



# Beurteilung des Bodenverflüssigungspotenzials bei Erdbeben mithilfe von SPT-Schlagzahlen und zweidimensionalen Finite-Element-Analysen

Serdar Koltuk<sup>1</sup> · Ozan Subasi<sup>2</sup> · Tomas Fernandez-Steeger<sup>3</sup> · Recep Iyisan<sup>4</sup>

Eingegangen: 23. Mai 2022 / Überarbeitet: 15. Juli 2022 / Angenommen: 15. Juli 2022 / Online publiziert: 13. September 2022  
© The Author(s), under exclusive licence to Der/die Autor(en), exklusiv lizenziert an Springer-Verlag GmbH Deutschland, ein Teil von Springer Nature 2022

## Zusammenfassung

Für die Planung und Auslegung von Bauwerken in Erdbebengebieten mit hohen Grundwasserständen ist das Verflüssigungspotenzial des Baugrunds zu untersuchen und zu bewerten. In DIN EN 1998-5:2010-12 (2010) sind die auf SPT-Schlagzahlen basierenden Diagramme für die Beurteilung der Verflüssigungsgefährdung angegeben. Im vorliegenden Beitrag wird zunächst das auf SPT-Schlagzahlen basierende Verfahren gemäß dem aktuellen Wissensstand aufgeführt. Anschließend wird das Verflüssigungspotenzial eines sandigen Baugrundmodells anhand von SPT-Schlagzahlen und zweidimensionalen Finite-Element-Analysen (2D-FEA) mit dem Sand-Plastizitätsmodell PM4Sand untersucht. Es zeigt sich, dass hinsichtlich der Beurteilung der Verflüssigungsgefährdung eine gute Übereinstimmung zwischen den aus den beiden Verfahren erhaltenen Ergebnissen besteht. Weiterhin ermöglicht die Verwendung der 2D-FEA mit dem PM4Sand-Modell die Einschätzung von erdbebenbedingten Deformationen an der Geländeoberfläche.

**Schlüsselwörter** Bodenverflüssigung · SPT-Schlagzahl · 2D-Finite-Element-Analyse · PM4Sand-Modell

## Assessment of liquefaction potential during earthquakes by using SPT-number of blows and two-dimensional finite element analyses

### Abstract

For the planning and design of buildings in earthquake zones with high groundwater levels, the liquefaction potential of the building site has to be investigated and evaluated. In DIN EN 1998-5:2010-12 (2010), the diagrams based on SPT-number of blows are given for the assessment of liquefaction potential. In the present study, this method is first described according to the current state of knowledge. Subsequently, the liquefaction potential of a sandy soil is analyzed using SPT-number of blows and two-dimensional finite element analyses (2D-FEA) with the sand-plasticity model PM4Sand. With respect to the assessment of liquefaction potential, a good agreement between the results obtained from both methods is found. Furthermore, the use of 2D-FEA with the PM4Sand model allows the estimation of earthquake-induced deformations on the soil surface.

**Keywords** Soil liquefaction · SPT-number of blows · 2D finite element analysis · PM4Sand model

✉ Serdar Koltuk  
serdar.koltuk@hpc.ag

Ozan Subasi  
ozansb@gmail.com

Tomas Fernandez-Steeger  
fernandez-steeger@tu-berlin.de

Recep Iyisan  
iyisan@itu.edu.tr

<sup>1</sup> HPC AG, Chemnitzer Str. 16, 70597 Stuttgart, Deutschland

<sup>2</sup> Fakultät für Bauingenieurwesen, Türkisch-Deutsche Universität, 34820 Istanbul, Türkei

<sup>3</sup> Fachgebiet Ingenieurgeologie, Fakultät VI Planen Bauen Umwelt, TU Berlin, Sekr. BH 3-1, Ernst-Reuter-Platz 1, 10587 Berlin, Deutschland

<sup>4</sup> Fakultät für Bauingenieurwesen, TU Istanbul, 34646 Istanbul, Türkei

## Einleitung

Für die Planung und Auslegung von Bauwerken in Erdbebengebieten mit hohen Grundwasserständen ist das Verflüssigungspotenzial des Baugrunds zu untersuchen und bewerten. Wenn sich der betroffene Baugrund als empfindlich gegen Verflüssigung erweist, müssen Maßnahmen ergriffen werden, wie z.B. eine Baugrundverbesserung, Anordnung von Dränagen oder Übertragung der Lasten auf die gegen Verflüssigung unempfindlichen Schichten mittels einer Pfahlgründung, um eine ausreichende Sicherheit der geplanten Bauwerke sicherzustellen.

Das Niigata-Erdbeben 1964 war sicherlich das Ereignis, das die Aufmerksamkeit der Welt auf das Phänomen „Bodenverflüssigung“ lenkte. Das Roermond-Erdbeben, das sich 1992 im Nordwesten der Niederrheinischen Bucht ereignete, verdeutlichte, dass auch in deutschen Erdbebengebieten eine Bodenverflüssigungsgefahr besteht (Schwarz und Maiwald 2014). Auch in Braunkohletagebauen ist eine mögliche Verflüssigungsgefahr zu untersuchen. Hier werden nach Beendigung des aktiven Tagebaus die verbleibenden Restlöcher v.a. mit Wasser aus Oberflächengewässern geflutet. Die Gestaltung der Böschungen der Restlöcher erfolgt dabei mit locker gelagerten Kippenmaterialien, wo eine Verflüssigung auftreten kann (Triantafyllidis 2015). In der deutschsprachigen Fachliteratur sind weitere Studien zum Thema „Bodenverflüssigung“ zu finden (Gödecke und Gödecke 2010; Hannich et al. 2006; Studer et al. 2007; Vrettos 2021).

Unter Bodenverflüssigung ist der Verlust der Tragfähigkeit von wassergestättigten Böden unter Erschütterungseinwirkungen, wie z.B. Erdbebenbelastungen, zu verstehen. Insbesondere sind lockere und nicht- oder schwachbindige Böden mit Plastizitätszahlen  $< 7\%$  verflüssigungsgefährdet. Mit zunehmender Lagerungsdichte und Plastizitätszahl wird die Verflüssigungsgefahr geringer (Boulanger und Idriss 2006).

Gemäß DIN EN 1998-5:2010-12 (2010) darf die Gefährdung durch Verflüssigung bei ebenen Geländeoberflächen vernachlässigt werden, wenn  $\alpha \cdot S < 0,15$  ist und mindestens eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

- Sande mit Tongehalten  $> 20\%$  und Plastizitätszahlen  $> 10$
- Sande mit Schluffgehalten  $> 35\%$  und nach der Normierung für Überlagerungsdruck und Energieverhältnis sind die SPT-Schlagzahlen  $(N_1)_{60} > 20$
- Sande sind rein und nach der Normierung für Überlagerungsdruck und Energieverhältnis sind die SPT-Schlagzahlen  $(N_1)_{60} > 30$ .

Gemäß DIN EN 1998-5:NA:2021-07 (2021) darf die Gefährdung durch Verflüssigung bei ebenen Geländeoberflächen vernachlässigt werden, wenn  $\alpha \cdot S \leq 0,08$  ist.

Hier steht  $S$  für den Bodenparameter zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums in Abhängigkeit von der Spektralbeschleunigung und den Untergrundverhältnissen (s. DIN EN 1998-1/NA:2021-07 (2021)), und  $\alpha$  für das Verhältnis des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A zur Erdbeschleunigung:

$$\alpha = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I}{g} \quad (1)$$

wobei:

- $a_{gR}$ : Referenz-Spitzenwert der horizontalen Erdbebenbeschleunigung auf der Oberfläche der unverwitterten Festgesteine bzw. Baugrundklasse A (engl. Peak Ground Acceleration PGA on the rock outcrop),
- $\gamma_I$ : Bedeutungsbeiwert, definiert in DIN EN 1998-1/NA:2021-07 (2021),
- $g$ : Erdbeschleunigung =  $9,81 \text{ m/s}^2$ .

In der Baupraxis erfolgt die Beurteilung des Verflüssigungspotenzials meist anhand der Schlagzahlen eines Standard Penetration Tests (SPT) oder der Spitzenwiderstände einer Drucksondierung (Cone Penetrometer Testing – CPT); beide sind ein Maß für die In-situ-Lagerungsdichte des anstehenden Bodens. In DIN EN 1998-5:2010-12 (2010) und DIN EN 1998-5:2021-07 (2021) sind die auf SPT-Schlagzahlen und CPT-Spitzenwiderständen basierende Verfahren für die Beurteilung der Verflüssigungsgefährdung aufgeführt.

SPT und CPT sind Sondierverfahren zur Baugrunderkundung in der Geotechnik (Leven et al. 2011). Beim CPT-Versuch wird ein Messkopf mit kegelförmiger Spitze mit konstanter Geschwindigkeit über ein Gestänge in den Boden gedrückt. Gemessen werden dabei der Spitzendruck und die Mantelreibung. Beim SPT-Versuch wird hingegen im Bohrloch eine hohle Sondenspitze in den Boden gerammt und die Schlagzahlen für eine festgelegte Eindringtiefe gemessen. Der SPT-Versuch ist von der US-amerikanischen ASTM D 1586 (2000) (American Society for Testing Materials) normiert, was in Deutschland der DIN EN ISO 22476-3:2012-03 (2012) entspricht.

Die oben genannten empirischen Methoden liefern jedoch keine Informationen über Schadenspotenzial der Verflüssigung bzw. verflüssigungsbedingte Verformungen an der Geländeoberfläche. Diesem kommt insbesondere dann eine große Bedeutung zu, wenn nur eine relative dünne Bodenschicht verflüssigungsgefährdet ist oder der ermittelte Sicherheitsfaktor leicht unter oder über dem erforderlichen Wert liegt.

Im vorliegenden Beitrag wird zunächst das auf SPT-Schlagzahlen basierende Verfahren gemäß dem aktuellen Wissensstand dargestellt. Anschließend wird das Verflüssigungspotenzial eines sandigen Baugrundmodells für neun

unterschiedliche, reale Erdbebenbelastungen anhand von dem auf SPT-Schlagzahlen basierenden Verfahren und der Finite-Elemente-Methode mit dem Sand-Plasitizitätsmodell PM4Sand untersucht und die erhaltenen Ergebnisse werden miteinander verglichen.

### Beurteilung des Verflüssigungspotenzials mithilfe von Feldversuchen

Beim Nachweis gegen Verflüssigung wird das zyklische Spannungsverhältnis mit dem zyklischen Widerstandsverhältnis verglichen. Der Sicherheitsfaktor *FS* berechnet sich mithilfe von Gl. 2:

$$FS = \frac{CRR \cdot MSF \cdot K_{\sigma}}{CSR} \tag{2}$$

wobei:

- *CRR*: zyklisches Widerstandsverhältnis,
- *MSF*: Magnitude-Skalierungsfaktor,
- *K<sub>σ</sub>*: Korrekturfaktor für Überlagerungsdruck,
- *CSR*: zyklisches Spannungsverhältnis.

Für eine ausreichende Sicherheit gegen Bodenverflüssigung wird ein Sicherheitsfaktor von *FS* > 1 verlangt (Youd et al. 2001; Boulanger und Idriss 2014). Gemäß DIN EN 1998-5:2010-12 (2010) ist jedoch ein Sicherheitsfaktor *FS* ≥ 1,25 erforderlich.

Das zyklische Spannungsverhältnis *CSR* ergibt sich aus Gl. 3 zu:

$$CSR = 0,65 \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) \cdot \left(\frac{a_{h,max}}{g}\right) \cdot r_d \tag{3}$$

wobei:

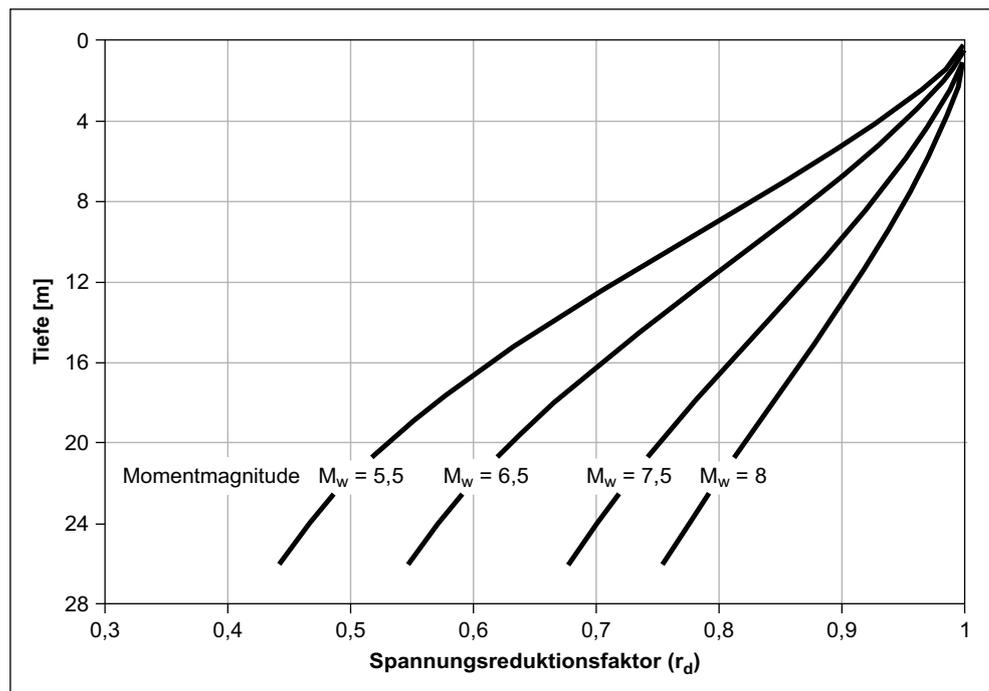
- $\sigma_v$  und  $\sigma'_v$ : totale und effektive Vertikalspannungen in der betrachteten Tiefe,
- *a<sub>h,max</sub>*: maximale horizontale Erdbebenbeschleunigung auf der Geländeoberkante
- *g*: Erdbeschleunigung = 9,81 m/s<sup>2</sup>,
- *r<sub>d</sub>*: Spannungsreduktionsfaktor, für den in DIN EN 1998-5:2010 keine Angabe gemacht werden. Nach Boulanger und Idriss (2014) kann dieser Wert jedoch in Abhängigkeit der Momentmagnitude des Erdbebens *M<sub>w</sub>* und der betrachteten Tiefe unter Geländeoberfläche aus Abb. 1 abgelesen werden.

Der Wert von *a<sub>h,max</sub>* wird meist aus den landesspezifischen Normen herausgenommen. In Deutschland kann dieser Wert gemäß DIN EN 1998-5:2010-12 (2010) mit Gl. 4 berechnet werden:

$$a_{h,max} = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \tag{4}$$

Jedoch kann für Böden mit lockeren Lagerungen oder weichen Konsistenzen der Wert von *S* aus DIN EN 1998-1/NA:2021-07 (2021) nicht herangezogen werden. Hier erfolgt die Ermittlung von *a<sub>h,max</sub>* durch standortspezifische

**Abb. 1** Reduktionsfaktor in Abhängigkeit der Tiefe unter Geländeoberfläche und Momentmagnitude des Erdbebens (Boulanger und Idriss 2014)  
**Fig. 1** Reduction factor depending on the depth below the ground surface and moment magnitude of earthquake (Boulanger und Idriss 2014)



sche, eindimensionale seismische Analysen (engl. *Ground Response Analyses*), die mithilfe von gängiger Software wie z. B. NEERA, SHAKE oder DEEPSOIL durchgeführt werden können.

Die Ermittlung des zyklischen Widerstandsverhältnisses CRR erfolgt durch die empirischen Korrelationen aus den Ergebnissen der Feldversuche (SPT-Schlagzahlen, CPT-Spitzenwiderstände oder Scherwellengeschwindigkeiten) oder durch die zyklischen Laborversuche an ungestörten Proben aus unterschiedlichen Entnahmetiefen.

Da ungestörte Proben aus nicht- oder schwach-bindigen Böden kaum zu entnehmen sind bzw. es nur mit extremem Aufwand möglich ist, erscheint es viel praktikabler, den Verflüssigungswiderstand des Baugrundes anhand der Ergebnisse von Feldversuchen zu bewerten.

Im Folgenden wird das auf SPT-Schlagzahlen basierende Verfahren nach Boulanger und Idriss (2014) dargestellt.

### Auf SPT-Schlagzahlen basierende Verfahren

Die aus SPT-Versuchen erhaltenen Schlagzahlen  $N$  müssen in Abhängigkeit der Versuchsbedingungen korrigiert werden, wobei die korrigierte Schlagzahl  $(N_1)_{60}$  durch die Multiplikation der gemessenen Schlagzahl mit den in Tab. 1 angegebenen Korrekturbeiwerten ermittelt wird:

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (5)$$

wobei:

- $N$  gemessene Schlagzahl,
- $C_N$ ,  $C_E$ ,  $C_B$ ,  $C_R$  und  $C_S$  Korrekturbeiwerte für Überlagerungsdruck, Energieverhältnis, Bohrlochdurchmesser, Stangenlänge und Probenahme.

**Tab. 1** Korrekturbeiwerte für SPT-Schlagzahlen (Youd et al. 2001)

**Table 1** Correction Coefficients for SPT-Number of blows (Youd et al. 2001)

Korrektur nach	Variable	Korrekturbeiwerte
Überlagerungsdruck	–	$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma_v}} \leq 1,7$ $\sigma_v'$ : Effektive Vertikalspannung [kN/m <sup>2</sup> ]
Energieverhältnis	Donut-Hammer	$C_E = 0,5-1,0$
	Safety-Hammer	$C_E = 0,7-1,2$
Bohrlochdurchmesser	65–115 mm	$C_B = 1,0$
	150 mm	$C_B = 1,05$
	200 mm	$C_B = 1,15$
Stangenlänge	< 3 m	$C_R = 0,75$
	3–4 m	$C_R = 0,8$
	4–6 m	$C_R = 0,85$
	6–10 m	$C_R = 0,95$
Probennahme	10–30 m	$C_R = 1,0$
	Standard-Ausrüstung	$C_S = 1,0$
	Probenentnahmeggerät ohne Kernrohr	$C_S = 1,1-1,3$

Abb. 2a stellt die Korrelationen zwischen den korrigierten Schlagzahlen und zyklischen Widerstandsverhältnissen dar, von denen bekannt ist, ob bei früheren Erdbeben eine Verflüssigung eintrat (Boulanger und Idriss 2014). Hier ist anzumerken, dass der Feinkornanteil in Abb. 2a einer Korngröße  $\leq 0,075$  mm entspricht. Weiterhin treffen die aus Abb. 2a abgelesenen CRR-Werte

- für eine Momentmagnitude des Erdbebens  $M_w$  von 7,5 zu (Youd et al. 2001; Boulanger und Idriss 2014). Daher müssen sie für die weiteren  $M_w$ -Werte korrigiert bzw. mit einem Magnitude-Skalierungsfaktor (MSF) multipliziert werden (Abb. 2b). Der Hintergrund für diese Korrektur ist, dass der Widerstand einer Bodenschicht gegen Verflüssigung nicht nur von der auftretenden Erdbebenbeschleunigung, sondern auch von der Zahl der Lastzyklen abhängt.

Der in Abb. 2b dargestellte schraffierte Bereich repräsentiert den von Youd et al. (2001) empfohlenen Wertebereich unter Berücksichtigung der Arbeiten von Ambra-seys (1988), Andrus und Stokoe (1997), Arango (1996), Idriss (1999), Seed und Idriss (1982), Youd und Noble (1997).

Im vorliegenden Beitrag werden gemäß dem aktuellen Wissensstand die von Boulanger und Idriss (2014) empfohlenen MSF-Werte verwendet, die mithilfe von Gl. 6 ermittelt werden können:

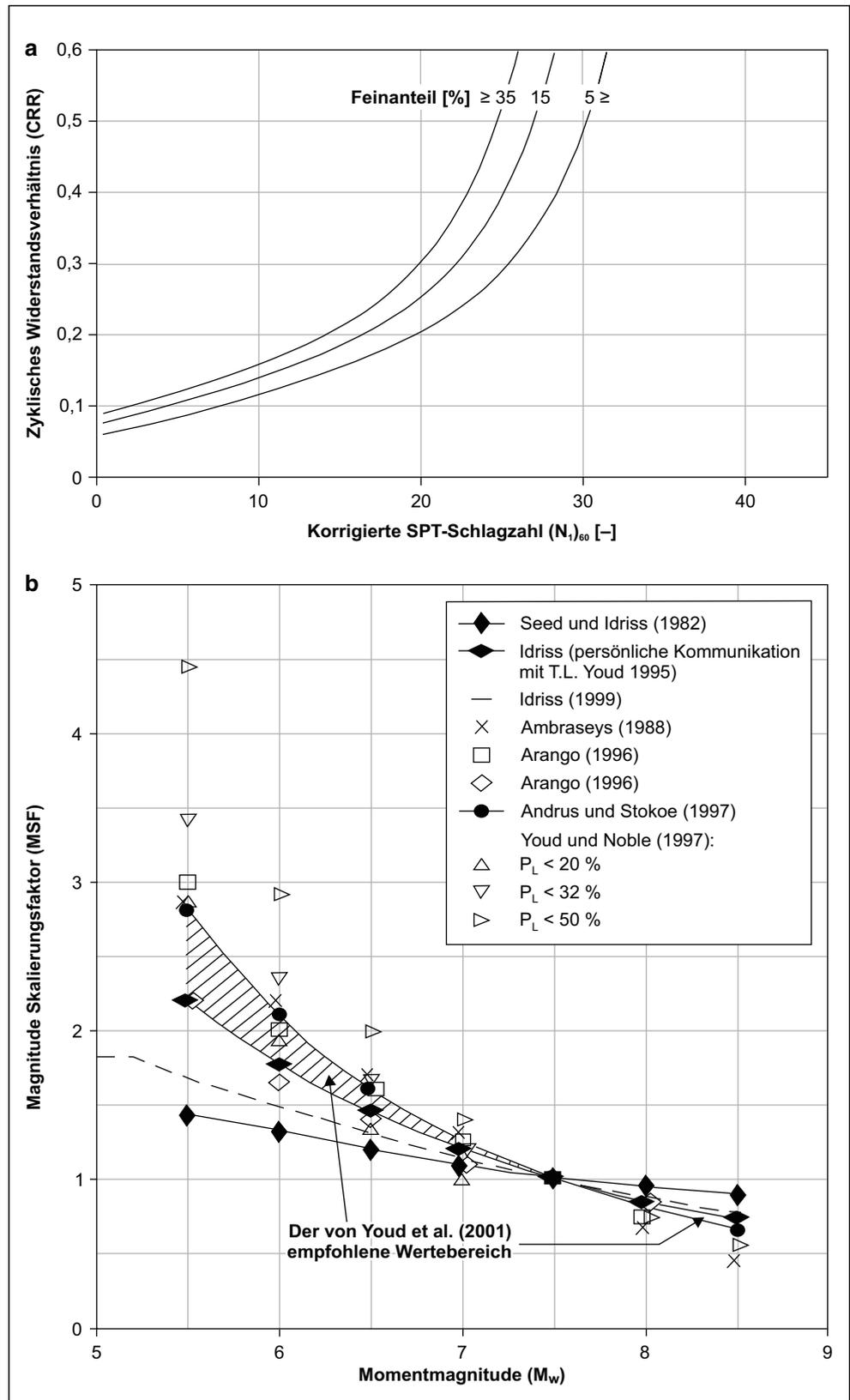
$$MSF = 1 + (MSF_{\max} - 1) \cdot \left( 8,64 \cdot e^{\left(\frac{-M_w}{4}\right)} - 1,325 \right) \quad (6)$$

wobei  $e$  die Porenzahl des Sandes ist, und sich  $MSF_{\max}$  mit folgender Gleichung berechnet:

$$MSF_{\max} = 1,09 + \left[ \frac{(N_1)_{60,cs}}{31,5} \right]^2 \leq 2,2 \quad (\text{s. auch Gl. 10})$$

**Abb. 2** Ermittlung vom Wert CRR: **a** Korrelation zwischen SPT-( $N_1$ )<sub>60</sub> und CRR (Boulangier und Idriss 2014); **b** Magnitude-Skalierungsfaktor in Abhängigkeit der Momentmagnitude des Erdbebens (Youd und Idriss 2001)

**Fig. 2** Determination of CRR value: **a** Correlation between SPT-( $N_1$ )<sub>60</sub> and CRR (Boulangier und Idriss 2014); **b** Magnitude scaling factor depending on the moment magnitude of earthquake (Youd und Idriss 2001)



- für Bodenschichten mit einem Überlagerungsdruck bzw. einer effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_v = 100 \text{ kN/m}^2$  zu, so dass die aus Abb. 2a abgelesenen CRR-Werte für die weiteren Werte von  $\sigma'_v$  korrigiert werden müssen.

In Abhängigkeit der relativen Lagerungsdichte des Sandes  $I_D$  rechnet sich der Korrekturfaktor  $K_\sigma$  nach Youd et al. (2001) mit Gl. 7 aus:

$$K_\sigma = \left( \frac{\sigma'_v}{100} \right)^{f-1} \quad (7)$$

wobei  $f$  ein Exponent ist. Sein Wert beträgt 0,8 für  $I_D \leq 40\%$ , 0,7 für  $I_D = 60\%$  und 0,6 für  $I_D \geq 80\%$ .

Dazu stellten Boulanger und Idriss (2014) die folgende Gleichung vor, die im vorliegenden Beitrag zum Einsatz kam:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_v}{100}\right) \leq 1,1 \quad (8)$$

Dabei ist  $\sigma'_v$  effektive Vertikalspannungen in kPa, und  $C_\sigma$  ist ein Koeffizient, der durch Gl. 9 ermittelt wird:

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55 \cdot \sqrt{(N_1)_{60,cs}}} \leq 0,3 \quad (9)$$

Der Wert von  $(N_1)_{60,cs}$  entspricht der korrigierten SPT-Schlagzahl in reinen Sanden und ergibt sich in Abhängigkeit der korrigierten SPT-Schlagzahl  $(N_1)_{60}$  und dem Feinkornanteil FA (Korngröße  $\leq 0,075 \text{ mm}$ ) in % aus der folgenden Gleichung zu:

$$(N_1)_{60,cs} = (N_1)_{60} + e^{\left[1,63 + \frac{9,7}{FA+0,01} - \left(\frac{15,7}{FA+0,01}\right)^2\right]} \quad (10)$$

- für nahezu ebene Geländeoberflächen zu. Die Verflüssigungsgefahr erhöht sich mit zunehmender Geländeneigung ( $\geq 6$  Grad). Es besteht kein anerkannter Korrekturfaktor für geneigte Geländeoberflächen (Youd et al. 2001; Boulanger und Idriss 2014).

## Anwendungsbeispiel

Im Folgenden ist die Beurteilung der Verflüssigungsgefahr nach SPT-Schlagzahlen (Boulanger und Idriss 2014) anhand eines Anwendungsbeispiels aufgeführt.

Als seismische Belastung wurden die Daten des Erdbebens „Iwata-Miyagi“ verwendet, das sich am 14. Juni 2008 in Japan ereignete. Es dauerte ca. 65 s und erreichte eine Momentmagnitude von  $M_w = 6,9$  sowie einen Referenzspitzenwert der Erdbebenbeschleunigung von  $a_{gR} = 0,27g$  auf dem unverwitterten Festgestein.

Der Baugrund bestand aus insgesamt 20 m mächtigen reinen Sandschichten, die von unverwitterten Felschichten untergelagert waren. Die oberste, 10 m mächtige Sandschicht hatte eine relative Lagerungsdichte von  $I_D = 35\%$  ( $e_{max} = 0,8$  und  $e_{min} = 0,5$ ) und eine wassergesättigte Wichte von  $\gamma_{r,oben} = 19,4 \text{ kN/m}^3$ , während die untere Schicht eine relative Lagerungsdichte von  $I_D = 75\%$  ( $e_{max} = 0,8$  und  $e_{min} = 0,5$ ) und eine wassergesättigte Wichte von  $\gamma_{r,unten} = 20,1 \text{ kN/m}^3$  hatte. Die korrigierten Schlagzahlen  $(N_1)_{60}$  betragen 6 für die obere Schicht und 26 für die untere Schicht. Vereinfacht wurde das Grundwasser an der Geländeoberfläche angenommen. Bei den Berechnungen wurde der Baugrund in zehn Schichten mit 2 m Mächtigkeit eingeteilt und die Verflüssigungsanalysen wurden für die jeweiligen Schichtmitten durchgeführt.

Die zur Ermittlung von zyklischen Spannungsverhältnissen CSR erforderlichen Größen ( $\sigma_v$ ,  $\sigma'_v$ ,  $r_d$ ) sind in Tab. 2 aufgelistet. Die Ermittlung der maximalen horizontalen Erdbebenbeschleunigung auf der Oberfläche des Baugrunds ( $a_{h,max} = 0,16g$ ) erfolgte durch die Software Deepsoil V7 zur

**Tab. 2** Beurteilung des Verflüssigungspotenzials mithilfe von SPT-Schlagzahlen

**Table 2** Assessment of liquefaction potential by using SPT-number of blows

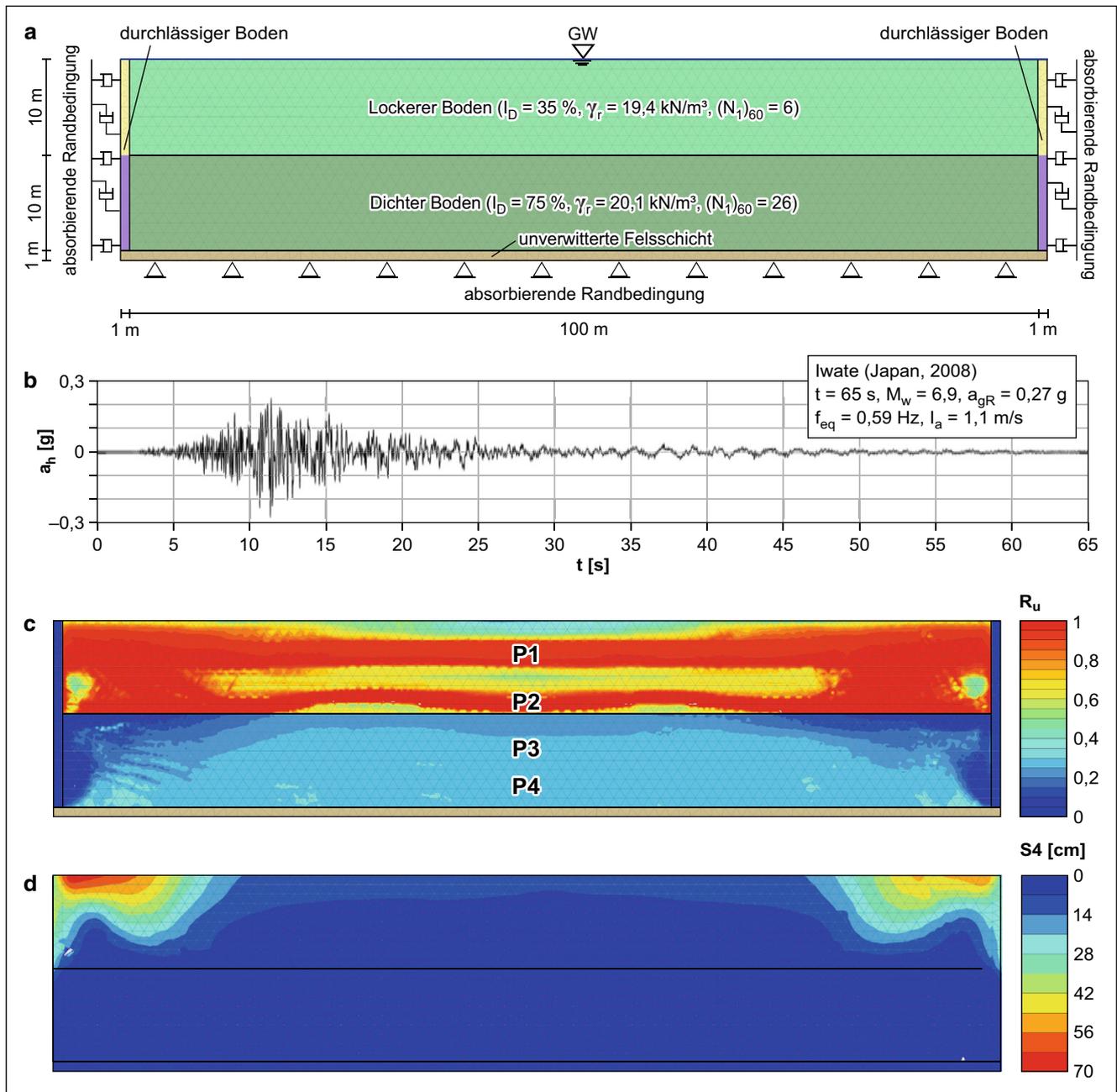
Schichten-Nr	Tiefe z [m]	Totale Normalspannung in der Tiefe z $\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Effektive Normalspannung in der Tiefe z $\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$r_d$ [-] aus Abb. 1	CSR [-] nach Gl. 3	CRR [-] aus Abb. 2a	$K_\sigma$ [-] nach Gl. 8	FS [-] nach Gl. 2
1	1	19,4 (= $z \cdot \gamma_{r,oben}$ )	9,6 (= $\sigma_v - z \cdot \gamma_w$ )	1	0,21	0,085	1,1	0,46
2	3	58,2	28,8	0,98	0,206	0,085	1,1	0,47
3	5	97	48	0,96	0,202	0,085	1,06	0,46
4	7	135,8	67,1	0,92	0,193	0,085	1,03	0,47
5	9	174,6	86,3	0,88	0,185	0,085	1,01	0,48
6	11	214,1 (= $10 \cdot \gamma_{r,oben} + 1 \cdot \gamma_{r,unten}$ )	106,2	0,84	0,176	0,3	0,99	1,97
7	13	254,3	126,8	0,82	0,171	0,3	0,96	1,97
8	15	294,5	147,4	0,78	0,162	0,3	0,93	2,02
9	17	334,7	167,9	0,74	0,153	0,3	0,91	2,09
10	19	374,9	188,5	0,7	0,145	0,3	0,89	2,15

$r_d$  Reduktionsfaktor, CSR zyklische Spannungsverhältnis, CRR zyklische Widerstandsverhältnis,  $K_\sigma$  Korrekturfaktor für Überlagerungsdruck, FS Sicherheitsfaktor

eindimensionalen Analyse der seismischen Standortantwort (Hashash et al. 2020). Die Werte von CSR wurden mit Gl. 3 berechnet und in Tab. 2 aufgelistet.

Die zyklischen Widerstandsverhältnisse CRR wurden in Abhängigkeit der angegebenen Schlagzahlen  $(N_1)_{60}$  aus Abb. 2a abgelesen und ebenfalls in Tab. 2 aufgelistet. Wie bereits erläutert, müssen die aus Abb. 2a abgelesenen CRR-Werte unter Berücksichtigung von Erdbebenmagnitude und

Überlagerungsdruck korrigiert werden. Für  $M_w=6,9$  ergibt sich aus Gl. 6 ein Magnitude-Skalierungsfaktor von  $MSF=1,16$  für die untere Sandschicht und  $MSF=1,03$  für die obere Schicht. Die Korrekturfaktoren für Überlagerungsdruck  $K_\sigma$  wurden mit Gl. 8 berechnet und in Tab. 2 angegeben.



**Abb. 3** FE-Analyse für Erdbeben „Iwata-Miyagi“: **a** Numerisches Modell, **b** Seismische Belastung, **c** Verflüssigungspotenzial  $R_u$ , **d** Erdbebenbedingte totale Setzungen  $S_4$

**Fig. 3** FE-analysis for Earthquake „Iwata-Miyagi“: **a** Numerical model, **b** Seismic Loading, **c** Liquefaction potential  $R_u$ , **d** Earthquake-induced total settlements  $S_4$

Die durchgeführten Verflüssigungsanalysen ergeben, dass die obere Sandschicht mit einem durchschnittlichen Sicherheitsfaktor  $FS = 0,47 < 1$  verflüssigungsgefährdet ist.

## Beurteilung des Verflüssigungspotenzials mithilfe der zweidimensionalen Finite-Elemente-Methode

Für Böden mit lockeren Lagerungen oder weichen Konsistenzen erfolgt die Ermittlung von  $a_{h,max}$  meistens durch standortspezifische, eindimensionale seismische Analysen. Diese Analysen ergeben nur dann konservative Ergebnisse, wenn sich die betroffenen Bodenschichten in der horizontalen Richtung bis ins Unendliche erstrecken (im Verhältnis zur Mächtigkeit der Bodenschicht ist die horizontale Ausdehnung ausreichend groß) und die Schichtgrenzen als horizontal angenommen werden können. Außerdem wird dabei vorausgesetzt, dass die seismischen Wellen im Boden mit Scherwellen zusammenfallen, die sich vertikal vom darunter liegenden unverwitterten Fels ausbreiten. Wenn dies nicht der Fall ist, werden zwei- oder dreidimensionale numerische Analysen erforderlich. Weiterhin kann die Geländetopographie, selbst die Bebauung eines Geländes, einen erheblichen Einfluss auf  $a_{h,max}$  haben, was auch die Durchführung von zwei- oder dreidimensionalen numerischen Analysen erfordert.

Im Folgenden wird das Verflüssigungspotenzial des im vorherigen Abschnitt betrachteten Baugrundmodells mithilfe der Baugrundsoftware Plaxis-2D (Brinkgreve et al. 2019) untersucht.

### Numerisches Modell

Das in Abb. 3a dargestellte zweidimensionale numerische Modell kam bei den vorgenommenen FE-Analysen zum Einsatz. Die Länge des numerischen Modells (100 m) wurde so gewählt, dass ihr Einfluss auf numerische Ergebnisse vernachlässigbar gering war. Zum Verhindern der Entstehung von Porenwasserdrücken an den seitlichen Rändern des Modells wurden die in Abb. 3a dargestellten stark durchlässigen Schichten bzw. Drainagezonen mit einer Mächtigkeit von 1,0 m generiert. Der unter den 20 m mächtigen Sandschichten anstehende unverwitterte Fels wurde mit einer 1,0 m dicken Schicht modelliert, sodass die Gesamtdicke des Modells 21 m betrug.

Die Software Plaxis-2D ermöglicht eine vollautomatische Netzgenerierung, wobei die Ermittlung der durchschnittlichen Elementgröße im FE-Netz mittels Gl. 11 erfolgte (Brinkgreve et al. 2019):

$$\text{Elementgröße} = \frac{V_{S,min}}{8 \cdot f_{max}} \quad (11)$$

wobei  $V_{S,min}$  die niedrigste Scherwellengeschwindigkeit im Baugrundmodell, die in Abhängigkeit von der Dichte und dem Schubmodul des Baugrunds berechnet wird, und  $f_{max}$  die Spitzenfrequenz des Signals aus dem Fourier-Spektrum ist.

Der dynamische Zeitschritt wurde so gewählt, dass der aus Plaxis gewonnene horizontale Beschleunigung-Zeitverlauf mit dem Inputsignal identisch war. Der dynamische Zeitschritt darf den kritischen Zeitschritt  $\Delta t$  nicht überschreiten.

Der kritische Zeitschritt ( $\Delta t = 0,005$  s) wurde mit Gl. 12 berechnet (Brinkgreve et al. 2019):

$$\Delta t = \frac{L_{min}}{V_S} \quad (12)$$

wobei  $L_{min}$  die minimale Länge zwischen zwei Knoten eines Elements im Netz und  $V_S$  die Scherwellengeschwindigkeit im Baugrundmodell ist.

Schließlich wurde ein Finite-Elemente-Netz aus 3424 Elementen mit 15 Knoten generiert. Die durchschnittliche Elementgröße war 1,2 m.

Zur Bestimmung der Rayleigh-Koeffizienten sind zwei Frequenzwerte ( $f_1$  und  $f_2$ ) und zwei Target-Dämpfungsverhältnisse ( $\xi_1$  und  $\xi_2$ ) erforderlich. Der  $f_1$ -Wert ergibt sich aus Gl. 13 (Brinkgreve et al. 2019):

$$f_1 = \frac{V_{S,mtl.}}{4 \cdot H} \quad (13)$$

wobei  $H$  die Schichtdicke und  $V_{S,mtl.}$  die mittlere Scherwellengeschwindigkeit im Baugrundmodell ist, die mit Gl. 14 berechnet werden kann (Andrus und Stokoe 2000):

$$V_{S,mtl.} = 85 \cdot [(N_1)_{60} + 2,5]^{0,25} \quad (14)$$

Der  $f_2$ -Wert ergibt sich aus Gl. 15:

$$f_2 = \frac{f_{eq}}{f_1} \quad (15)$$

wobei  $f_{eq}$  die Grundfrequenz ist, die durch Berücksichtigung des Fourier-Spektrums des Inputsignals an der Unterkante des Modells bzw. am Fels ermittelt wird.

Es wird empfohlen, für Target-Dämpfungsverhältnisse mit dem gleichen Wert zu rechnen, der in der Regel zwischen 0,5 % und 2 % variiert (Laera und Brinkgreve 2015). Basierend auf den Voruntersuchungen (Subasi et al. 2022) wurde bei den nachfolgenden 2D-FE-Analysen mit einem Target-Dämpfungsverhältnis von  $\xi_1 = \xi_2 = 2\%$  gerechnet.

Die durchgeführten Analysen bestanden aus vier Stufen:

Bei der ersten Stufe wurde der Anfangsspannungszustand im Baugrund mithilfe vom Erdruchdruckbeiwert (bzw.  $K_0$ )-Verfahren erzeugt. Die seitlichen Ränder des Modells wurden in horizontaler Richtung fixiert, während

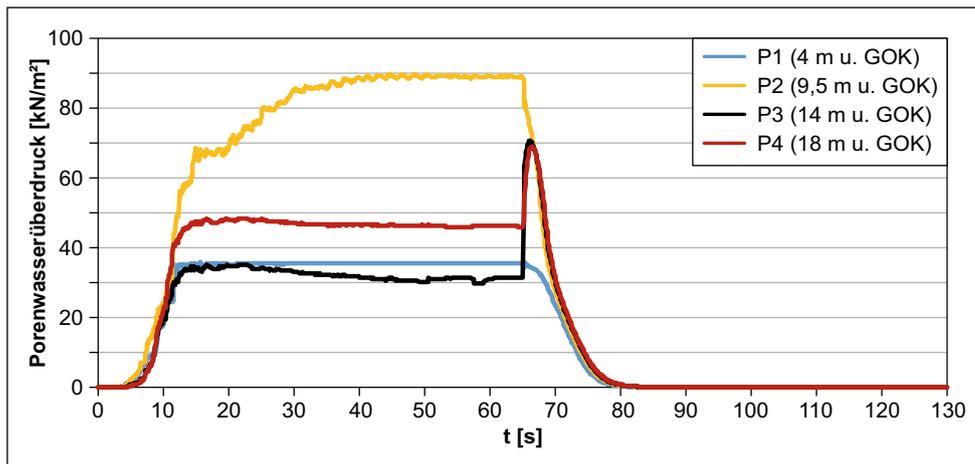
**Tab. 3** Modelleinstellungen für dynamische Analysen in Plaxis-2D

**Table 3** Model settings for dynamic Analyses in Plaxis-2D

Modelleinstellungen	Ausgewählt	Bemerkungen
Drainage-Art	Undrainiert A	Diese Option wird für Berechnungsphase 3 verwendet. Damit wird die Entstehung des Porenwasserdrucks unter seismischen Belastungen ermöglicht. Das Programm rechnet mit den Bodenparametern des entwässerten Bodens. Weitere Optionen sind Undrainiert B und C, die hier nicht zum Einsatz kamen. Bei Undrainiert C rechnet man mit den Bodenparametern des nicht-entwässerten Bodens. Die Option „Undrainiert B“ berücksichtigt die Steifigkeit des entwässerten Bodens, jedoch die undrainierte Scherfestigkeit des nicht-entwässerten Bodens
	Drainiert	Diese Option wird für Berechnungsphase 4 verwendet. Damit wird die Entwässerung des Porenwasserdrucks ermöglicht, der in der Berechnungsphase 3 entstanden ist
Reduzierung der elastischen Steifigkeit	–	Dies wird im Programm mit dem Parameter „PostShake“ definiert. Sein Wert beträgt 0 bzw. 1. Der Wert 0 wird für die Berechnungsphase 3 verwendet, da dabei keine Konsolidation stattfindet. Bei der Phase 4 wird hingegen dieser Wert auf 1 gesetzt
Dynamische Randbedingungen	Freifeld und „compliant“ Sohle mit einer vorgegebenen Verschiebung	Um Reflexionen an den Modellrändern zu vermeiden, sollen spezielle Randbedingungen eingeführt werden, damit die Wellen, die die Ränder des Modells erreichen, absorbiert werden. Dazu bietet das Programm die Option „Compliant Base“ mit einer vorgegebenen Verschiebung für die unteren Kante und die Option „Free Field“ für die seitlichen Ränder des Modells an

**Abb. 4** FE-Analyse für Erdbeben „Iwata-Miyagi“: Verlauf des Porenwasserüberdrucks über die Berechnungszeit

**Fig. 4** FE-analysis for Earthquake „Iwata-Miyagi“: Development of pore water pressure over time



die Unterkante des Modells in horizontaler und vertikaler Richtung fixiert wurde.

In Stufe 2 wurde der aus dem Eigengewicht des Bodens resultierende Spannungszustand simuliert. Dazu kam das Hardening Small Strain-Modell für die Analyse des Verhaltens vom Sandboden zum Einsatz, da mit dem PM4Sand-Modell der Spannungszustand, der vor der seismischen Belastung im Baugrund herrscht, nicht adäquat simuliert werden kann.

In Stufe 3 wurde die seismische Belastung entlang der Unterkante des FE-Modells eingegeben und eine dynamische Analyse wurde mit dem PM4Sand-Modell durchgeführt. Zur Ausbildung des Porenwasserdrucks infolge der seismischen Belastung wurde der Drainagetyp „Undrained A“ gewählt (Tab. 3, Abb. 4). Die Dauer dieser Stufe entsprach der Dauer des Erdbebens.

Die Unterkante des Modells wurde als „compliant base“ mit einer vorgegebenen Verschiebung definiert (Tab. 3),

während die seitlichen Ränder des Modells als Freifeld (engl. *free-field*) definiert wurden.

Aufgrund der Unmöglichkeit, Spannungen zu übertragen, verdoppelt sich die Amplitude der seismischen Bewegung an der freien Oberfläche des unverwitterten Felses, wie aus der Wellenausbreitungstheorie im elastischen Halbraum bekannt ist. An den Unterkanten der numerischen Modelle bei Deepsoil und Plaxis soll daher die Hälfte der auf unverwitterten Felsoberflächen (engl. *rock outcrop*) aufgezeichneten Signale angewendet werden. Dazu wurde ein Wert von 0,5m für die Horizontalkomponente der vorgegebenen Verschiebung zugewiesen, während die vertikale Richtung fixiert wurde.

Die am Ende dieser Stufe erschütterungsbedingt auftretende Setzung, die an der Mitte der Oberkante des numerischen Modells beobachtet wurde, ist in Tab. 4 mit Symbol S3 dargestellt.

In der letzten Stufe wurde anhand der Biotschen Theorie (1956) eine Konsolidierungsanalyse durchgeführt, um ver-

**Tab. 4** Ergebnisse der SPT-Methode und deren Vergleich mit den Ergebnissen der zweidimensionalen Finite-Element-Analysen  
**Table 4** Results of the SPT method and their comparison with the results obtained from the two-dimensional finite element analyses

Erdbeben	SPT-Methode		FE-Methode		
	$a_{h,max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	FS [-]	$R_u$ [-]	S3 [cm]	S4 [cm]
Iwata-Miyagi (Japan, 2008)	0,16g	0,47 (im Durchschnitt) für die obere Schicht; > 1,95 für die untere Schicht	0,5 bis zu 1 für die obere Schicht; < 1 für die untere Schicht	1,5	7,3
Hector Mine (USA, 1999)	0,17g	0,41 (im Durchschnitt) für die obere Schicht; > 1,72 für die untere Schicht	0,3 bis zu 1 für die obere Schicht; < 1 für die untere Schicht	2,1	12,0
Kobe (Japan, 1995)	0,15g	0,50 (im Durchschnitt) für die obere Schicht; > 2,10 für die untere Schicht	0,3 bis zu 1 für die obere Schicht; < 1 für die untere Schicht	0,9	8,0
L'aquila (Italy, 2009)	0,15g	0,60 (im Durchschnitt) für die obere Schicht; > 2,60 für die untere Schicht	0,4 bis zu 1 für die obere Schicht; < 1 für die untere Schicht	1,2	9,1
Manjil-Rudbar (Iran, 1990)	0,19g	0,34 (im Durchschnitt) für die obere Schicht; > 1,40 für die untere Schicht	0,2 bis zu 1 für die obere Schicht; < 1 für die untere Schicht	2,9	7,0
Morgan Hill (USA, 1984)	0,08g	1,18 (im Durchschnitt) für die obere Schicht; > 5,05 für die untere Schicht	0,2 bis zu 0,4 für die obere Schicht; < 1 für die untere Schicht	0,3	0,4
Niigata-Chuetsu (Japan, 2007)	0,08g	1,01 (im Durchschnitt) für die obere Schicht; > 4,37 für die untere Schicht	0,2 bis zu 0,4 für die obere Schicht; < 1 für die untere Schicht	0,3	0,4
Northridge (USA, 1994)	0,17g	0,48 (im Durchschnitt) für die obere Schicht; > 1,95 für die untere Schicht	0,4 bis zu 1 für die obere Schicht; < 1 für die untere Schicht	2,8	6,5
Parkfield (USA, 2004)	0,12g	0,82 (im Durchschnitt) für die obere Schicht; > 3,58 für die untere Schicht	0,2 bis zu 1 für die obere Schicht; < 1 für die untere Schicht	0,6	1,6

$a_{h,max}$  Aus Deepsoil V7 erhaltene maximale horizontale Erdbebenbeschleunigung auf der Sandoberfläche,  $FS$  Sicherheitsfaktor,  $R_u$  Porenwasserüberdruckverhältnis,  $S3$  Erschütterungsbedingt auftretende Setzung,  $S4$  Erschütterungs- und verflüssigungsbedingt auftretende Setzung (Gesamtsetzung)

flüssigungsbedingte Verformungen zu ermitteln. Zur Dränage der in Stufe 3 entstehenden Porenwasserdrücke wurde der Drainagetyp „Drained“ gewählt, und der Parameter „PostShake“ wurde auf 1 gesetzt. In Tab. 3 sind eine Zusammenfassung der verwendeten Modelleinstellungen und eine Erklärung der Modellparameter zu finden.

In Abb. 3d und Tab. 4 ist die am Ende dieser Stufe auftretende Setzung mit Symbol  $S4$  dargestellt, die der aus Erschütterung und Verflüssigung resultierenden Gesamtsetzung entspricht.

### Stoffgesetze

Das Materialverhalten des an der Unterkante des numerischen Modells anstehenden 1 m mächtigen unverwitterten Felses wurde mithilfe des Hookeschen Gesetzes ( $\nu=0,25$ ,  $E=5600\text{MPa}$ ) simuliert, während die Hardening Small Strain- und PM4Sand-Modelle für die Simulation des Materialverhaltens der Sandschichten zum Einsatz kamen. Wie bereits erwähnt, wurde der Anfangsspannungszustand der Sandschichten mithilfe vom Hardening Small Strain-Modell nachgebildet (Brinkgreve et al. 2019). Die zugehörigen Eingabeparameter für die lockeren und dichten Sandschichten sind in Tab. 5 aufgeführt.

Das Materialverhalten der Sandschichten unter dynamischen Lasten wurde mithilfe vom PM4Sand-Modell simuliert, das ein spannungsverhältnissteuertes, mit kritischen Zuständen kompatibles Modell der Grenzflächenplastizität

für Sande ist (Dafalias und Manzari 2004). Die Modifikationen des PM4Sand-Modells wurden von Boulanger und Ziotopoulou (2018) vorgenommen.

Das PM4Sand-Modell erfordert drei Haupt-Eingabeparameter: Dies sind der Schubmodulkoeffizient  $G_0$ , die relative Lagerungsdichte  $D_R$  und der Parameter der Kontraktionsrate  $h_{p0}$ :

$$G_0 = 167 \cdot \sqrt{[(N_1)_{60}] + 2,5} \quad (16)$$

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (17)$$

Der Parameter  $h_{p0}$  muss basierend auf die SPT-Schlagzahlen und Verflüssigungskorrelationen so gewählt werden, dass er der Modellreaktion auf spezifische zyklische Widerstandsverhältnisse CRR entspricht. Die Kalibrierung dieses Parameters soll zuletzt durchgeführt werden, da sein Wert von den anderen Parametern des Modells abhängen kann (Boulanger und Ziotopoulou 2018; Vilhar et al. 2018).

Für die weiteren erforderlichen Parameter des Modells ( $P_a$ ,  $n^b$ ,  $n^d$ ,  $\phi_{cv}$ ,  $\nu$ ,  $P$ ,  $Q$ ) wurden basierend auf den Laborversuchen von Boulanger und Ziotopoulou (2018) die in Tab. 5 aufgelisteten Werte verwendet. Mit diesen Werten können in der Regel zufriedenstellende Ergebnisse für reine Sande erhalten werden (Boulanger und Ziotopoulou 2018).

**Tab. 5** Bodenkennwerte für Hardening Small Strain and PM4Sand-Modelle  
**Table 5** Soil parameters for Hardening Small Strain and PM4Sand-Models

Hardening Small Strain-Model			PM4Sand-Model		
Symbol	DR = 35 %	DR = 75 %	Symbol	DR = 35 %	DR = 75 %
$E_{50, ref}$ (MPa)	21	45	$e$	0,695	0,575
$E_{oed, ref}$ (MPa)	21	45	$D_R$	0,35	0,75
$E_{ur, ref}$ (MPa)	63	135	$G_0$	487	892
$m$	0,59	0,47	$h_{p0}$	0,53	0,63
$c'$ (MPa)	0	0	$e_{max}$	0,8	0,8
$\phi'$	33	38	$e_{min}$	0,5	0,5
$\psi$ (°)	3	8	$P_\alpha$ (MPa)	0,101	0,101
$\gamma_{0,7}$	0,00017	0,00013	$n^b$	0,5	0,5
$G_{0, ref}$ (MPa)	83,8	111	$n^d$	0,1	0,1
$\nu$	0,3	0,3	$\phi_{cv}''$	33	33
$P_{ref}$ (MPa)	0,1	0,1	$\nu$	0,3	0,3
$R_f$	0,956	0,906	Q und R	10,0	1,5

**Hardening Small Strain-Modell:**  $E_{50, ref}$  Referenz-Sekantenmodul,  $E_{oed, ref}$  Referenz-Tangentenmodul,  $E_{ur, ref}$  Referenz-Steifigkeit des Bodens bei Ent- und Wiederbelastungen,  $m$  Exponent für die Spannungsabhängigkeit,  $c'$  und  $\phi'$  Kohäsion und Reibungswinkel unter dränierten Verhältnissen,  $\psi$  Dilatanzwinkel,  $\gamma_{0,7}$  Scherdehnungsverhältnis,  $G_{0, ref}$  Referenz-Schubmodul,  $\nu$  Poissonzahl,  $P_{ref}$  Referenz-Spannungsniveau,  $R_f$  Bruch-Verhältnis

**PM4Sand Modell:**  $e$  Porenzahl,  $D_R$  relative Lagerungsdichte,  $G_0$  Schubmodul-Koeffizient,  $h_{p0}$  Parameter für Kontraktionsrate,  $e_{max}$  und  $e_{min}$  maximale and minimale Porenzahlen,  $P_\alpha$  Atmosphärendruck,  $n^b$  Parameter für Oberflächenbegrenzung,  $n^d$  Parameter für Oberflächendilatanz,  $\phi_{cv}''$  Reibungswinkel im kritischen Zustand,  $\nu$  Poissonzahl,  $Q$  und  $R$  Parameter für kritische Zustandslinien

### Seismische Belastung

Bei der Analyse wurde das in Abb. 3b dargestellte Akzelerogramm des Erdbebens „Iwata-Miyagi“ verwendet, das auf der Oberfläche des unverwitterten Festgesteins (engl. rock outcrop) aufgezeichnet wurde (PEER 2022). Die Dauer  $t$ , Momentmagnitude  $M_w$ , Referenz-Spitzenwert der horizontalen Erdbebenbeschleunigung  $a_{gr}$ , Grundfrequenz  $f_{eq}$ , Ariasintensität  $I_a$  des Erdbebens sind in Abb. 3b angegeben.

Nach einer Basislinienkorrektur wurden die aufgezeichneten Signale von Störungen (z. B. durch Verkehrserschütterungen u. ä.) bereinigt, bevor sie als eine seismische Belastung in Plaxis (oder in Deepsoil) verwendet wurden.

### Ergebnisse der Analyse

Bei der Analyse wurde das Verflüssigungspotenzial anhand des Porenwasserüberdruckverhältnisses  $R_u$  bewertet:

$$R_u \leq 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \tag{18}$$

wobei

- $\sigma'_v$  effektive Vertikalspannung in der betrachteten Tiefe am Ende der Stufe 4,
- $\sigma'_{v0}$  effektive Vertikalspannung in der betrachteten Tiefe am Ende der Stufe 2.

Ein Wert von  $R_u = 1$  zeigt an, dass sich die Bodenschicht in einem vollständig verflüssigten Zustand befindet.

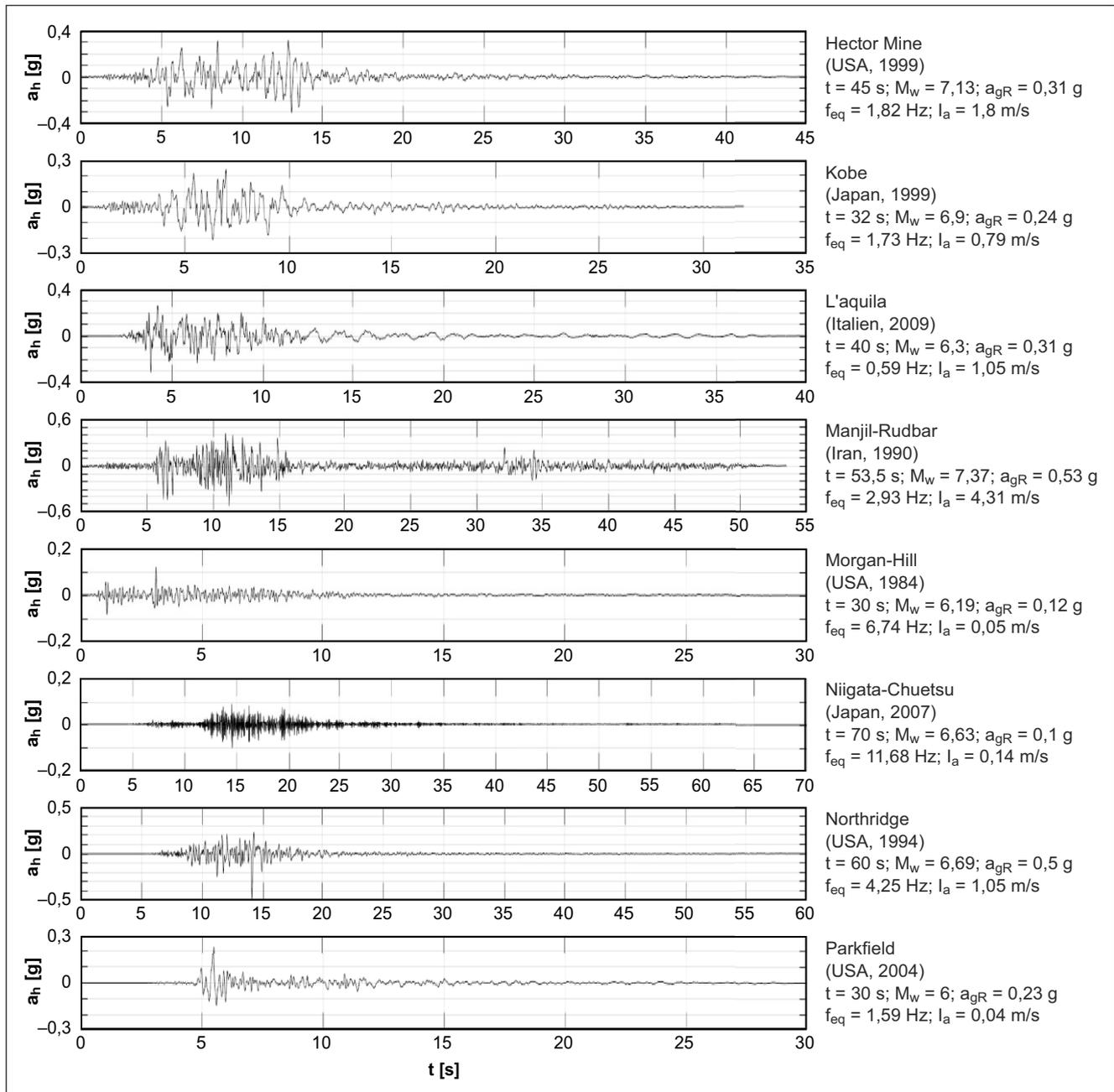
Wie in Abb. 3c ersichtlich ist, variiert der Wert- $R_u$  im mittleren Bereich der oberen Sandschicht zwischen ca. 0,5 und 1,0, während keine Verflüssigungsgefahr ( $R_u < ca. 0,4$ ) für die untere relativ dichte Schicht besteht.

Wie in Abb. 3d dargestellt, entstanden aufgrund der Akkumulation von Erdbebenwellen die höchsten Deformationen an den oberen Randbereichen des Modells, die irreführend waren. In dieser Arbeit wurden daher die an der Mitte der Oberkante des numerischen Modells auftretenden Setzungen berücksichtigt. Für das Erdbeben „Iwata-Miyagi“ betrug dieser Wert-S4 ca. 7,3 cm.

### Vergleich der verwendeten Methoden

Zum besseren Vergleich wurden weitere Verflüssigungsanalysen mit dem gleichen Baugrundmodell nach der SPT- bzw. FE-Methoden vorgenommen. Bei den Analysen wurden die in Abb. 5 dargestellten realen Akzelerogramme verwendet, die auf der Oberfläche der unverwitterten Festgesteine aufgezeichnet wurden (PEER 2022). Eine Zusammenfassung der gewonnenen Ergebnisse ist in Tab. 4 zu finden.

Bei allen verwendeten Erdbebensignalen außer Morgan Hill (USA, 1984) und Niigata-Chuetsu (Japan, 2007) weisen die Ergebnisse der beiden Verfahren darauf hin, dass eine Verflüssigungsgefahr der obersten 10m mächtigen lockeren Sandschicht existiert, während eine Verflüssigung der unteren, relativ dichten Schicht ausgeschlossen werden kann.



**Abb. 5** Horizontale Beschleunigung-Zeit-Diagramme der auf der Oberfläche der unverwitterten Festgesteine aufgezeichneten Erdbebensignale (PEER 2022)

**Fig. 5** Horizontal acceleration-time histories of strong ground motions recorded on the rock outcrop (PEER 2022)

Wie in Tab. 4 gezeigt ist, sind die verflüssigungsbedingten Setzungen (S4-S3) erheblich größer als die erschütterungsbedingten Setzungen (S3). Wenn der Wert- $R_u < 1$  ist, was bei den Erdbeben Morgan Hill (USA, 1984) und Niigata-Chuetsu (Japan, 2007) der Fall ist, sind die verflüssigungsbedingten Setzungen vernachlässigbar gering.

Im Gegensatz zum auf SPT-Schlagzahlen basierenden Verfahren, bei dem die Momentmagnitude  $M_w$  und die maximale horizontale Erdbebenbeschleunigung  $a_{h,max}$

die Schlüsselparameter für die Beurteilung der Schadenwirkung eines Erdbebens sind, besteht kein ausgeprägter Zusammenhang zwischen diesem Parameter und der aus den FE-Analysen erhaltenen Gesamtsetzung S4.

## Diskussion und Schlussfolgerungen

Eine zuverlässige Prognose der maximalen horizontalen Erdbebenbeschleunigung auf der Geländeoberfläche ist eine große Herausforderung in der Baupraxis, da die Topographie des Geländes und die geotechnischen Eigenschaften von oberflächennah anstehenden Lockergesteinen dabei eine große Rolle spielen. Meist liegen weiterhin empirische Messdaten von früheren Erdbeben am betroffenen Standort nicht oder nicht in genügender Anzahl vor.

An dieser Stelle bieten sich standortspezifische, eindimensionale seismische Analysen an. Jedoch ergeben sie nur dann konservative Ergebnisse, wenn sich die betroffenen Bodenschichten in der horizontalen Richtung bis ins Unendliche erstrecken und die Schichtgrenzen als horizontal angenommen werden können. Weiterhin können Amplitude, Frequenzgehalt und Dauer und damit die Schadenwirkung zweier Erdbeben sehr unterschiedlich sein, selbst wenn beide Erdbeben dieselben maximalen Erdbebenbeschleunigung aufweisen. Diese Einschränkungen können durch die Verwendung von zweidimensionalen Finite-Element-Analysen (2D-FEA) überwunden werden.

Hier ist anzumerken, dass die dynamischen FE-Analysen recht sensitiv bezüglich Modellgröße, Netzfeinheit, Zeitschritt und Bodenkennwerten, wie z. B. Dämpfungsverhältnis sind. Je nach generiertem Modell können numerische Ergebnisse stark streuen, was die Durchführung von Sensitivitätsanalysen erforderlich macht.

Aufgrund der erforderlichen Laborversuche zur Kalibrierung der Stoffparameter ist die Beurteilung des Bodenverflüssigungspotenzials mithilfe von zweidimensionalen Finite-Element-Analysen mit PM4Sand-Modell aufwändiger als das auf SPT-Schlagzahlen basierende Verfahren. Jedoch ermöglicht die Verwendung der FE-Methode mit dem PM4Sand-Modell die Einschätzung von erdbebenbedingten Deformationen und Porenwasserdruckveränderungen in Abhängigkeit der Randbedingungen. Dadurch kann nicht nur die Standsicherheit eines Bauwerkes, sondern auch die Wirtschaftlichkeit des Baus erhöht werden. Die Wahl des Berechnungsverfahrens richtet sich nach dem Grad der seismischen Gefährdung und nach der Bedeutung des geplanten Bauwerks.

Die vorgenommenen Analysen zeigen, dass hinsichtlich der Beurteilung der Verflüssigungsgefährdung eine gute Übereinstimmung zwischen den aus dem auf SPT-Schlagzahlen basierenden Verfahren und den aus der zweidimensionalen FE-Methode erhaltenen Ergebnissen besteht.

Weiterer Forschungsbedarf besteht bezüglich der aus FE-Analysen erhaltenen Verformungsprognose. Zu diesem Zweck sollten zunächst Modellversuche an Sanden durchgeführt werden und anschließend sollten diese Versuche mithilfe einer 2D-FE-Analyse mit PM4Sand-Modell simuliert werden.

## Literatur

- Ambraseys, N.N.: Engineering seismology. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **17**, 1–105 (1988)
- Andrus, R.D., Stokoe, K.H.: Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity. In: Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, S. 89–128. (1997)
- Andrus, R.D., Stokoe, K.H.: Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **126**(11), 1015–1025 (2000)
- Arango, I.: Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations. *J. Geotech. Eng.* **122**(11), 929–936 (1996)
- ASTM D 1586: Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT). ASTM International, West Conshohocken (2000)
- Boulanger, R.W., Idriss, I.M.: Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **132**(11), 1413–1426 (2006)
- Boulanger, R.W., Idriss, I.M.: CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, Report No. UCD/CGM-14/01. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil Engineering and Environmental Engineering, University of California, Davis (2014)
- Boulanger, R.W., Ziotopoulou, K.: PM4Sand (Version 3.1): A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications, Report No. UCD/CGM-17/01. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil Engineering and Environmental Engineering, University of California, Davis (2018). 2017, revised July 2018
- Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M., Foria, F.: Plaxis 2D Manuals. Plaxis bv, Delft (2019)
- Dafalias, Y.F., Manzari, M.: Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *J. Eng. Mech.* **130**(6), 622–634 (2004)
- DIN EN 1998-1: NA: 2021-07: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben-Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, mit CD-ROM. Beuth, Berlin (2021)
- DIN EN 1998-5: 2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben-Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte. Beuth, Berlin (2010)
- DIN EN 1998-5: NA: 2021-07: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben-Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte. Beuth, Berlin (2021)
- DIN EN ISO 22476-3:2012-03: Geotechnische Erkundung und Untersuchung-Felduntersuchungen – Teil 3: Standard Penetration Test (ISO 22476-3:2005 + Amd 1:2011); Deutsche Fassung EN ISO 22476-3:2005 + A1:2011
- Gödecke, J.H., Gödecke, H.J.: Bodenverflüssigung bei Erdbeben – Rechnerischer Nachweis mit Lasteinwirkung und Bodenwiderständen. *Bautechnik* **87**(10), 604–613 (2010)
- Hannich, D., Hötzl, H., Cudmani, R.: Einfluss des Grundwassers auf die Schadenswirkung von Erdbeben – ein Überblick. *Grundwasser* **11**(4), 286–294 (2006)
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., Park, D.: Deepsoil 7.0, User Manual. Board of Trustees of University of Illinois at Urbana Champaign, Urbana (2020)
- Idriss, I.M.: An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. In: Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication, Bd. FHWA-RD-99-165. (1999). Federal Highway Administration
- Laera, A., Brinkgreve, R.B.J.: Site response analysis and liquefaction evaluation. Plaxis bv, Delft (2015)
- Leven, C., Weiss, H., Vienken, T., Dietrich, P.: Direct-Push-Technologie – Effiziente Untersuchungsmethoden für die Untergrunderkundung. *Grundwasser* **16**(4), 221–234 (2011)
- PEER: Nga-west2—shallow crustal earthquakes in active tectonic regimes; pacific earthquake engineering research center ground mo-

- tion database. California, USA (2022). <https://ngawest2.berkeley.edu>. Zugegriffen: 07.–22.02.2022
- Schwarz, J., Maiwald, H.: Standortgefährdung infolge seismisch induzierter Bodenverflüssigung und Nachweise in DIN EN 1998-5. *Bautechnik* **91**(7), 481–494 (2014)
- Seed, H.B., Idriss, I.M.: *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute Monograph. (1982)
- Studer, J.A., Laue, J., Koller, M.G.: *Bodendynamik: Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze*. Springer, Berlin, Heidelberg (2007)
- Subasi, O., Koltuk, S., Iyisan, R.: A numerical study on the estimation of liquefaction-induced free-field settlements by using PM4Sand model. *KSCE J. Civ. Eng.* **26**, 673–684 (2022)
- Triantafyllidis, T.: Dynamische Effekte an Restseen infolge Erdbebenwirkungen. *World Min. Surf. Undergr.* **67**(6), 389–397 (2015)
- Vilhar, G., Brinkgreve, R.B.J., Zampich, L.: *The PM4Sand Model 2018*. Plaxis BV, Delft (2018)
- Vrettos, C.: Näherungsverfahren zum Nachweis gegen Bodenverflüssigung in Gebieten mittlerer Seismizität nach DIN EN 1998-5/NA:2021. *Bautechnik* **98**(11), 873–879 (2021)
- Youd, T.L., Idriss, I.M.: Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **127**(4), 297–313 (2001)
- Youd, T.L., Noble, S.K.: Magnitude Scaling Factors. In: *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, S. 149–165. Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York, Buffalo (1997)
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Liam Finn, W.D., Harder Jr, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokoe II, K.H.: Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* **127**(10), 817–833 (2001)

**Hinweis des Verlags** Der Verlag bleibt in Hinblick auf geografische Zuordnungen und Gebietsbezeichnungen in veröffentlichten Karten und Institutsadressen neutral.

Springer Nature oder sein Lizenzgeber hält die ausschließlichen Nutzungsrechte an diesem Artikel kraft eines Verlagsvertrags mit dem/den Autor\*in(nen) oder anderen Rechteinhaber\*in(nen); die Selbstarchivierung der akzeptierten Manuskriptversion dieses Artikels durch Autor\*in(nen) unterliegt ausschließlich den Bedingungen dieses Verlagsvertrags und dem geltenden Recht.