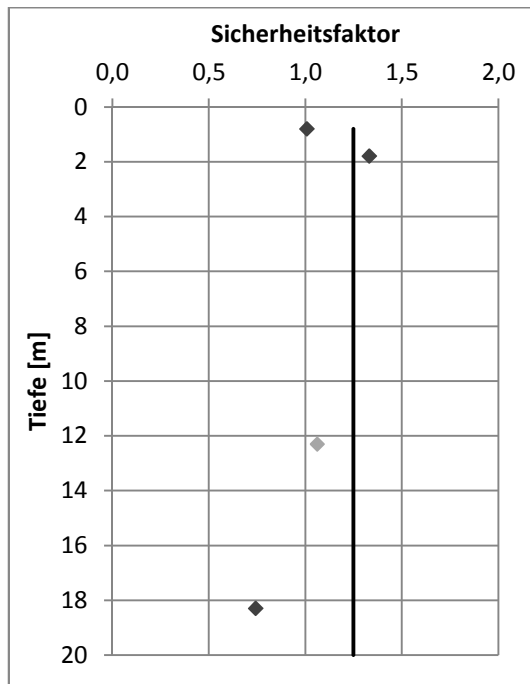


### Interpretation der Daten:

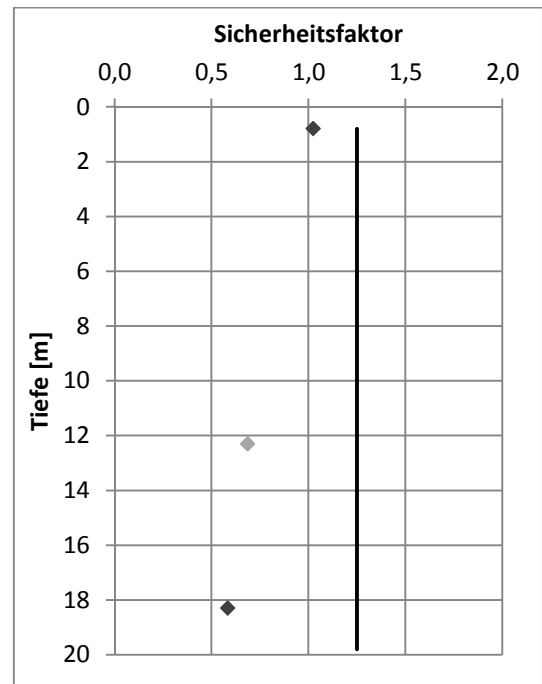
Die Rohrleitung befindet sich in einer kiesigen Schicht. Der geforderte Sicherheitsfaktor wird bei grobkörnigen Böden (dunkelgraue Werte) nur einmal unterhalb des Rohres, in rund 15 m Entfernung zum Rohr, unterschritten. Im Falle einer Bodenverflüssigung sind keine Schäden an der Leitung zu erwarten. Es müssen demnach keine Maßnahmen gegen Verflüssigung getroffen werden.



**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)**



**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Boulanger und Idriss (2014)**

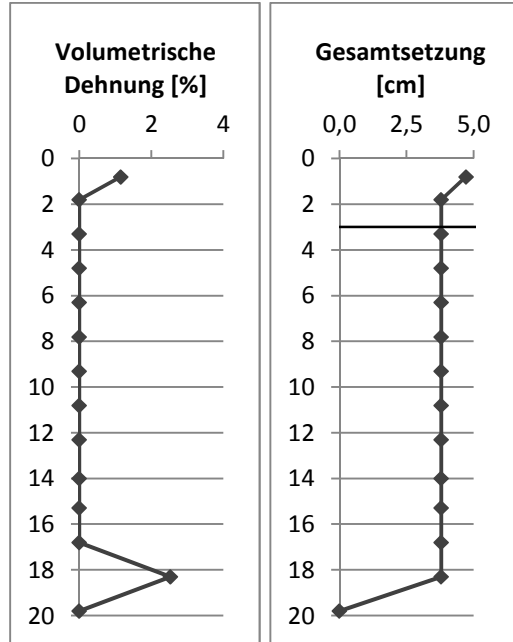


Unter Einbezug feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	3
	LPI	0,3
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Gering
Unter Vernachlässigung feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	2
	LPI	0,3
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Gering

Unter Einbezug feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	3
	LPI	1,9
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Gering
Unter Vernachlässigung feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	2
	LPI	0,5
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Gering

### Auswertung der Verformungen nach Youd et al. (2001)

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



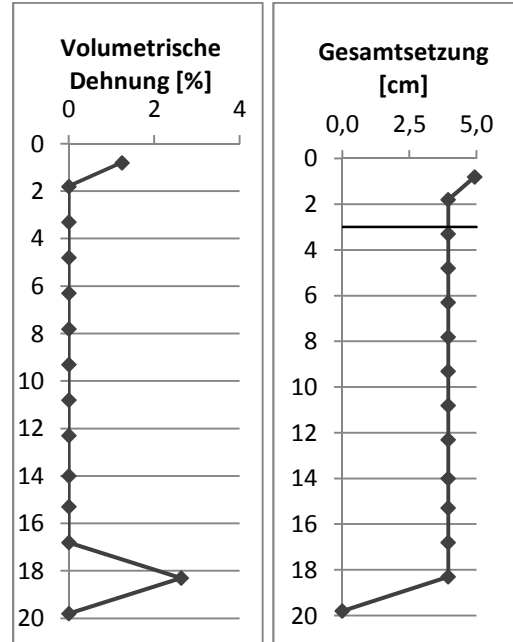
GOK	Berechnet [cm]	4,7
	Oberer Grenze [cm]	9,4
	Unterer Grenze [cm]	2,4
UK Rohr	Berechnet [cm]	3,8
	Oberer Grenze [cm]	7,6
	Unterer Grenze [cm]	1,9

Hebung der Rohrleitung

$(N_1)_{60cs}$	34
FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Hebung [cm]	0

### Auswertung der Verformungen nach Boulanger und Idriss (2014)

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	5,0
	Oberer Grenze [cm]	9,9
	Unterer Grenze [cm]	2,5
UK Rohr	Berechnet [cm]	4,0
	Oberer Grenze [cm]	7,9
	Unterer Grenze [cm]	2,0

Hebung der Rohrleitung

$(N_1)_{60cs}$	35
FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Hebung [cm]	0

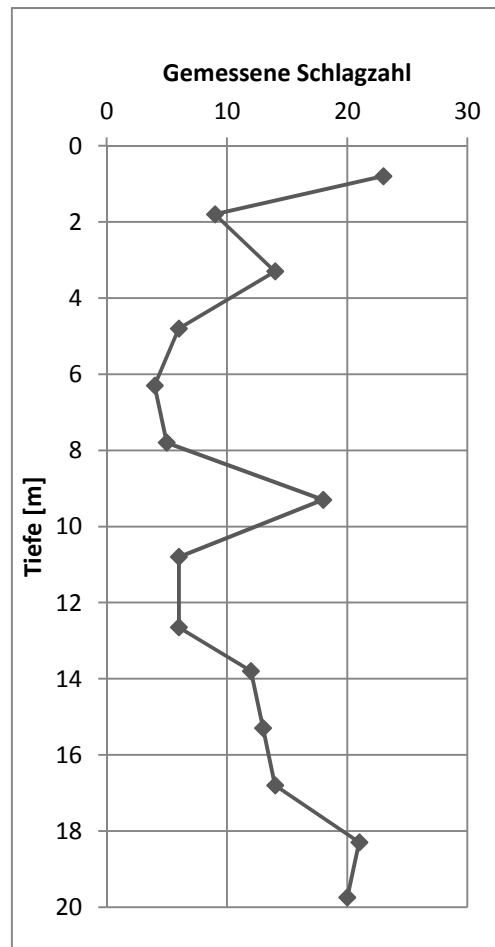
## Bohrloch BH-SPT-2

Bohrlochtiefe [m]	20
Durchgeführte SPT	14
Schichtanzahl	8
Mindestsicherheitsfaktor	1,25

## Stratigraphie

Oben [m]	Unten [m]	Boden	FC [%]	$\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0	0,5	OL		17
0,5	4,5	SM	23	17
4,5	6	SM	8	17
6	12	SC	25	17
12	14,2	CL	90	16
14,2	15,5	CL	100	16
15,5	16,5	CL	80	17
16,5	20	SC	10	16

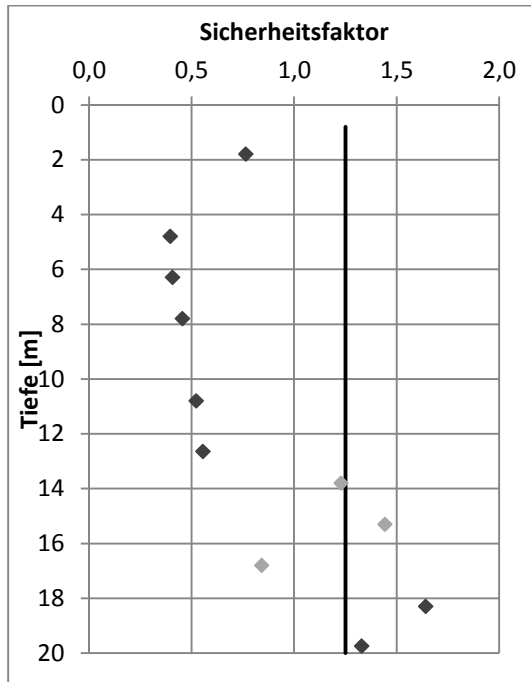
## Gemessene Schlagzahlen



## Interpretation der Daten:

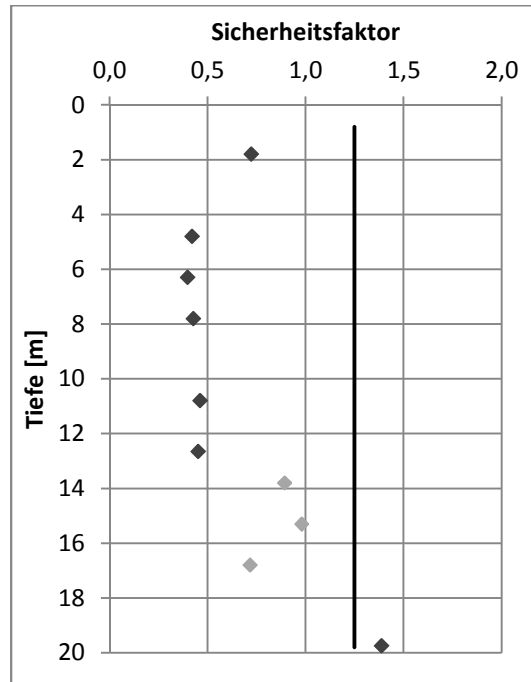
Die Rohrleitung befindet sich in einer Schicht aus siltigem Sand. Der geforderte Sicherheitsfaktor wird bei grobkörnigen Böden (dunkelgraue Werte) sowie feinkörnigen Böden (hellgraue Werte) unterhalb des Rohres häufig unterschritten. Im Falle einer Bodenverflüssigung sind demnach große Setzungen der Rohrleitung zu erwarten. Die Rohrleitung liegt in einer nicht verflüssigenden Schicht, kann jedoch durch eine geringe Änderung der Schichtgrenzen in der Nähe des Bohrlochs in einer verflüssigten Schicht liegen. In diesem Fall ist keine Sicherheit gegen Auftrieb gegeben. Es wird empfohlen, Maßnahmen gegen Bodenverflüssigung zu treffen.

**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)**



Unter Einbezug feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	8
	LPI	27,2
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Groß
Unter Vernachlässigung feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	6
	LPI	24,7
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Groß

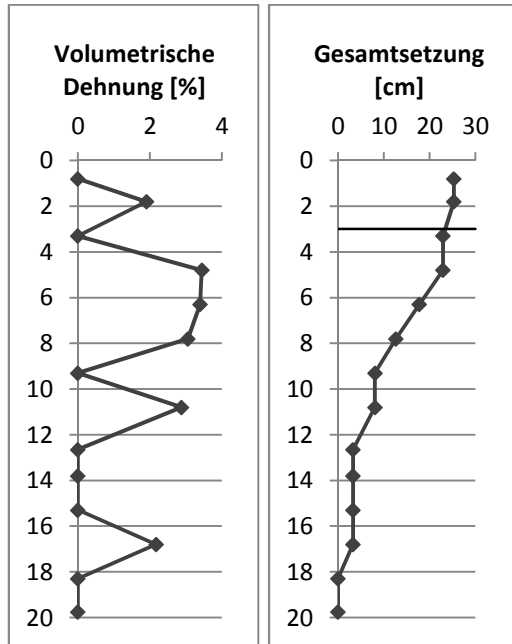
**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Boulanger und Idriss (2014)**



Unter Einbezug feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	9
	LPI	29,5
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Groß
Unter Vernachlässigung feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	6
	LPI	26,0
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Groß

**Auswertung der Verformungen nach Youd et al. (2001)**

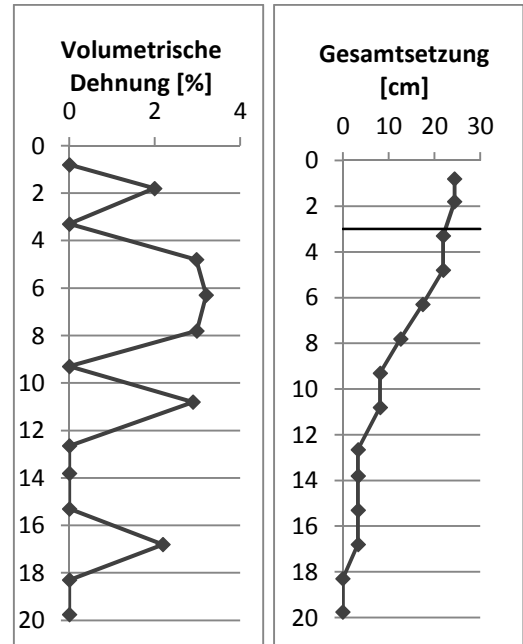
Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	25,3
	Oberer Grenze [cm]	50,5
	Unterer Grenze [cm]	12,6
UK Rohr	Berechnet [cm]	23,4
	Oberer Grenze [cm]	46,8
	Unterer Grenze [cm]	11,7

**Auswertung der Verformungen nach Boulanger und Idriss (2014)**

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	24,4
	Oberer Grenze [cm]	48,8
	Unterer Grenze [cm]	12,2
UK Rohr	Berechnet [cm]	22,4
	Oberer Grenze [cm]	44,8
	Unterer Grenze [cm]	11,2

Hebung der Rohrleitung

$(N_1)_{60cs}$	33
FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Hebung [cm]	0

Hebung der Rohrleitung

$(N_1)_{60cs}$	33
FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Hebung [cm]	0

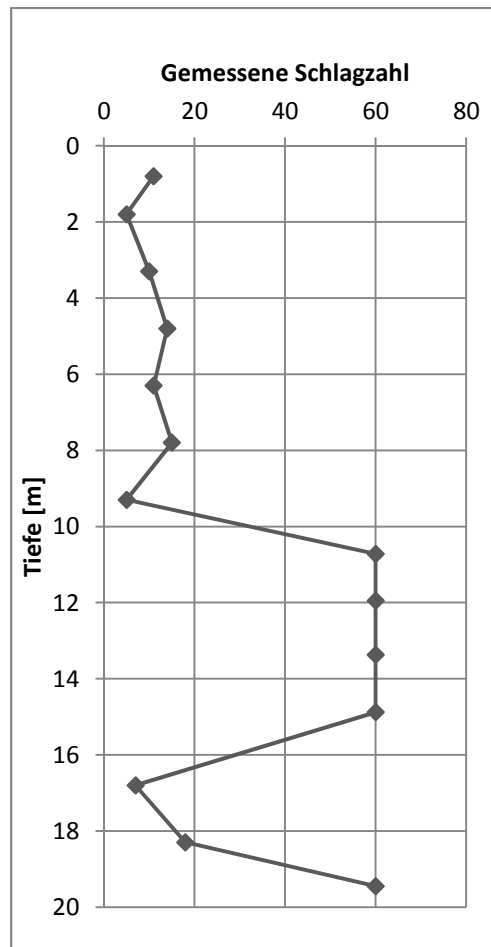
### Bohrloch BH-SPT-3

Bohrlochtiefe [m]	20
Durchgeführte SPT	14
Schichtanzahl	9
Mindestsicherheitsfaktor	1,25

### Stratigraphie

Oben [m]	Unten [m]	Boden	FC [%]	$\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0	0,6	OL OH		16
0,6	3,0	SC	45	17
3,0	8,4	CH	100	16
8,4	9,7	CH	90	16
9,7	11,3	CL	100	16
11,3	15,3	GP- GC	0	18
15,3	16,7	CH	87,5	16
16,7	19	CL	87,5	16
19	20	SC	22,5	17

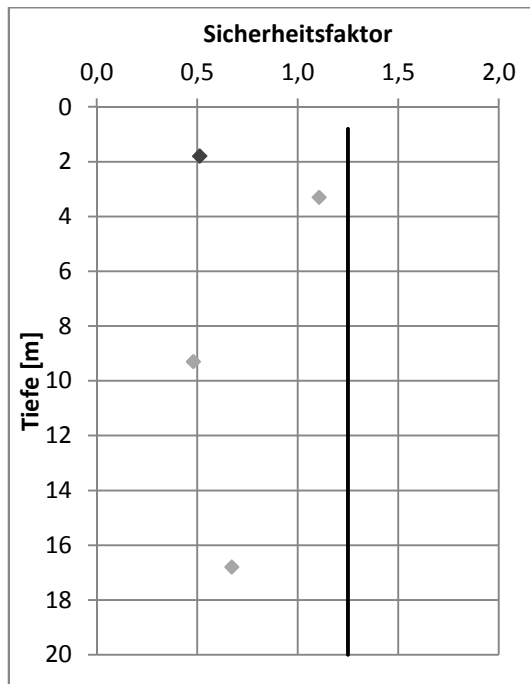
### Gemessene Schlagzahlen



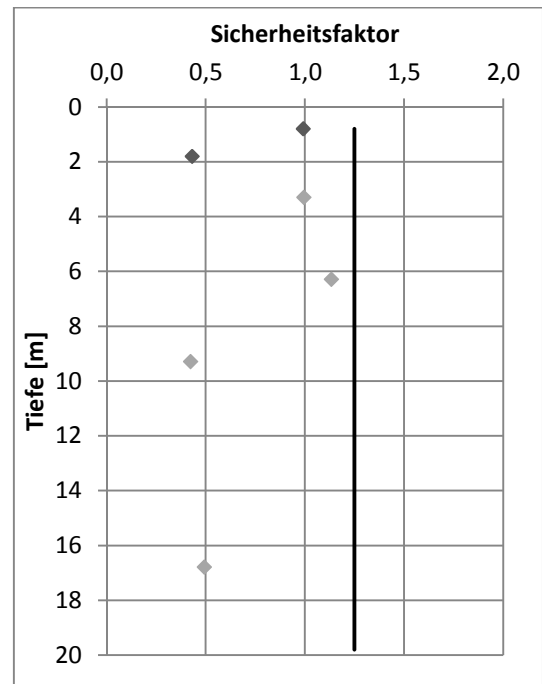
### Interpretation der Daten:

Die Rohrleitung befindet sich in einer Schicht aus siltigem Sand, welche direkt unter der Rohrleitung in eine Tonschicht übergeht. Der geforderte Sicherheitsfaktor wird bei feinkörnigen Böden (hellgraue Werte) unterhalb des Rohres unterschritten. Im Falle einer Bodenverflüssigung sind Setzungen sowie Hebungen der Rohrleitung von bis zu 10 cm zu erwarten. Da die Rohrleitung direkt an der Schichtgrenze liegt, ist während dem Einbau auf das Bodenprofil zu achten. Nimmt die Schicht siltigen Sandes in der Tiefe zu, nehmen auch die Auswirkungen einer Verflüssigung zu. Maßnahmen gegen Verflüssigung werden empfohlen.

**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)**



**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Boulanger und Idriss (2014)**

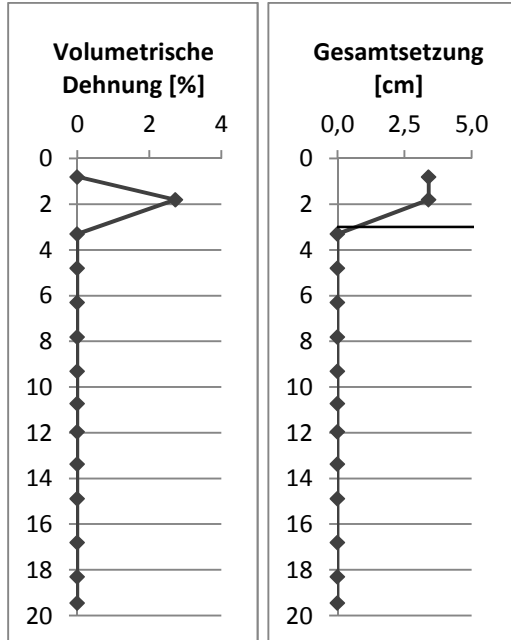


Unter Einbezug feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	4
	LPI	10,1
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Mittel
Unter Vernachlässigung feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	1
	LPI	4,4
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Gering

Unter Einbezug feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	6
	LPI	11,1
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Mittel
Unter Vernachlässigung feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	2
	LPI	6,5
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Mittel

### Auswertung der Verformungen nach Youd et al. (2001)

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



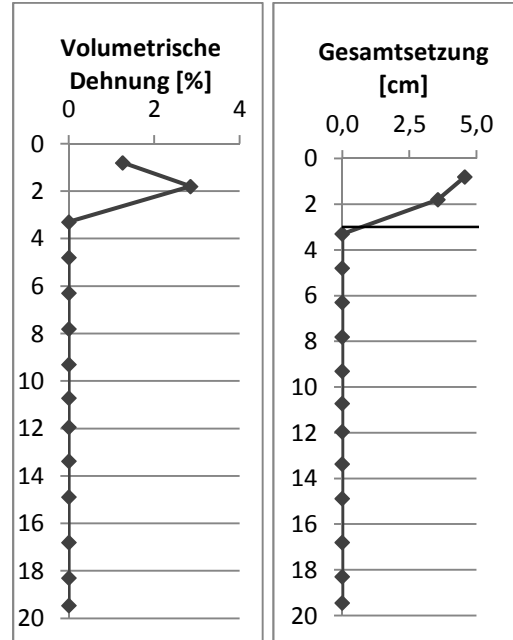
GOK	Berechnet [cm]	3,4
	Oberer Grenze [cm]	6,8
	Unterer Grenze [cm]	1,7
UK Rohr	Berechnet [cm]	0,7
	Oberer Grenze [cm]	1,4
	Unterer Grenze [cm]	2,3

Hebung der Rohrleitung

$(N_1)_{60cs}$	17
FS	0,5
FS <sub>BR</sub>	0,6
Hebung [cm]	5,2

### Auswertung der Verformungen nach Boulanger und Idriss (2014)

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	4,6
	Oberer Grenze [cm]	9,1
	Unterer Grenze [cm]	2,3
UK Rohr	Berechnet [cm]	0,7
	Oberer Grenze [cm]	1,4
	Unterer Grenze [cm]	2,3

Hebung der Rohrleitung

$(N_1)_{60cs}$	17
FS	0,5
FS <sub>BR</sub>	0,6
Hebung [cm]	7,7

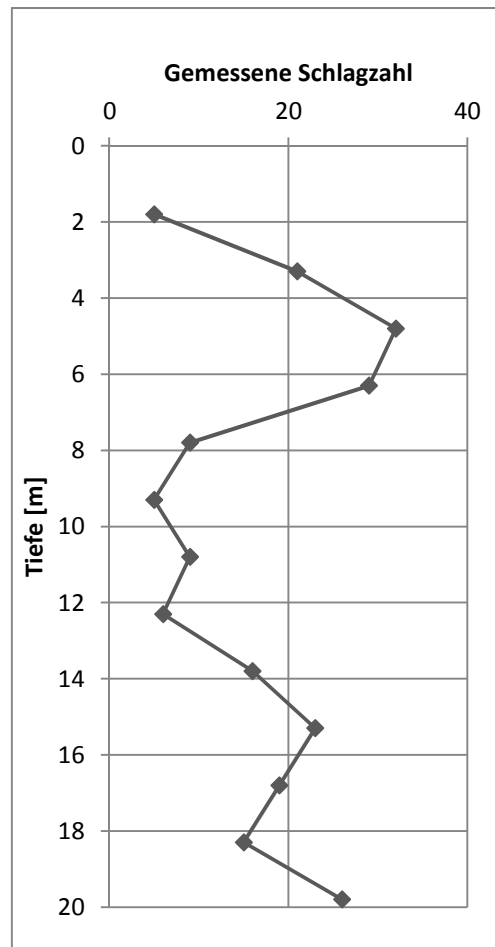


**Bohrloch BH-SPT-4**

Bohrlochtiefe [m]	20
Durchgeführte SPT	13
Schichtanzahl	6
Mindestsicherheitsfaktor	1,25

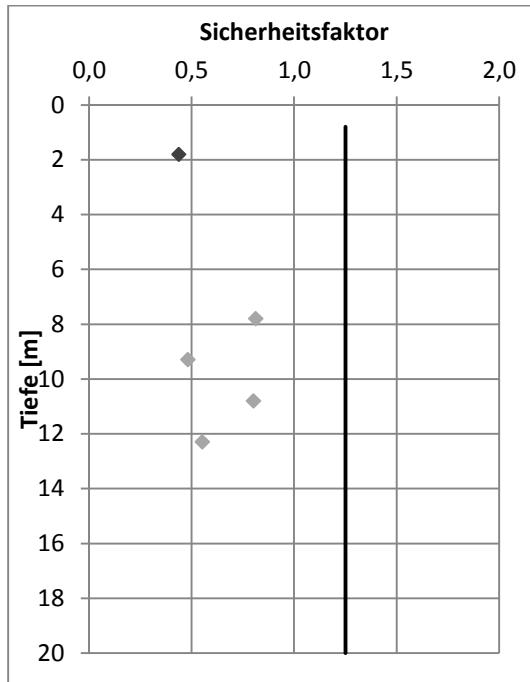
**Stratigraphie**

Oben [m]	Unten [m]	Boden	FC [%]	$\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0	1,5	OL OH		16
1,5	4,5	SM	20	17
4,5	7,5	SC	20	17
7,5	13	CL	90	16
13	19,4	CH	100	16
19,4	20	SM	15	17

**Gemessene Schlagzahlen****Interpretation der Daten:**

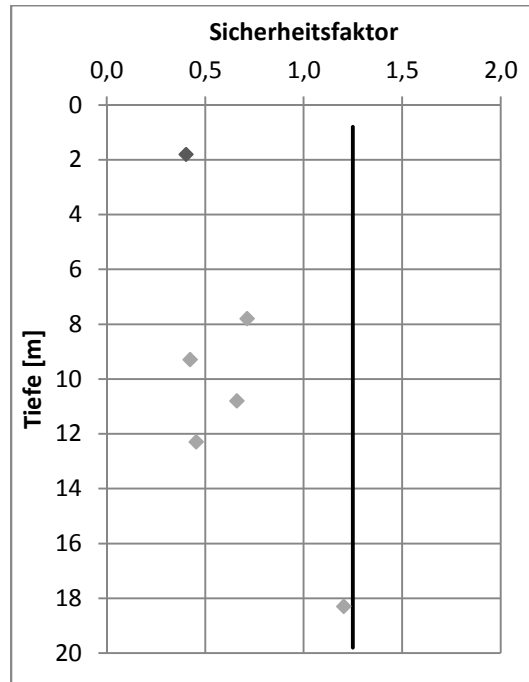
Die Rohrleitung befindet sich in einer Schicht aus siltigem Sand. Aufgrund der dichten Lagerung des Sandes tritt bei einer Magnitude von 6,8 keine Verflüssigung ein. Der geforderte Sicherheitsfaktor wird bei feinkörnigen Böden (hellgraue Werte) unterhalb des Rohres unterschritten. Der hohe LPI aufgrund einer möglichen Verflüssigung oberhalb der Rohrleitung ist vernachlässigbar. Im Falle einer Bodenverflüssigung sind Setzungen der Rohrleitung von bis zu 2 cm zu erwarten. Dies wird als akzeptable Verformung angesehen, sodass keine Maßnahmen gegen Verflüssigung nötig sind. Bei Wiedereinbau des sandigen Materials ist jedoch auf einen dichten Wiedereinbau zu achten.

**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)**



Unter Einbezug feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	5
	LPI	19,1
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Groß
Unter Vernachlässigung feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	1
	LPI	9,2
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Mittel

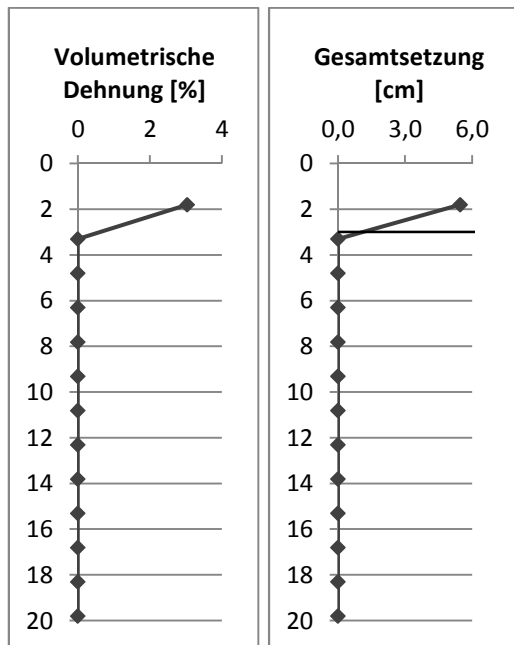
**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Boulanger und Idriss (2014)**



Unter Einbezug feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	6
	LPI	22,5
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Groß
Unter Vernachlässigung feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	1
	LPI	9,8
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Mittel

**Auswertung der Verformungen nach Youd et al. (2001)**

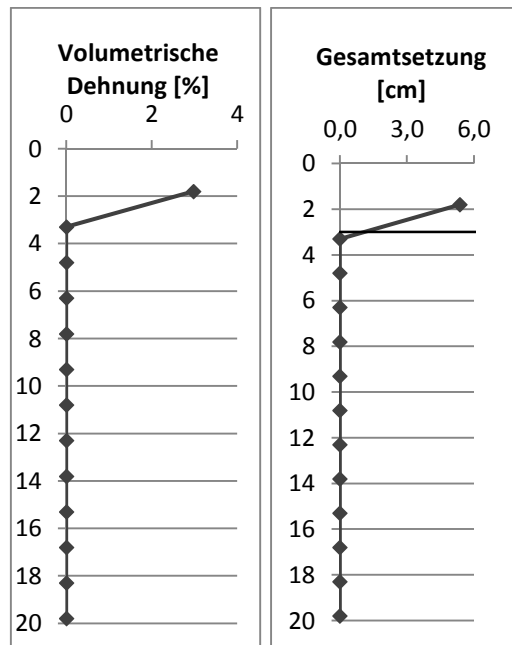
Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	5,5
	Oberer Grenze [cm]	10,9
	Unterer Grenze [cm]	2,7
UK Rohr	Berechnet [cm]	1,1
	Oberer Grenze [cm]	2,2
	Unterer Grenze [cm]	0,5

**Auswertung der Verformungen nach Boulanger und Idriss (2014)**

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	5,4
	Oberer Grenze [cm]	10,8
	Unterer Grenze [cm]	2,7
UK Rohr	Berechnet [cm]	1,1
	Oberer Grenze [cm]	2,1
	Unterer Grenze [cm]	0,5

**Hebung der Rohrleitung**

$(N_1)_{60cs}$	48
FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Hebung [cm]	0

**Hebung der Rohrleitung**

$(N_1)_{60cs}$	44
FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Hebung [cm]	0

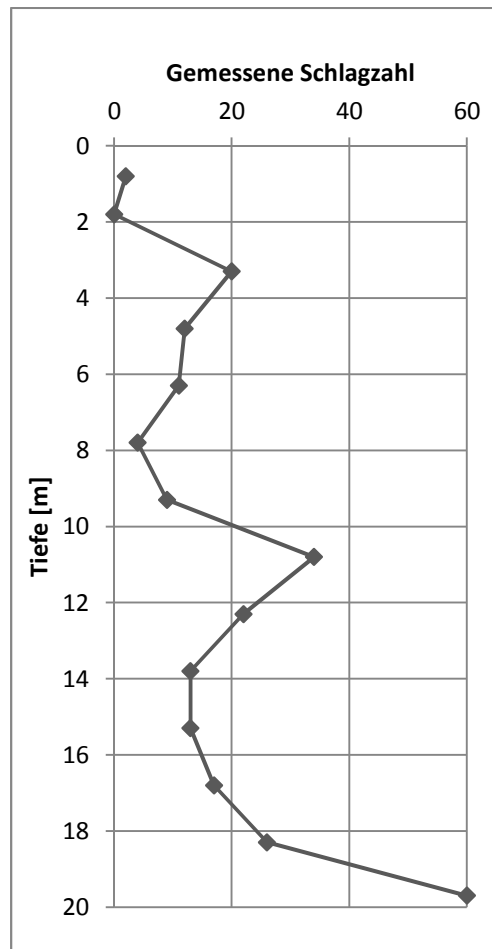
### Bohrloch BH-SPT-5

Bohrlochtiefe [m]	20
Durchgeführte SPT	14
Schichtanzahl	8
Mindestsicherheitsfaktor	1,25

### Stratigraphie

Oben [m]	Unten [m]	Boden	FC [%]	$\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0	0,5	OL		16
0,5	3,0	CL	30	16
3,0	5,0	SP-SC	10	17
5,0	10,2	CH	100	16
10,2	11,9	SC	30	17
11,9	17,0	CL	90	16
17,0	17,4	SP-SC	10	17
17,4	20,0	GW-GC	15	16

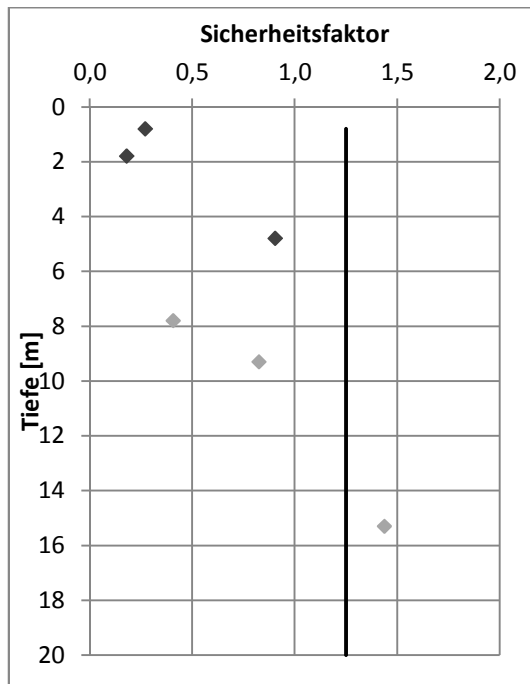
### Gemessene Schlagzahlen



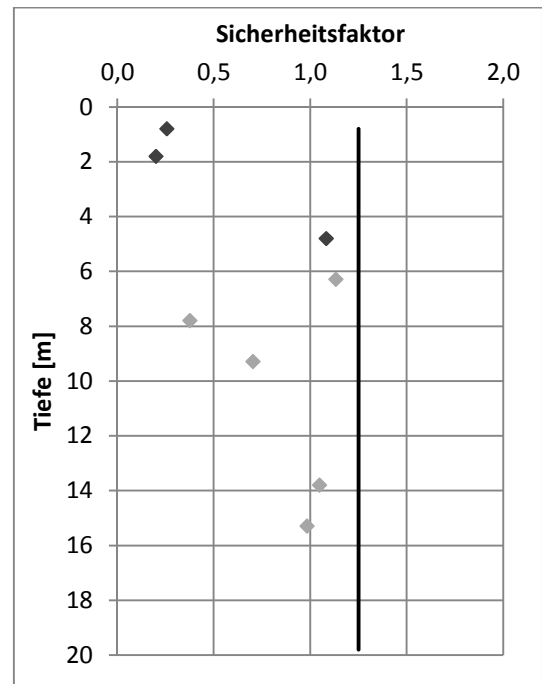
### Interpretation der Daten:

Die Unterkante der Rohrleitung befindet sich auf der Grenze einer Ton- und Sandschicht. Die Mächtigkeit der Sandschicht beträgt 2 m, sodass die zu erwartenden Setzungen in einem Ausmaß von bis zu 7 cm liegen. Aufgrund der leichteren Tonschicht entstehen bei Verflüssigung der Sandschicht massive Hebungen von bis zu 50 cm. Die Rohrleitung ist daher gegen Auftrieb zu sichern.

**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)**



**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Boulanger und Idriss (2014)**

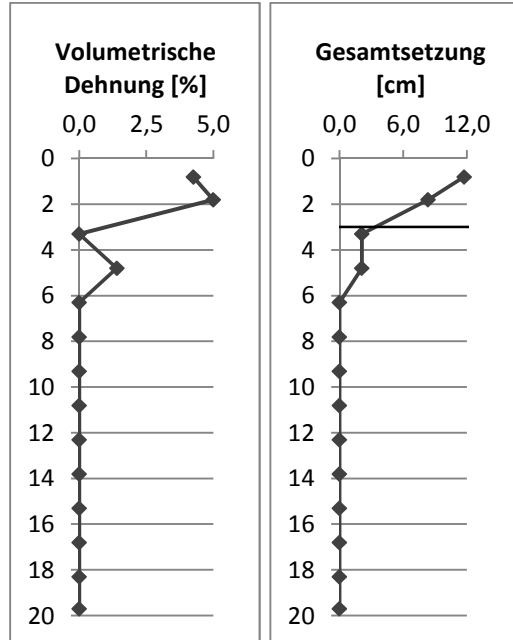


Unter Einbezug feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	5
	LPI	22,9
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Groß
Unter Vernachlässigung feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	3
	LPI	14,1
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Mittel

Unter Einbezug feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	8
	LPI	22,9
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Groß
Unter Vernachlässigung feinkörniger Böden	Punkte mit FS < 1,25	3
	LPI	13,0
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Mittel

### Auswertung der Verformungen nach Youd et al. (2001)

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



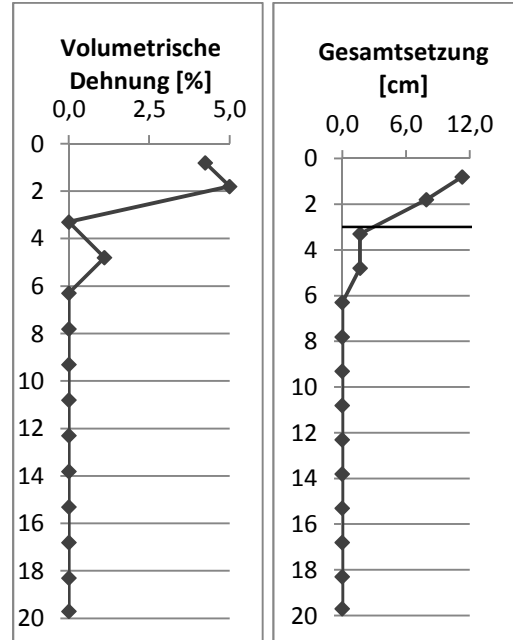
GOK	Berechnet [cm]	11,8
	Oberer Grenze [cm]	23,5
	Unterer Grenze [cm]	5,9
UK Rohr	Berechnet [cm]	3,4
	Oberer Grenze [cm]	6,7
	Unterer Grenze [cm]	1,7

Hebung der Rohrleitung

$(N_1)_{60cs}$	5
FS	0,2
FS <sub>BR</sub>	0,6
Hebung [cm]	51,9

### Auswertung der Verformungen nach Boulanger und Idriss (2014)

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



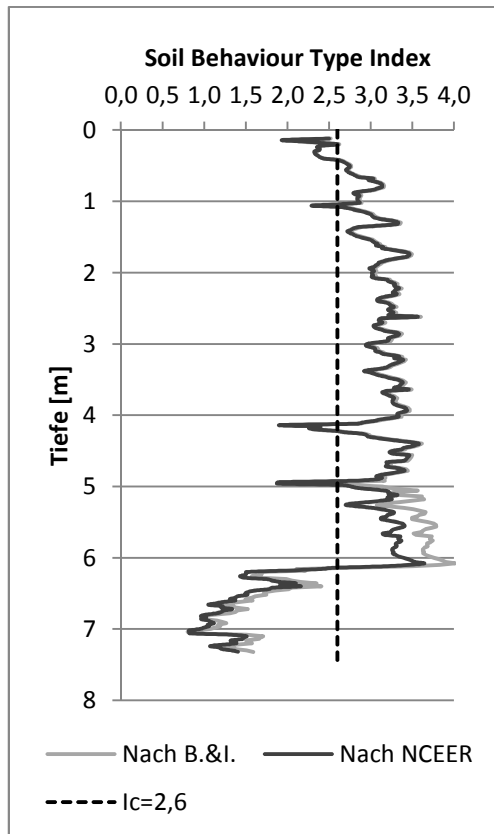
GOK	Berechnet [cm]	11,3
	Oberer Grenze [cm]	22,6
	Unterer Grenze [cm]	5,7
UK Rohr	Berechnet [cm]	2,9
	Oberer Grenze [cm]	5,8
	Unterer Grenze [cm]	1,5

Hebung der Rohrleitung

$(N_1)_{60cs}$	5
FS	0,2
FS <sub>BR</sub>	1,1
Hebung [cm]	45,8

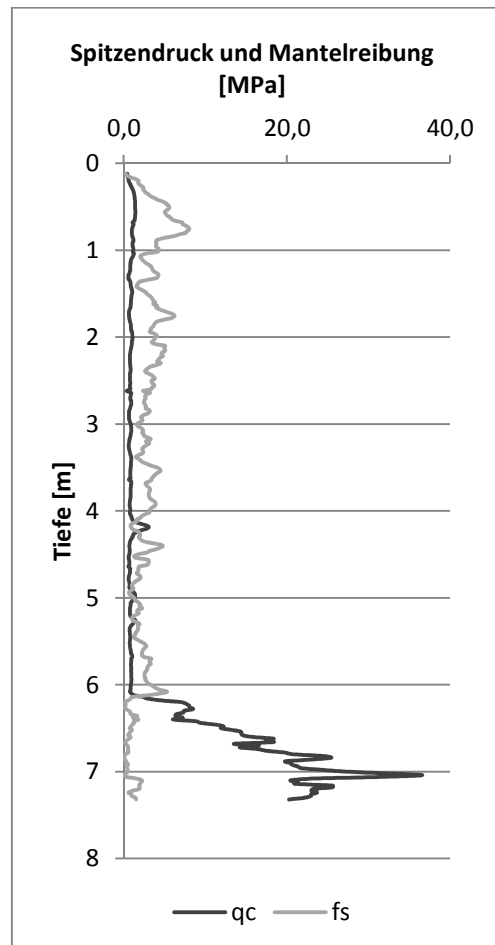
## CPT-1

Erkundungstiefe [m]	7,3
Mindestsicherheitsfaktor	1,25

 $I_c$  nach Robertson, 1990


Zone	Soil Behaviour Type	$I_c$
1	Sensibel, feinkörnig	n.a.
2	Organische Böden	>3,60
3	Siltiger Ton bis Ton	2,95 - 3,60
4	Toniger Silt bis siltiger Ton	2,60 - 2,95
5	Siltiger Sand bis Sandiger Silt	2,05 - 2,60
6	Reiner Sand bis siltiger Sand	1,31 - 2,05
7	Kiesiger Sand bis dichter Sand	<1,31
8	Sehr steifer Sand bis toniger Sand	n.a.
9	Sehr steif, feinkörnig	n.a.

## Gemessener Spitzendruck und Mantelreibung

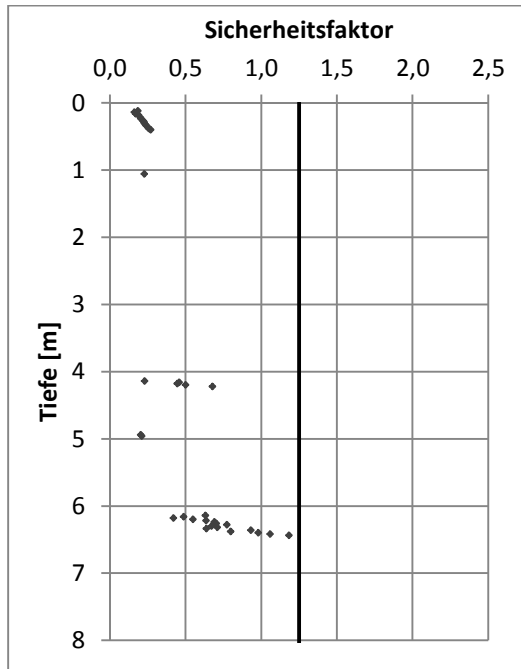


Interpretation der Daten:

Die Interpretation der vorliegenden Daten ist auf 7,5 m Tiefe beschränkt.

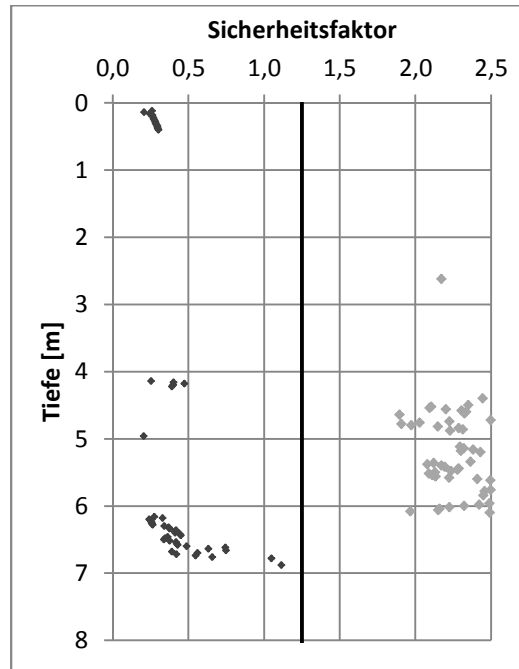
Die Rohrleitung liegt nach Robertson (1990) in einer Schicht siltigen Tons, welche nicht verflüssigt. Es ist daher nicht mit Schäden durch Auftrieb zu rechnen. In größerer Tiefe bis Abbruch des Versuchs sind sandige und kiesige Schichten zu finden, welche zu Setzungen der Rohrleitungen führen. Das Ausmaß der Setzungen kann ohne Kenntnis tieferer Schichten nicht bestimmt werden.

**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)**



Grobkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	38
	LPI	n.a.
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	n.a.

**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Boulanger und Idriss (2014)**

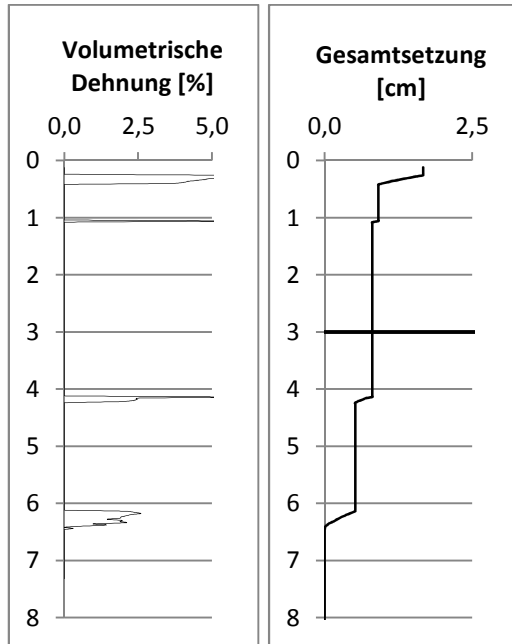


Grobkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	53
	LPI	n.a.
Feinkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	0
	LPI	n.a.
Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)		n.a.



**Auswertung der Verformungen nach Youd et al. (2001)**

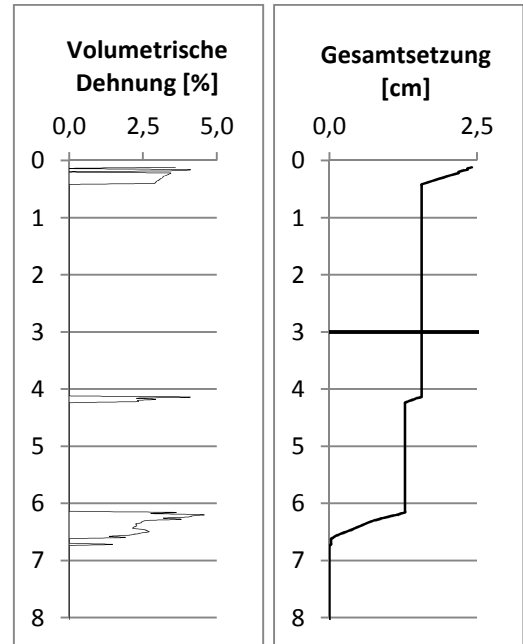
Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	1,7
	Oberer Grenze [cm]	3,3
	Unterer Grenze [cm]	0,8
UK Rohr	Berechnet [cm]	0,8
	Oberer Grenze [cm]	1,6
	Unterer Grenze [cm]	0,4

**Auswertung der Verformungen nach Boulanger und Idriss (2014)**

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	2,4
	Oberer Grenze [cm]	4,8
	Unterer Grenze [cm]	1,2
UK Rohr	Berechnet [cm]	1,6
	Oberer Grenze [cm]	3,1
	Unterer Grenze [cm]	0,8

**Hebung der Rohrleitung**

FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Tiefe der verflüssigten Schicht [m]	0
Hebung [cm]	0

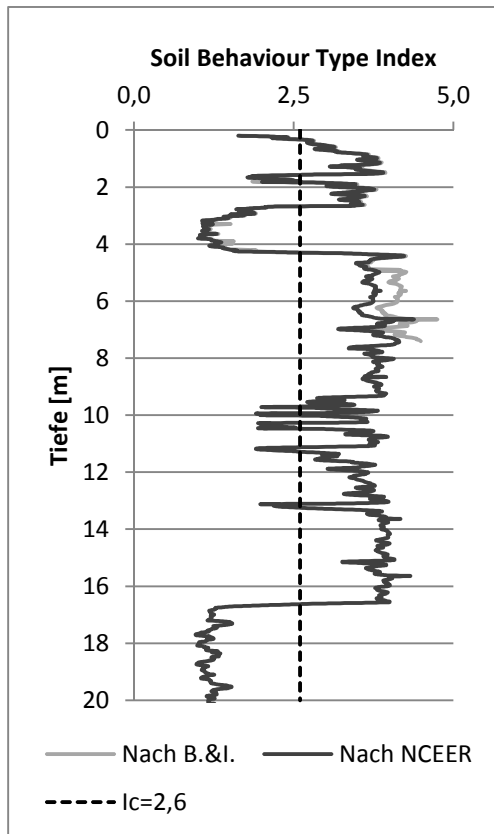
**Hebung der Rohrleitung**

FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Tiefe der verflüssigten Schicht [m]	0
Hebung [cm]	0

CPT-2

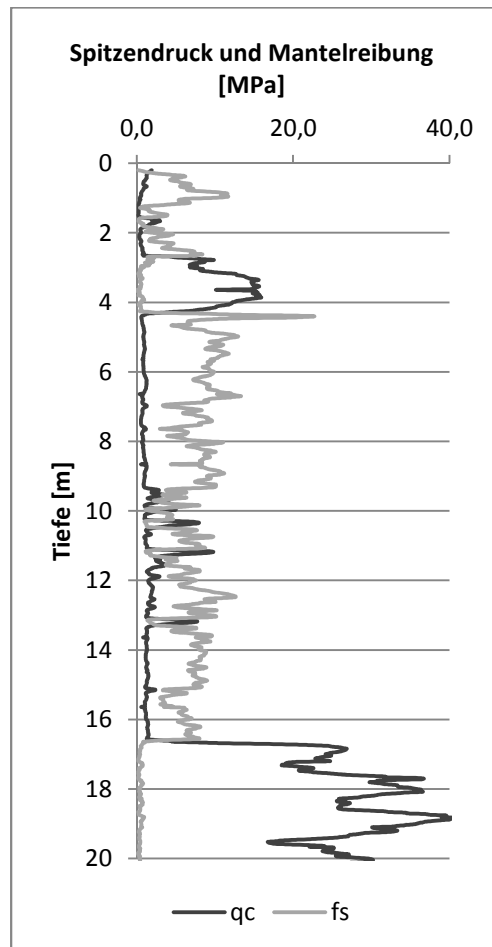
Erkundungstiefe [m]	20,0
Mindestsicherheitsfaktor	1,25

$I_c$  nach Robertson, 1990



Zone	Soil Behaviour Type	$I_c$
1	Sensibel, feinkörnig	n.a.
2	Organische Böden	>3,60
3	Siltiger Ton bis Ton	2,95 - 3,60
4	Toniger Silt bis siltiger Ton	2,60 - 2,95
5	Siltiger Sand bis Sandiger Silt	2,05 - 2,60
6	Reiner Sand bis siltiger Sand	1,31 - 2,05
7	Kiesiger Sand bis dichter Sand	<1,31
8	Sehr steifer Sand bis toniger Sand	n.a.
9	Sehr steif, feinkörnig	n.a.

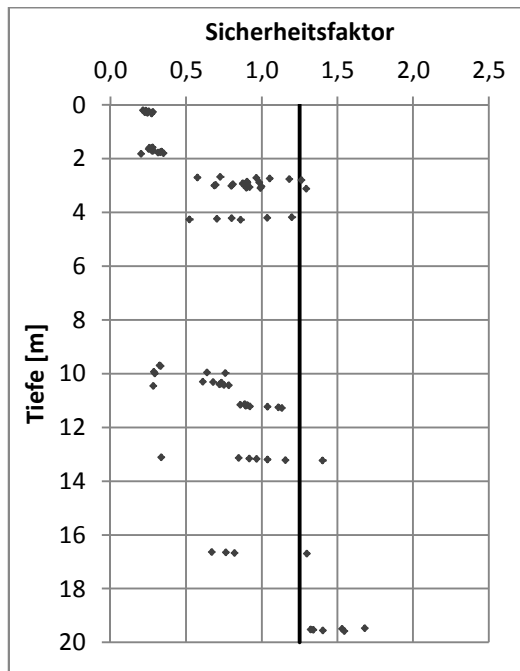
Gemessener Spitzendruck und Mantelreibung



Interpretation der Daten:

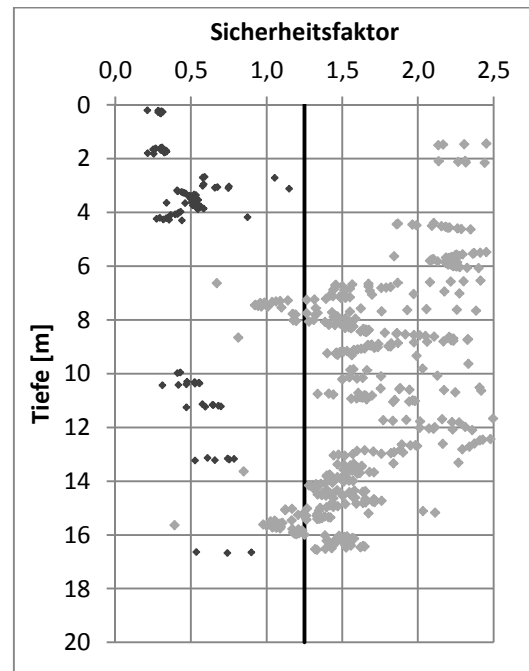
Die Rohrleitung befindet sich in einer verflüssigbaren sandigen Schicht. Bei dem Referenzerdbeben können daher Hebungen auftreten, deren Ausmaß bis zu 8 cm (Berechnung nach Boulanger und Idriss, 2014, Genauigkeitsfaktor 2) betragen kann. Aufgrund der feinkörnigen Schichten bis in eine große Tiefe ist vergleichsmäßig geringe Setzungen von bis zu 5,5 cm zu erwarten. Aufgrund der potenziellen Unterschätzung des Verformungsausmaßes bei CPT-Versuchen wird empfohlen, für die Sandschicht bis zu 4,2 m Maßnahmen gegen Bodenverflüssigung zu treffen.

**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)**



Grobkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	76
	LPI	4,1
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Gering

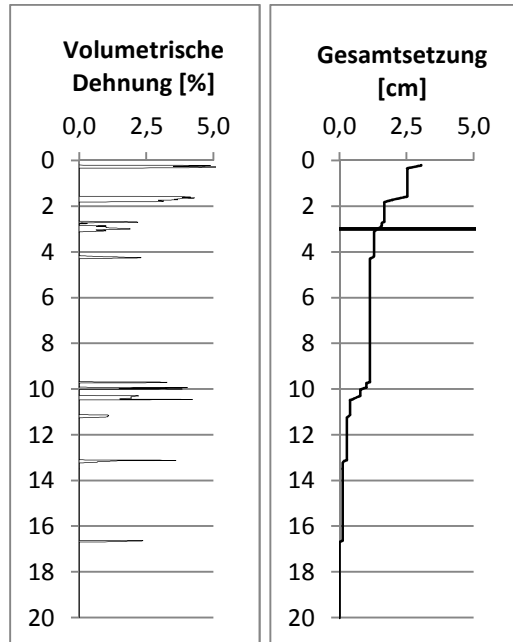
**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Boulanger und Idriss (2014)**



Grobkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	118
	LPI	9,7
Feinkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	54
	LPI	0,2
Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)		Mittel

### Auswertung der Verformungen nach Youd et al. (2001)

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



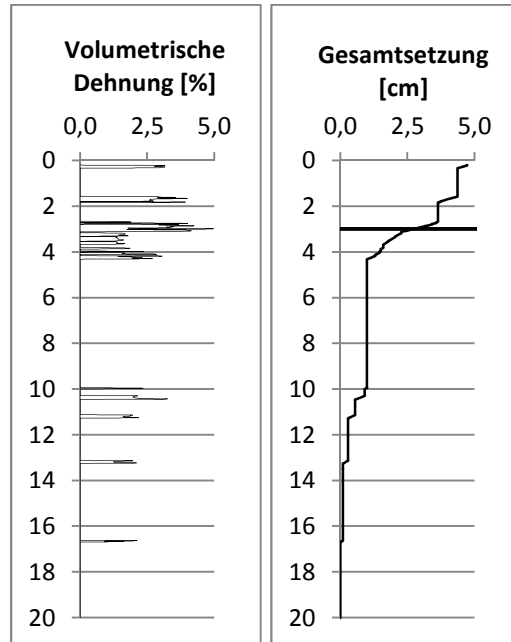
GOK	Berechnet [cm]	3,0
	Oberer Grenze [cm]	6,1
	Unterer Grenze [cm]	1,5
UK Rohr	Berechnet [cm]	1,4
	Oberer Grenze [cm]	2,8
	Unterer Grenze [cm]	0,7

Hebung der Rohrleitung

FS	0,9
FS <sub>BR</sub>	0,6
Tiefe der verflüssigten Schicht [m]	0,3
Hebung [cm]	1,1

### Auswertung der Verformungen nach Boulanger und Idriss (2014)

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	4,7
	Oberer Grenze [cm]	9,4
	Unterer Grenze [cm]	2,3
UK Rohr	Berechnet [cm]	2,7
	Oberer Grenze [cm]	5,5
	Unterer Grenze [cm]	1,4

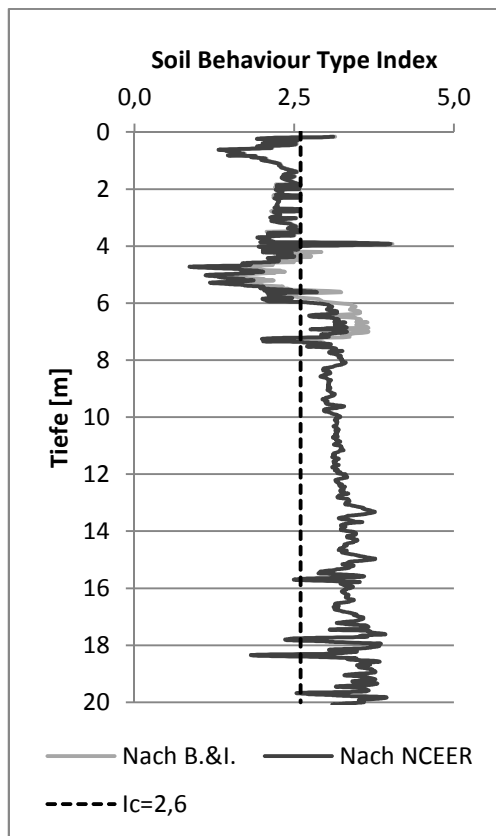
Hebung der Rohrleitung

FS	0,7
FS <sub>BR</sub>	0,6
Tiefe der verflüssigten Schicht [m]	1,0
Hebung [cm]	3,9

**CPT-3**

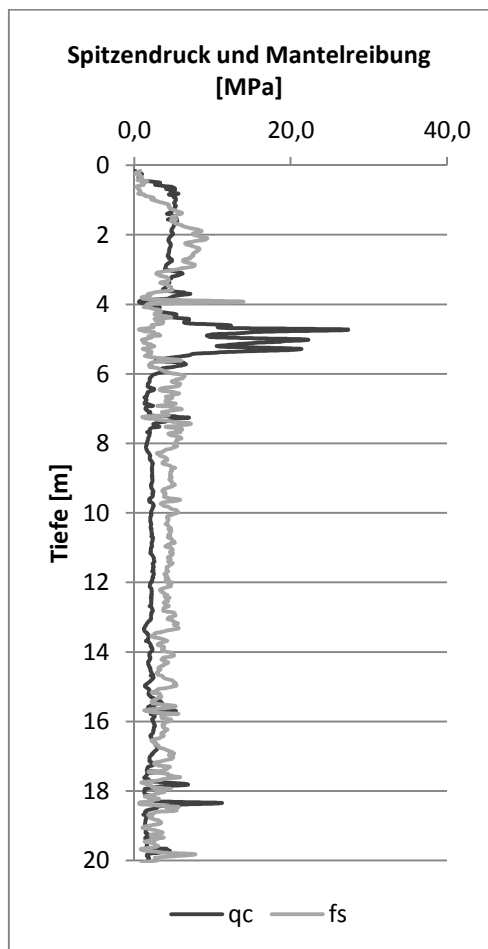
Erkundungstiefe [m]	20,0
Mindestsicherheitsfaktor	1,25

$I_c$  nach Robertson, 1990



Zone	Soil Behaviour Type	$I_c$
1	Sensibel, feinkörnig	n.a.
2	Organische Böden	>3,60
3	Siltiger Ton bis Ton	2,95 - 3,60
4	Toniger Silt bis siltiger Ton	2,60 - 2,95
5	Siltiger Sand bis Sandiger Silt	2,05 - 2,60
6	Reiner Sand bis siltiger Sand	1,31 - 2,05
7	Kiesiger Sand bis dichter Sand	<1,31
8	Sehr steifer Sand bis toniger Sand	n.a.
9	Sehr steif, feinkörnig	n.a.

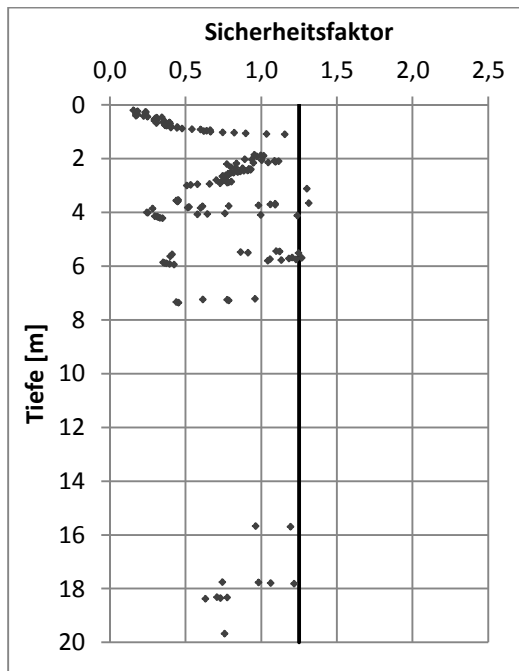
Gemessener Spitzendruck und Mantelreibung



Interpretation der Daten:

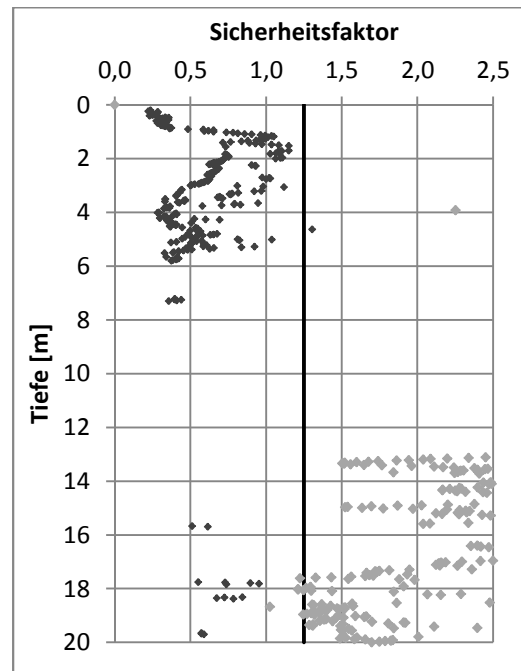
Die Rohrleitung liegt in einer Schicht mitteldichte gelagerten, siltigen Sands, welche bis in eine Tiefe von 6 m reicht und im Erdbebenfall verflüssigt. Die dadurch berechneten Setzungen betragen bis zu 10 cm, wobei die tatsächlich entstehenden Setzungen höher liegen können. Des Weiteren sind nach Boulanger und Idriss (2014) Hebungen zu erwarten. Maßnahmen gegen Bodenverflüssigung werden sind zu treffen.

### Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)



Grobkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	150
	LPI	9,1
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Mittel

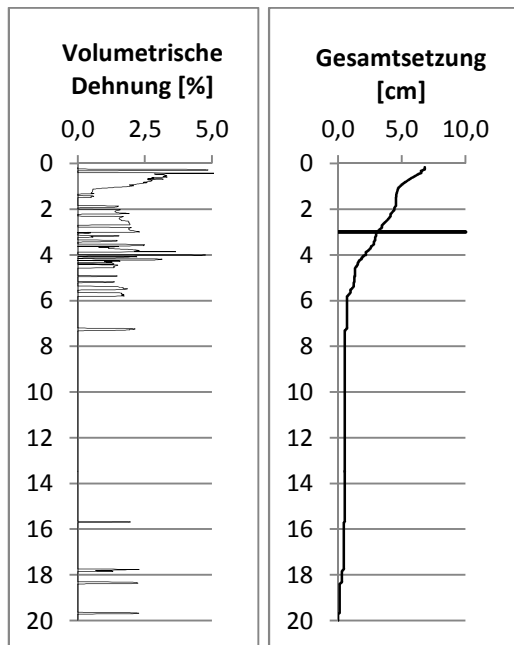
### Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Boulanger und Idriss (2014)



Grobkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	264
	LPI	16
Feinkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	6
	LPI	0
Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)		Groß

**Auswertung der Verformungen nach Youd et al. (2001)**

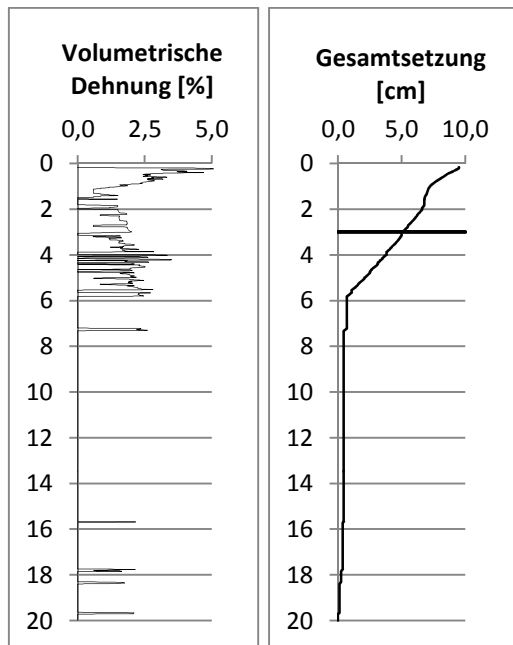
Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	6,8
	Oberer Grenze [cm]	13,6
	Unterer Grenze [cm]	3,4
UK Rohr	Berechnet [cm]	3,1
	Oberer Grenze [cm]	6,1
	Unterer Grenze [cm]	1,5

**Auswertung der Verformungen nach Boulanger und Idriss (2014)**

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	9,5
	Oberer Grenze [cm]	19,0
	Unterer Grenze [cm]	4,8
UK Rohr	Berechnet [cm]	5,1
	Oberer Grenze [cm]	10,1
	Unterer Grenze [cm]	2,5

**Hebung der Rohrleitung**

FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Tiefe der verflüssigten Schicht [m]	0
Hebung [cm]	0

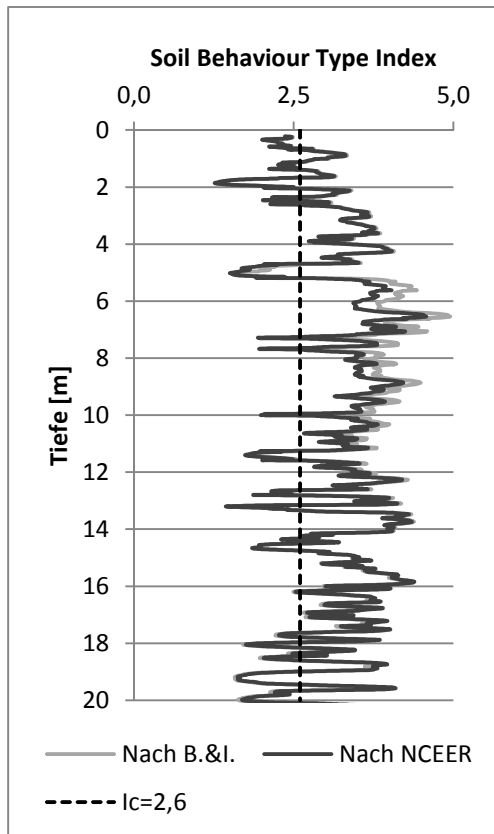
**Hebung der Rohrleitung**

FS	0,7
FS <sub>BR</sub>	0,6
Tiefe der verflüssigten Schicht [m]	0,88
Hebung [cm]	3,5

CPT-4

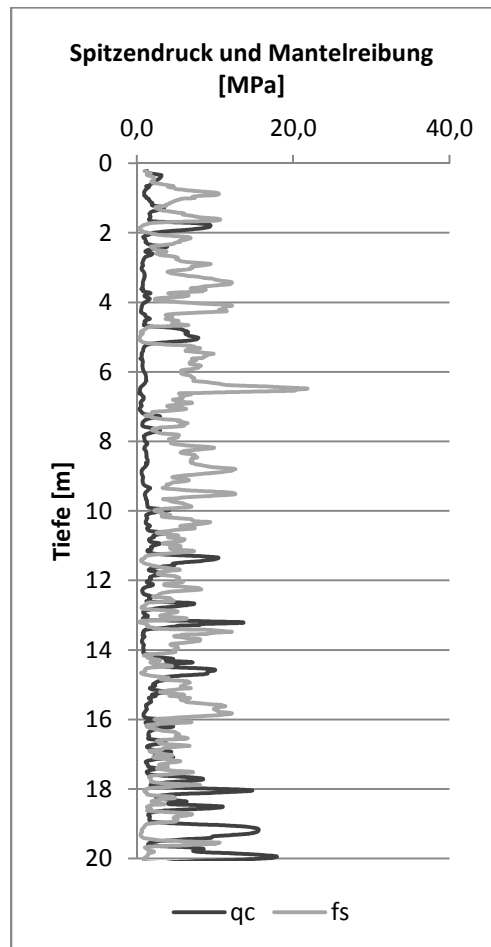
Erkundungstiefe [m]	20,0
Mindestsicherheitsfaktor	1,25

$I_c$  nach Robertson, 1990



Zone	Soil Behaviour Type	$I_c$
1	Sensibel, feinkörnig	n.a.
2	Organische Böden	>3,60
3	Siltiger Ton bis Ton	2,95 - 3,60
4	Toniger Silt bis siltiger Ton	2,60 - 2,95
5	Siltiger Sand bis Sandiger Silt	2,05 - 2,60
6	Reiner Sand bis siltiger Sand	1,31 - 2,05
7	Kiesiger Sand bis dichter Sand	<1,31
8	Sehr steifer Sand bis toniger Sand	n.a.
9	Sehr steif, feinkörnig	n.a.

Gemessener Spitzendruck und Mantelreibung

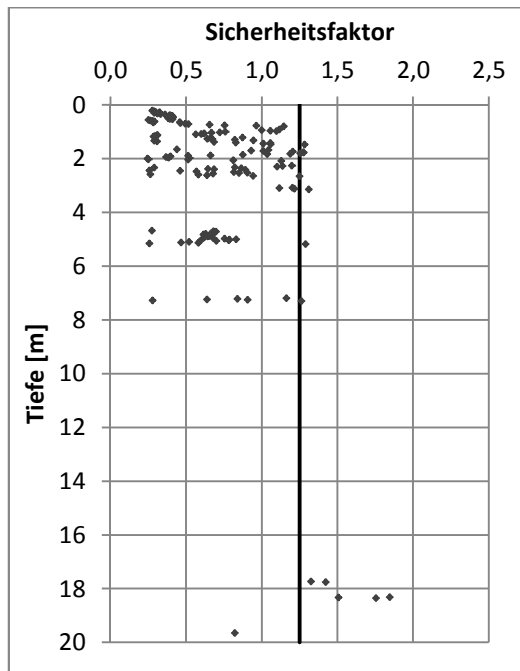


Interpretation der Daten:

Im gegebenen Bodenprofil liegen abwechselnde Schichten feinkörnigen und grobkörnigen Bodens vor. Durch die Akkumulation der Setzung sandiger Schichten entstehen unter der Rohrleitung Setzungen von bis zu 7,5 cm. Die dadurch entstehenden Schäden der Rohrleitung sind mit der Rohrstatik abzugleichen und gegebenenfalls Maßnahmen zu treffen.

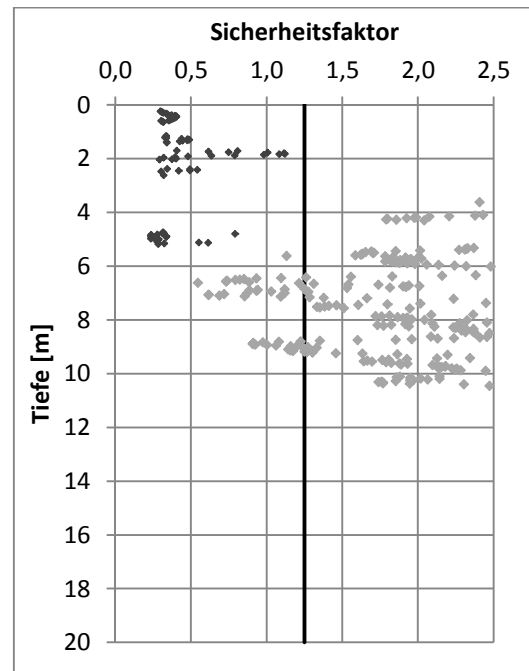


**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)**



Grobkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	131
	LPI	8,7
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	Mittel

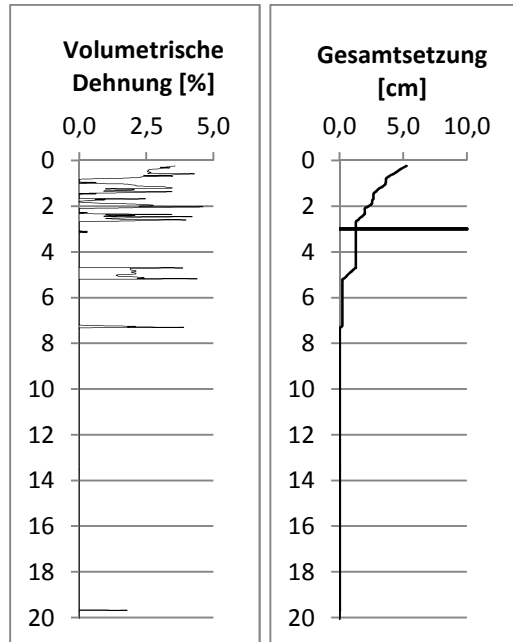
**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Boulanger und Idriss (2014)**



Grobkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	158
	LPI	9,9
Feinkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	115
	LPI	2,3
Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)		Mittel

### Auswertung der Verformungen nach Youd et al. (2001)

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



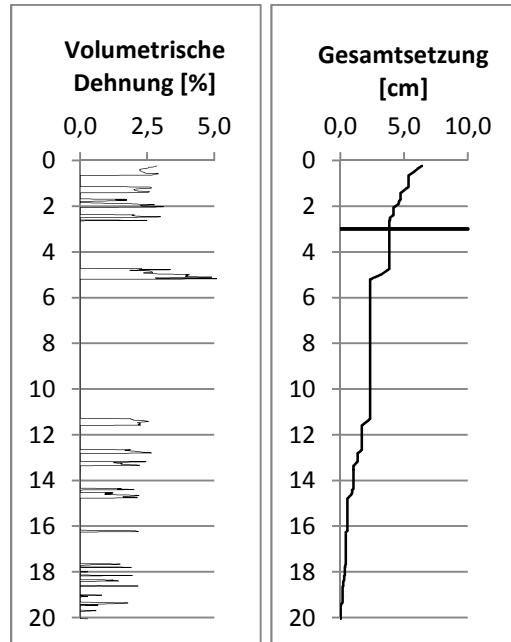
GOK	Berechnet [cm]	5,3
	Oberer Grenze [cm]	10,5
	Unterer Grenze [cm]	2,6
UK Rohr	Berechnet [cm]	1,3
	Oberer Grenze [cm]	2,6
	Unterer Grenze [cm]	0,6

Hebung der Rohrleitung

FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Tiefe der verflüssigten Schicht [m]	0
Hebung [cm]	0

### Auswertung der Verformungen nach Boulanger und Idriss (2014)

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



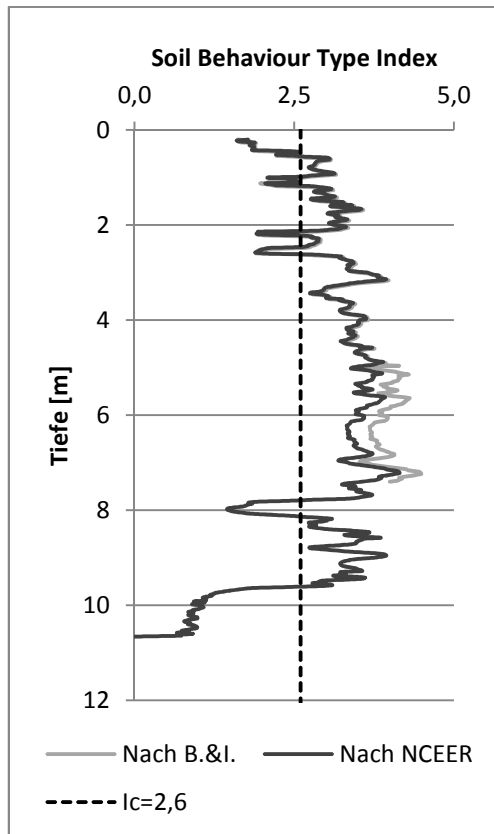
GOK	Berechnet [cm]	6,4
	Oberer Grenze [cm]	12,8
	Unterer Grenze [cm]	3,2
UK Rohr	Berechnet [cm]	3,8
	Oberer Grenze [cm]	7,7
	Unterer Grenze [cm]	1,9

Hebung der Rohrleitung

FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Tiefe der verflüssigten Schicht [m]	0
Hebung [cm]	0

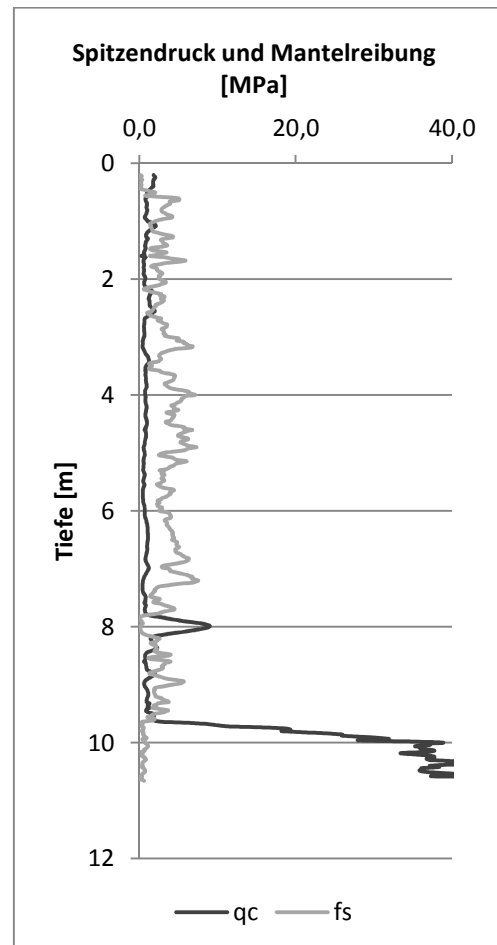
## CPT-5

Erkundungstiefe [m]	10,7
Mindestsicherheitsfaktor	1,25

 $I_c$  nach Robertson, 1990


Zone	Soil Behaviour Type	$I_c$
1	Sensibel, feinkörnig	n.a.
2	Organische Böden	>3,60
3	Siltiger Ton bis Ton	2,95 - 3,60
4	Toniger Silt bis siltiger Ton	2,60 - 2,95
5	Siltiger Sand bis Sandiger Silt	2,05 - 2,60
6	Reiner Sand bis siltiger Sand	1,31 - 2,05
7	Kiesiger Sand bis dichter Sand	<1,31
8	Sehr steifer Sand bis toniger Sand	n.a.
9	Sehr steif, feinkörnig	n.a.

## Gemessener Spitzendruck und Mantelreibung

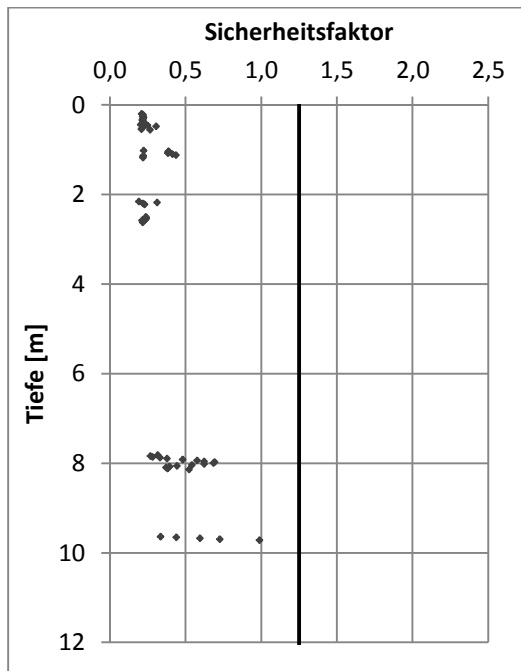


## Interpretation der Daten:

Die Interpretation der vorliegenden Daten ist auf 10,7 m Tiefe beschränkt.

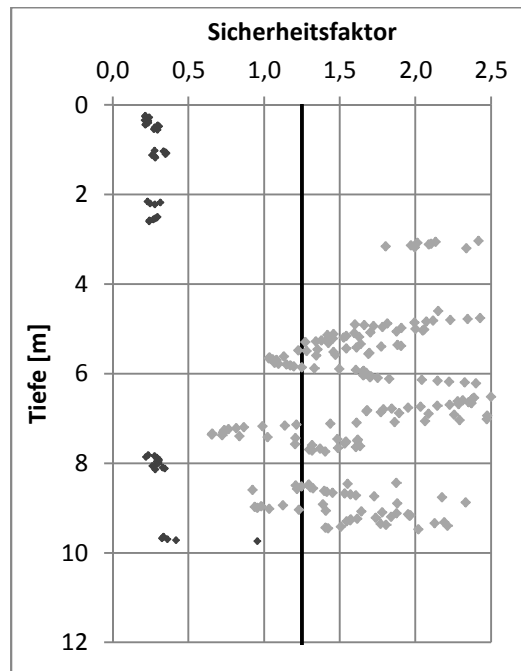
Die Rohrleitung liegt nach Robertson (1990) in einer Schicht siltigen Tons, welche nicht verflüssigt. Es ist daher nicht mit Schäden durch Auftrieb zu rechnen. In größerer Tiefe bis Abbruch des Versuchs sind sandige und kiesige Schichten zu finden, welche zu Setzungen der Rohrleitungen führen. Das Ausmaß der Setzungen kann ohne Kenntnis tieferer Schichten nicht bestimmt werden.

**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Youd et al. (2001)**



Grobkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	61
	LPI	n.a.
	Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)	n.a.

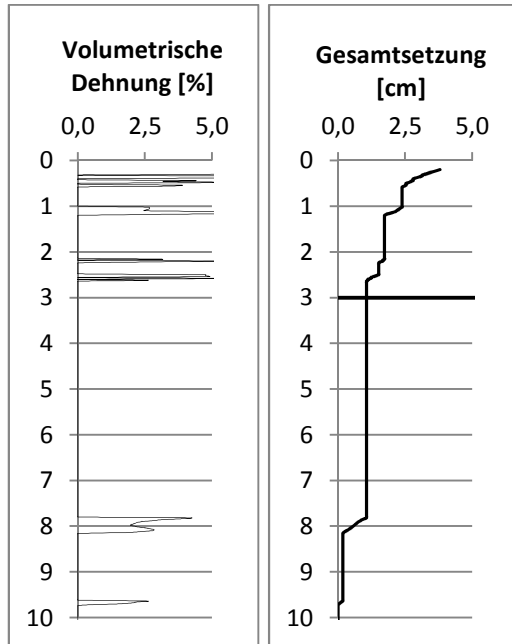
**Auswertung des Sicherheitsfaktors nach Boulanger und Idriss (2014)**



Grobkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	61
	LPI	n.a.
Feinkörnige Böden	Punkte mit FS < 1,25	41
	LPI	n.a.
Wahrscheinlichkeit von Schäden an der Oberfläche nach Luna und Frost (1998)		n.a.

**Auswertung der Verformungen nach Youd et al. (2001)**

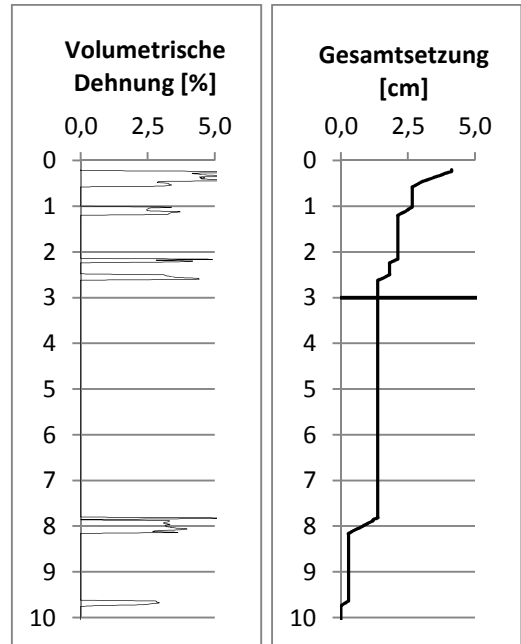
Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	3,8
	Oberer Grenze [cm]	7,6
	Unterer Grenze [cm]	1,9
UK Rohr	Berechnet [cm]	1,1
	Oberer Grenze [cm]	2,1
	Unterer Grenze [cm]	0,5

**Auswertung der Verformungen nach Boulanger und Idriss (2014)**

Setzung unter Ausschluss feinkörniger Böden



GOK	Berechnet [cm]	4,1
	Oberer Grenze [cm]	8,3
	Unterer Grenze [cm]	2,1
UK Rohr	Berechnet [cm]	1,4
	Oberer Grenze [cm]	2,8
	Unterer Grenze [cm]	0,7

**Hebung der Rohrleitung**

FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Tiefe der verflüssigten Schicht [m]	0
Hebung [cm]	0

**Hebung der Rohrleitung**

FS	n.a.
FS <sub>BR</sub>	1,1
Tiefe der verflüssigten Schicht [m]	0
Hebung [cm]	0

