

Dynamic effects from earthquakes acting on residual lakes

Dynamische Effekte an Restseen infolge Erdbebeneinwirkungen

THEODOROS TRIANTAFYLLIDIS, Germany

1 Introduction

When opencast lignite mining operations cease, the residual voids are backfilled with soil or water. This creates in case of water, residual lakes. The slopes of such lakes are made of loosely deposited dump material. In the special case of possible seismic excitation, it is required to investigate whether such slope building technique provides sufficient stability. Usually, slope systems are in the first place designed to be statically safe. However, seismic events may cause additional significant effects:

- induction of a force of inertia as a result of the acceleration of the soil mass,
- potential reduction of the shearing resistance as a result of an increase in pore water pressure,
- increase in deformations as a result of incipient cyclic mobility leading to the gradual failure of the slope as a result of major deformations,
- potential disintegration of the metastable grain skeleton or separation of the soil components.

In order to be able to assess the slope stability, it is necessary to analyze the main failure types which either belong to the group of material-induced failures or to the group of system-induced failures.

In case of system-induced failures it is assumed that the slope body is either a continuous medium or that it consists of rigid bodies, and that the material proper is free from any grain skeleton disintegration. The system fails along discrete sliding planes at which the shear strength of the material has been exceeded as a result of the acting loads.

Material-induced failure occurs when the disintegration resistance of the grain skeleton is exceeded due to cyclic or seismic excitation.

This failure type depends on the composition of the grain skeleton (particle-size distribution curve), the packing density of the dumped material, the surface characteristics of the particles and last but not least the (internal) inherent structure of the dump. Especially

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. THEODOROS TRIANTAFYLLIDIS,
Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik
am Karlsruher Institut für Technologie, Engler-Bunte-Ring 14,
76131 Karlsruhe, Germany
Tel. +49 (0) 721-6084-2221, Fax +49 (0) 721-696096
e-mail: triantafyllidis@kit.edu

1 Einführung

Nach dem Abschluss der Braunkohlegewinnung in einem Tagebau wird das Restvolumen entweder mit Boden oder mit Wasser verfüllt. Es entstehen Restseen und die Gestaltung von Seeböschungen erfolgt mit dem locker gelagerten Kippenmaterial. Im speziellen Fall von seismischen Einwirkungen gilt es zu prüfen, ob dieses System der Restseeböschungen eine ausreichende Standsicherheit aufweist. Üblicherweise werden Böschungssysteme zunächst auf ihre statische Standsicherheit ausgelegt. Eine seismische Einwirkung kann jedoch weitere Effekte verursachen, die eine besondere Beachtung verdienen:

- Induktion einer Trägheitskraft durch die Beschleunigungen der Erdmasse,
- potentielle Reduktion der Scherwiderstände durch Zunahme des Porenwasserdrucks,
- Zunahme der Verformungen durch eine sich einstellende zyklische Mobilität und ein allmähliches Versagen der Böschung durch große Verformungen,
- potentieller Zerfall des metastabilen Korngerüsts oder Trennung der Bestandteile des Bodens.

Zur Beurteilung der Standsicherheit einer Böschung gilt es die wesentlichen Versagensarten zu analysieren, die entweder dem Materialversagen oder dem Systemversagen zuzurechnen sind.

Beim Systemversagen wird zunächst angenommen, dass der Böschungskörper entweder ein Kontinuum darstellt oder aus Starrkörpern besteht und das Material an sich keine Zerfallserscheinungen des Korngerüsts aufweist. Das Versagen des Systems erfolgt entlang diskreter Gleitflächen, an denen die Scherfestigkeit des Materials durch die Beanspruchung überschritten wurde.

Beim Materialversagen dagegen handelt es sich um die Überwindung des Widerstandes des Korngerüsts gegen den Zerfall aufgrund einer zyklischen oder seismischen Anregung.

Bei dieser Art des Versagens spielt die Zusammensetzung des Korngerüsts (Kornverteilungslinie), die Lagerungsdichte des verkippten Materials, die Oberflächenbeschaffenheit der Körner und nicht zuletzt die (innere) inhärente Struktur der Kippe aufgrund des Herstellungsprozesses eine Rolle. Speziell die innere Struktur wird durch die Depositionsmethode und den Aufbau des Kippenkörpers signifikant beeinflusst.

Zur Beurteilung der Standsicherheit von Restseeböschungssystemen müssen beide Arten von Nachweisen geführt werden, der der Systemstandsicherheit und derjenige der Stabilität des vorliegenden Materials.

the internal structure is significantly influenced by the dumping technique and the build-up of the dump.

For the assessment of the stability of slope systems of residual lakes it is necessary to prove both the system-related and the material-related stability.

In order to provide this proof, various obstacles have to be overcome and a new approach has to be adopted. Unfortunately, there are no standards governing this particular case, nor is experience from naturally deposited soil types universally transferrable to artificially built soil types. Additionally, due to the unlimited life of these structures, the approving authorities require that major seismic events be taken into account because longer periods of recurrence apply than for structures with usual lifetimes. Consequently, for the assessment of the relevant seismic load, a seismic event with a recurrence period of 2500 years should be assumed rather than with a period of 500 years (as stipulated for buildings in DIN 4149).

2 Stability of the slope

For this purpose a staged procedure has been proposed and described in the Guideline for the Investigation of the Stability of Slopes in Opencast Lignite Mines (RfS). According to this guideline, first it has to be demonstrated by means of pseudo-static methods, which have to take into consideration the inertia forces of the slope body, that there will be no slope failure due to the assumed failure mechanism. It is important to note that these dynamic forces are assumed to act statically. Further it is to be taken into account that the DIN 1054 standard does not provide any partial safety factors for the consideration of earthquakes and that even below a global safety factor 1 further equilibrium states are possible [3, 4]. In the event that the limit equilibrium is not complied with, the slope will slide along one or several sliding planes, settling into another equilibrium state and causing permanent deformations. Any excessive energy that cannot be absorbed by the friction in the sliding planes will be converted into kinetic energy of the sliding body. This means that the displacement of the slope depends on both the slope material and the intensity of the seismic signal. It has become increasingly obvious as a matter of fact that deformations are allowed in the proof of stability and will result in a convergence of the serviceability limit state (SLS) design and the ultimate limit state (ULS) design according to DIN 1054 or EC 7 (not applicable to opencast lignite mining), leading to a performance-based design instead. Further, when considering the approval of such deformations, the vulnerability (secondary hazard) of a deformed slope must be taken into account.

This approach raises the question of what would be the maximum allowable persistent deformations of a slope and questions about material laws suitable to make the appropriate predictions. Also the potential partial liquefaction of the material and the method of proof must be considered.

For reasons of simplification, the Guideline for the Investigation of the Stability of Slopes in Opencast Lignite Mines (RfS) requires as a first step the provision of pseudo-static proofs to calculate the "safety" distance from the limit state. This is done by determining the relevant slip circle or sliding body by means of a pseudo-static coefficient χ multiplied by the mass (m) of the relevant sliding body and the PGA value of the respective area and expressing the pseudo-static force F , instead of the acting forces of inertia.

$$F = m \cdot \chi \cdot a_{\max} = m \cdot \chi \cdot \text{PGA} \quad (1)$$

For further details see [3]. The calculation is schematically shown in Figure 1.

If it is not possible to provide the required proof by this pseudo-static method, it will be necessary to use a dynamic calculation method.

Zur Erbringung dieser Nachweise müssen jedoch mehrere Hürden genommen und eine andere Sichtweise als die bisherige etabliert werden. Die spezifischen Fragestellungen werden leider nicht von Normen abgedeckt und die spezifische Situation der künstlich abgelagerten Bodenarten lässt nicht unbedingt die Anwendung von Erfahrungsregeln aus den gewachsenen Bodenarten zu. Außerdem werden zur Beurteilung der Standsicherheit aufgrund der unbegrenzten Lebensdauer dieser Konstruktionen entsprechend behördlicher Vorgaben stärkere seismische Ereignisse durch den Ansatz von größeren Wiederkehrperioden als diejenigen für Bauwerke üblicher Lebensdauer angesetzt. So ist bei der maßgebenden seismischen Belastung von einem 2500-jährigen seismischen Ereignis statt von einem 500-jährigen (wie in der DIN 4149 für Hochbauten) auszugehen.

2 Standsicherheit der Böschung

Hierfür wurde bereits in der RfS (Richtlinie für die Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen, der im Tagebau betriebenen Braunkohlebergwerken) von NRW [1] ein abgestuftes Verfahren vorgeschlagen. Dabei ist zunächst mit Hilfe von pseudo-statischen Ansätzen zu zeigen, dass durch die Berücksichtigung der Massenkräfte des Böschungskörpers kein Böschungsversagen mit dem angenommenen Bruchmechanismus auftritt. Hierbei ist anzumerken, dass diese dynamischen Kräfte als statisch wirkend angenommen werden. Des Weiteren ist anzumerken, dass die DIN 1054 für die Bemessungssituation Erdbeben keine Teilsicherheiten angibt und dass auch unterhalb eines globalen Sicherheitsfaktors von 1, weitere Gleichgewichtszustände möglich sind [3, 4]. Die Böschung wird bei Nichteinhaltung des Grenzgleichgewichts entlang einer oder mehrerer Gleitflächen gleiten und sie wird zu Lasten von bleibenden Verformungen einen weiteren Gleichgewichtszustand finden. Die überschüssige Energie, die nicht von der Reibung in den Gleitfugen aufgenommen werden kann, wird in kinetische Energie des Böschungskörpers umgewandelt. Die neue verschobene Lage der Böschung hängt also vom Material der Böschung und der Stärke des seismischen Signals ab. Wie man jetzt erkennt, wird das Zulassen von Verformungen im Nachweis zu einer Verschmelzung des Gebrauchstauglichkeitsnachweises (SLS) mit dem Tragfähigkeitsnachweis (ULS) in Anlehnung an DIN 1054 oder EC7 (nicht für den Braunkohletagebau anzuwenden) und somit zu einer verformungsbasierten Dimensionierung (performance based design) führen. Hiermit kommen weitere Fragestellungen hinsichtlich der Vulnerabilität (sekundäre Gefährdung) nach den Böschungsumbildungen hinzu, die für das Zulassen dieser Verformungen von Bedeutung sind.

Diese Vorgehensweise wirft die Frage nach den maximal verträglichen bleibenden Verformungen im Böschungsbereich auf und die Frage nach adäquaten Stoffgesetzen, die für solche Prognosen geeignet wären, neben den Fragen der potentiellen partiellen Verflüssigung des Materials sowie der Nachweisführung.

Die RfS [1] verlangt zunächst der Einfachheit halber die Führung von pseudo-statischen Nachweisen, um einen Abstand gegenüber einem sog. Grenzzustand zu berechnen. Hierfür wurden für den Ansatz der pseudo-statischen Kräfte als Ersatz für die wirkenden Trägheitskräfte nach Festlegung des maßgebenden Gleitkreises oder Bruchkörpers ein sog. pseudo-statischer Koeffizient χ gewählt, welcher mit der Masse (m) der maßgebenden Bruchfigur und dem PGA-Wert des betroffenen Gebietes multipliziert wird, um die pseudo-statische Kraft F zu bestimmen.

$$F = m \cdot \chi \cdot a_{\max} = m \cdot \chi \cdot \text{PGA} \quad (1)$$

Weitere Details sind in [3] zu finden und ein Schema der Berechnung ist in Abbildung 1 dargestellt.

Falls aber dieser pseudo-statische Nachweis nicht gelingen sollte, so sind dynamische Berechnungen zur Nachweisführung durchzuführen.

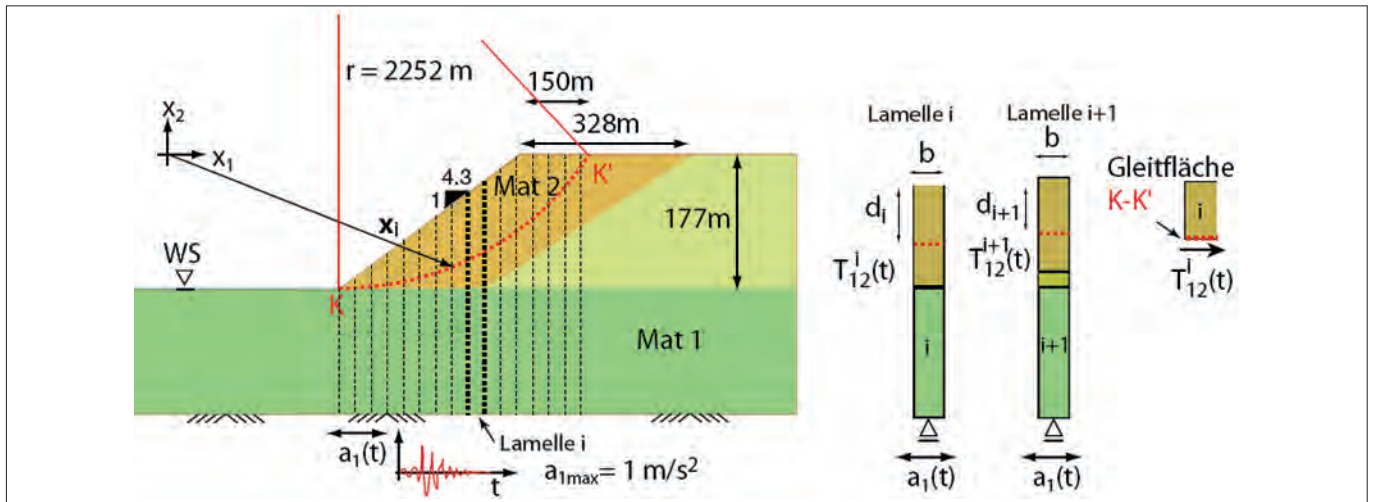


Fig. 1: Stability analysis of a permanent lake slope by means of slices that are excited at the base ground. The mean of the inertia forces of each slice can be represented by the shear force T12 at the horizontal sectional plane with the slip circle [3].

Abb. 1: Standsicherheitsbetrachtung einer bleibenden Seeböschung mit Hilfe von Lamellen, die an der Unterlage angeregt werden. Die Massenkräfte jeder Lamelle können im Mittel durch die Schubkraft T12 an der horizontalen Schnittfläche mit dem Gleitkreis abgebildet werden [3].

2.1 Requirements for dynamic calculations

Compared to the pseudo-static calculation, the dynamic stability calculations are much more complex.

Not only must the material behaviour be tested in comprehensive experiments. Also the calculations to determine the dynamic behaviour of the overall system are extremely exacting (Figure 2).

Before a sectional plane between a dump body and the footwall can be calculated by FE meshes, the true boundary conditions must be mapped or at least it must be safeguarded that there will be no major reflections from the boundaries into the dump area of interest during the considered period of earthquake actions. The absorbing boundaries – according to [5] – of the FE mesh lead to a lowering of the amplitude also in case of a linearly elastic material. And the rigid supports at the lateral boundaries lead to a certain amplitude increase when there is a harmonic acceleration signal at the base of the NE mesh is considered.

In any case, the simulation time t_s must be kept shorter than the time t_r , which takes a while for the seismic signal to run to the boundary and back to the dump area. The following equation applies:

$$t_r = (h + a/2 + 2b)/c, \quad (2)$$

with c being the mean speed the wave needs to reach the surface.

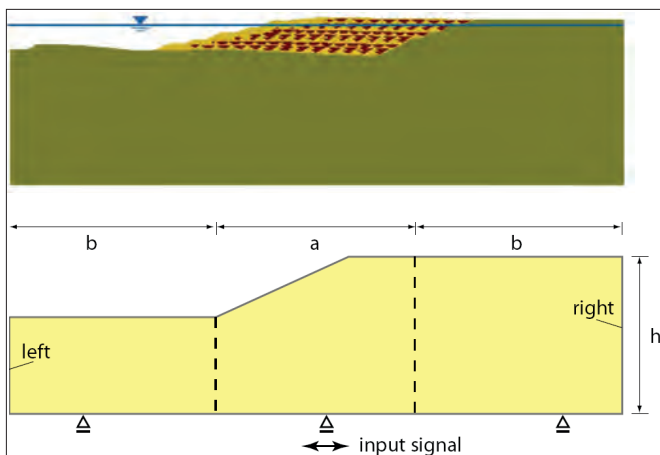


Fig. 2: Schematic illustration of the dump build-up (top); limitation of the area analyzed by FEM (bottom)

Abb. 2: Schematischer Kippenaufbau (oben), Eingrenzung des betrachteten Gebietes mit der FE-Methode (unten)

2.1 Anforderungen für dynamische Berechnungen

Die Anforderungen zum Führen des Nachweises über dynamische Berechnung sind, verglichen mit dem pseudo-statischen Nachweis der Standsicherheit, sehr hoch.

Es sind einerseits umfangreiche Versuche zum Materialverhalten durchzuführen, aber auch sehr anspruchsvolle Berechnungen des dynamischen Verhaltens des Gesamtsystems (Abbildung 2).

Die Berechnungen für einen ebenen Querschnitt eines Kippenkörpers mit dem Liegenden verlangt vor jeglicher Durchführung von Berechnungen mit FE-Netzen eine getreue Abbildung der Randbedingungen oder zumindest die Sicherstellung, dass aus den Rändern keine allzu großen Reflexionen im interessierenden Bereich der Kippe während der Betrachtungszeit der Erdbebenwirkung hineinfallen. Die Absorbierende Boundaries nach [5] an der seitlichen Begrenzung des FE-Netzes bewirken auch beim linear elastischen Material eine Herabsetzung der Amplitude und die starren Lager an der seitlichen Begrenzung des Netzes eine gewisse Anfachung (Überhöhung) der Amplitude bei einem harmonischen Signal für die Beschleunigung, die an der Basis des FE-Netzes angesetzt wird.

Die Simulationszeit t_s muss jedenfalls kleiner gehalten werden als die Zeit t_r , die eine Welle braucht bis zum Rand und wieder zurück im Bereich der Kippe. Es gilt:

$$t_r = (h + a/2 + 2b)/c, \quad (2)$$

wobei c die mittlere Wellengeschwindigkeit ist, die die Welle braucht, damit sie die Oberfläche erreicht.

Es werden also Bereiche neben der Kippe mitsimuliert, die mindestens die 5-fachen Abmessungen der Kippe jeweils links und rechts der Kippe ausweisen. Weitere Details betreffen die Element- und Zeitdiskretisierung.

Eine Diskretisierung sollte mit einem Element mindestens die Fläche 5×5 m im Bereich der Kippe abdecken, wobei zu den äußeren Rändern hin eine Vergrößerung der Elemente bis auf 50×50 m zulässig ist.

Da nicht-lineare Beziehungen für das Stoffverhalten verwendet werden, wird bei einer expliziten Integration eine Zeitdiskretisierung von $\Delta t = 10^{-4}$ s und bei impliziter Integration die Zeitschrittweite von $\Delta t = 10^{-3}$ s empfohlen, wobei die Zeitdiskretisierung wesentliche Inhalte des Signals nicht verfälschen sollte, weil sie zu groß gewählt wurde.

Die Belastung infolge eines Erdbebensignals kann aus einem Leistungsspektrum künstlich erzeugt werden oder aus gemessene-

For the numerical analysis large areas outside the dump are included in the simulations. These areas have at least to be five times the size of the dump on both sides. The following details refer to element and time discretization.

The discretization should create elements of at least 5 m × 5 m in the dump area. Towards the outer boundaries the elements may be increased up to a size of 50 m × 50 m.

As non-linear relationships are used to characterize the material behaviour, it is recommended to have a time discretization step of $\Delta t = 10^{-4}$ s for an explicit integration and of $\Delta t = 10^{-3}$ s for an implicit integration. However, care should be taken that the discretization is not too large because this would falsify important contents of the input signal.

The load resulting from an earthquake signal may be generated artificially from a frequency power spectrum or scaled up to the desired amplitude level based on measured signals.

It is recommended to use at least three different earthquake signals which have the required PGA values at the ground surface and fulfill the requirements of the frequency spectrum. Another possibility is to adapt the amplitude of measured signals of smaller amplitudes via magnification factors (minor errors due to frequency shifts in the spectrum are tolerable).

3 Calibration of the constitutive material law parameters

Each one of the used constitutive material law must be able to represent the static tests also in case of large elongations in the triaxial tests with sufficient accuracy. The same applies to compression tests. The density of the sample shall be close to the density measured in situ.

At the same time, the sample preparation must take into consideration the artificial process of dump build-up, in other words, the samples' inherent structure should be similar to the structure of the material deposited in-situ. Samples representing material dumped

nen Signalen auf das gewünschte Amplitudenniveau hochskaliert werden.

Es empfiehlt sich, mindestens drei unterschiedliche Erdbebensignale zu verwenden, die die entsprechenden PGA-Werte an der GOK aufweisen und die Vorgaben des Leistungsspektrums erfüllen. Dies kann aber auch aus gemessenen Signalen geringerer Amplitude bei entsprechender Anpassung der Amplitude über Magnifikationsfaktoren erfolgen (kleinere Fehler durch die Frequenzverschiebung im Spektrum können in Kauf genommen werden).

3 Kalibration der Stoffgesetze

Jedes der verwendeten Stoffgesetze muss die statischen Versuche auch für große Dehnungen eines Triaxialversuchs wie auch eines Ödometerversuches ausreichend gut wiedergeben. Die Dichte der eingebauten Probe soll in der Nähe der in situ gemessenen Dichte liegen.

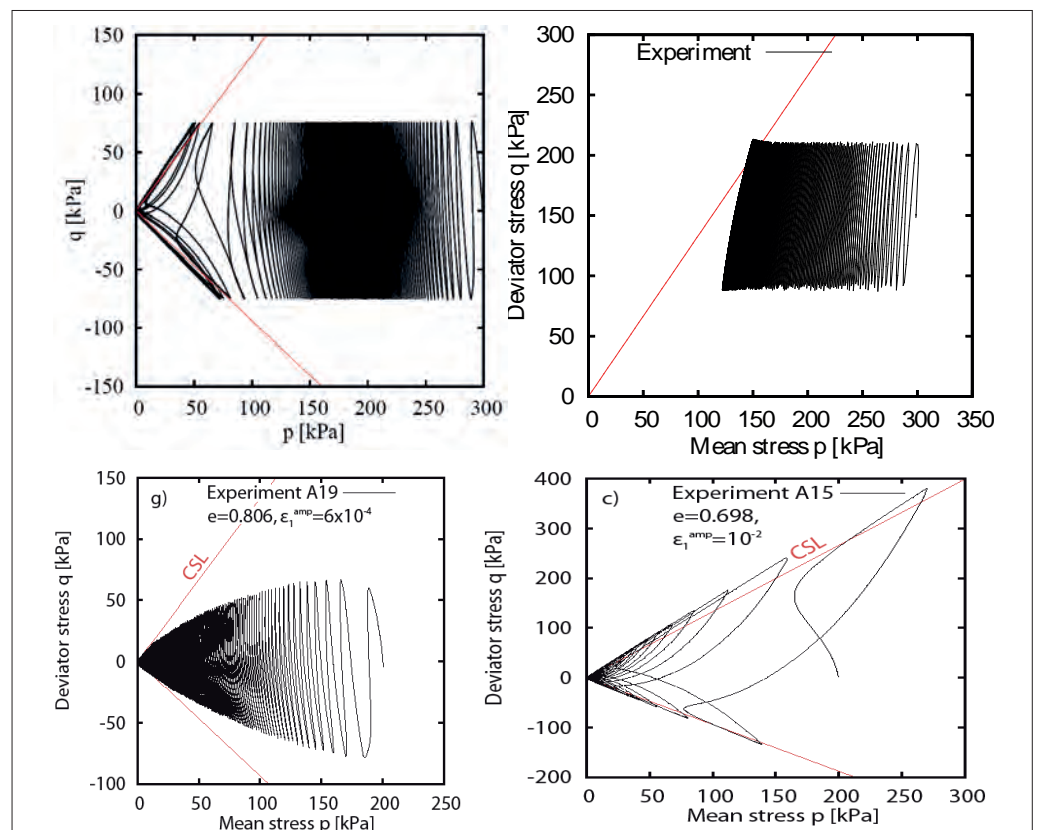
Gleichzeitig jedoch muss die Probenpräparation dem künstlichen Prozess der Kippenherstellung Rechnung tragen, d.h. die Proben sollten eine inhärente Struktur aufweisen, ähnlich wie diejenigen des in-situ abgelagerten Materials. Speziell die Probenherstellung beim Verkippungsprozess mittels Absetzer wird meist über die Methode des feuchten Abwurfes oder die Methode des feuchten Stampfens bis zur gewollten Dichte realisiert, wobei sich bei der Verkippung mittels Förderbrücken, um das Materialverhalten bis zur Verflüssigung zu beschreiben, eher die Methode des trockenen Einrieselns zur Abbildung der inneren Struktur eignet.

Zusätzlich zu den statischen Versuchen werden Kalibrationen der verwendeten Stoffgesetze mit Hilfe undrainierter zyklischer Triaxialversuchen mit der im Durchschnitt in situ ermittelten Lagerungsdichte durchgeführt.

Diese Versuche müssen spannungsgesteuert isotrop wie anisotrop, aber auch dehnungsgesteuert mit kleinen und größeren Dehnungsamplituden durchgeführt werden. Ein schematischer Verlauf der vier unterschiedlichen undrainierten zyklischen Versuche ist in Abbildung 3 dargestellt.

Fig. 3: Schematic illustration of the stress path p - q after a series of load cycles around the isotropic axis (top left), after a series of anisotropic stress-controlled cycles (top right), after a series of strain-controlled cycles with a small amplitude (bottom left) and with a large amplitude (bottom right)

Abb. 3: Schematischer Verlauf des Spannungspfades p - q bei mehreren Zyklen für (oben links) eine Wechselbelastung um die isotrope Achse, (oben rechts) für eine anisotrope zyklische Spannungssteuerung, (unten links) für eine Dehnungsteuerung mit kleiner Amplitude und (unten rechts) bei einer Dehnungssteuerung mit großer Amplitude



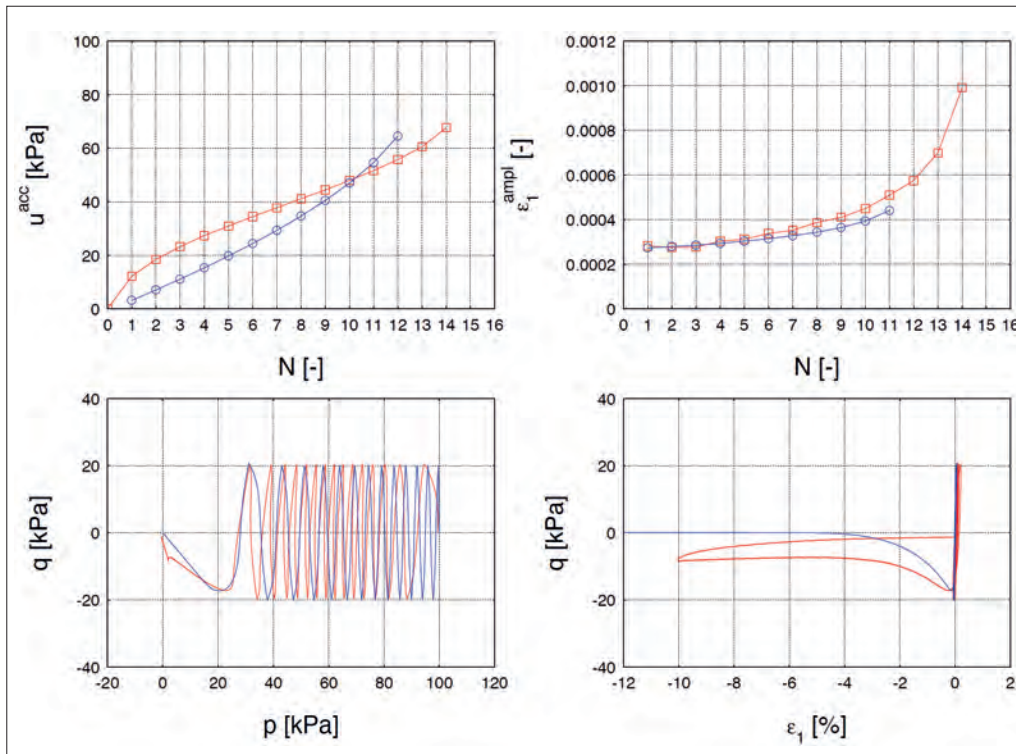


Fig. 4:

Calibration of the material parameters in an undrained triaxial stress-controlled test (red: test results, blue: recalculations), top left: development of the pore water pressure with the number of cycles N ; bottom left: representation of the q - p stress path, top right: axial deformation of the sample with the number of cycles N , and bottom right: deviator versus axial strain for all cycles

Abb. 4:

Kalibrierung der Materialparameter durch einen undrainierten Triaxialversuch mit Spannungssteuerung (rot: Versuchsergebnisse, blau: Nachrechnungen), oben links: Entwicklung des Porenwasserdruckes mit der Zyklenzahl N ; unten links: Darstellung des q - p -Spannungspfad, rechts oben: axiale Verformung der Probe mit der Zyklenzahl und rechts unten: Deviator versus axiale Dehnung für alle Zyklen

by spreaders are usually produced by dropping or moist tamping the material until the desired density is achieved. To achieve the inherent structure of material dumped by conveyors and to represent the material behaviour until liquefaction, it is recommended to use the method of dry raining.

In addition to the static tests, the employed constitutive material laws will be calibrated by means of undrained cyclic triaxial tests with material of the mean density determined in situ.

The test methods must be performed as stress-controlled, both isotropic and anisotropic, as well as strain-controlled with small and large amplitudes. Figure 3 shows a schematic view of the four different cyclic undrained test results.

The employed constitutive equations are intended to represent fairly well the material behaviour during the first, at least, 10 to 20 load cycles. This makes it necessary to first compare the numerical calculations with the results from the experiments, as in the example in Figure 4. The calibration of the material parameters now allows the numerical calculations of the slope system to be made.

4 Results of the numerical simulations

All simulations have shown that each seismic event with a recurrence period of up to 500 years and until the residual lake is filled will have a compacting effect, i.e. each earthquake during the operating phase would lead to a solidification and compaction of the dumped material, in other words, the effective stress in the dump would increase (drained conditions).

For a residual lake that has already been filled and in case of a severe seismic event with a recurrence period of 2500 years, it is recommended to investigate the risk of liquefaction in certain areas.

It is on the safe site in the analysis to consider the seismic event acting on the material as under undrained conditions, assuming that the time of loading has been too short for the soil to drain. This implies a very rapid increase in pore water pressure accompanied by a decrease in shearing resistance. However, as long as only seismic events with a recurrence period of 500 years take place,

Die verwendeten Stoffmodelle sollen relativ gut das Materialverhalten für die mindestens 10 bis 20 ersten Beanspruchungszyklen wiedergeben. Hierzu ist es zunächst erforderlich, die numerischen und experimentellen Untersuchungen miteinander zu vergleichen; ein Beispiel hiervon ist in Abbildung 4 zu sehen. Mit Hilfe der vorgenommenen Kalibrierung können nun die numerischen Untersuchungen des Böschungssystems durchgeführt werden.

4 Ergebnisse der numerischen Simulationen

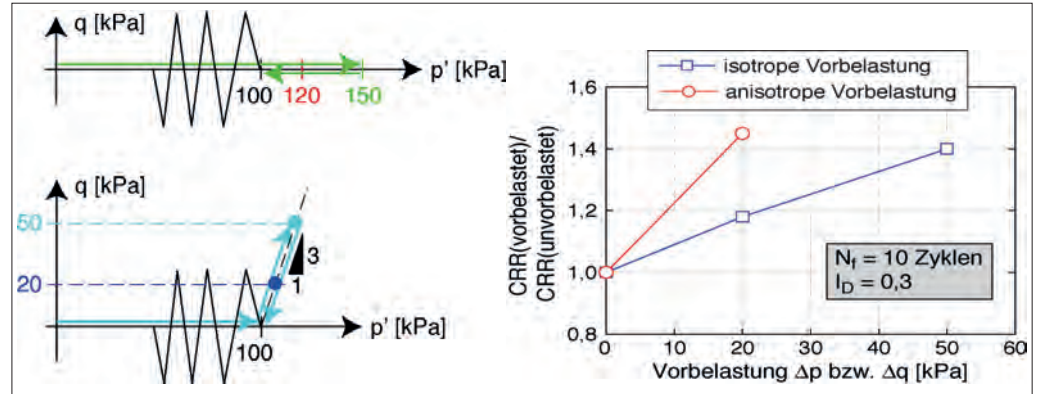
Alle Simulationen zeigen, dass jedes seismische Ereignis der Wiederkehrperiode bis 500 Jahre und solange der Restsee nicht gefüllt ist, immer zu Verdichtungen führt, d.h. jedes Erdbeben in der Betriebsphase würde zu einer Verdichtung und Verfestigung des Materials in der Kippe führen, d.h. die effektiven Spannungen in der Kippe nehmen zu (drainierte Verhältnisse).

Bei einem bereits befüllten Restsee und einem starken Erdbebenereignis einer Wiederkehrperiode von 2500 Jahren ist in bestimmten Bereichen die Gefahr der Verflüssigung zu untersuchen.

Es liegt auf der sicheren Seite, für den seismischen Fall von einem undrainierten Belastungsfall für das Material auszugehen, bei dem man annimmt, dass der Boden aufgrund der kurzzeitigen Belastung keine Zeit für die Drainierung hatte. Dies impliziert eine sehr schnelle Entwicklung des Porenwasserdruckes und somit eine Reduktion der Scherwiderstände. Solange jedoch nur seismische Ereignisse 500-jähriger Wiederkehrperioden stattfinden, ist von keiner Verflüssigung des Kippenmaterials auszugehen. Bei den sehr starken Signalen der 2500-jährigen Ereignisse ist lokal ein vollständiger Verlust der Scherfestigkeit nicht auszuschließen. Dabei sind der Bereich des Böschungsfußes und Teilbereiche der Böschungsoberfläche unter Wasser von der potentiellen Verflüssigungsgefahr betroffen. Diese möglichen lokalen Verflüssigungen führen jedoch nicht zu einem globalen Versagen der Gesamtböschung. Der Bereich, speziell des Böschungsfußes, kann vor dem Beginn der Befüllung beispielsweise gezielt einer statischen Vorbelastung unterworfen werden, um den Widerstand gegen Verflüssigung zu erhöhen (Abbildung 5). Alternativ hierzu gibt es weiteres Optimierungspotential hinsichtlich der

Fig. 5: Preloading (isotropic or anisotropic) of the dump material (loosely deposited) leads to a significant increase in the cyclic stress ratio (in this case by 40 %)

Abb. 5: Eine Vorbelastung (isotrop oder anisotrop) von Kippenmaterialien (locker gelagert) bewirkt eine signifikante Erhöhung des Verflüssigungswiderstandes (hier um 40 %)



the possibility of liquefaction can be ruled out. It cannot be precluded that the very strong signals of the 2500-yearly events may locally lead to a complete loss of shearing resistance. In such cases the area of the slope toe and parts of the slope surface covered by water are subjected to the potential risk of liquefaction. However, these potential localized incidents of liquefaction will not lead to a global failure of the overall slope. In order to increase the cyclic stress ratio (CSR), those areas, especially the toe of the slope, may be systematically subjected to static preloading prior to filling (Figure 5). Alternatively, an optimized geometric design of the slope toe can increase the resistance to local deformations in the toe area (for example, a smaller angle of inclination or reinforcement of the toe area by a dam).

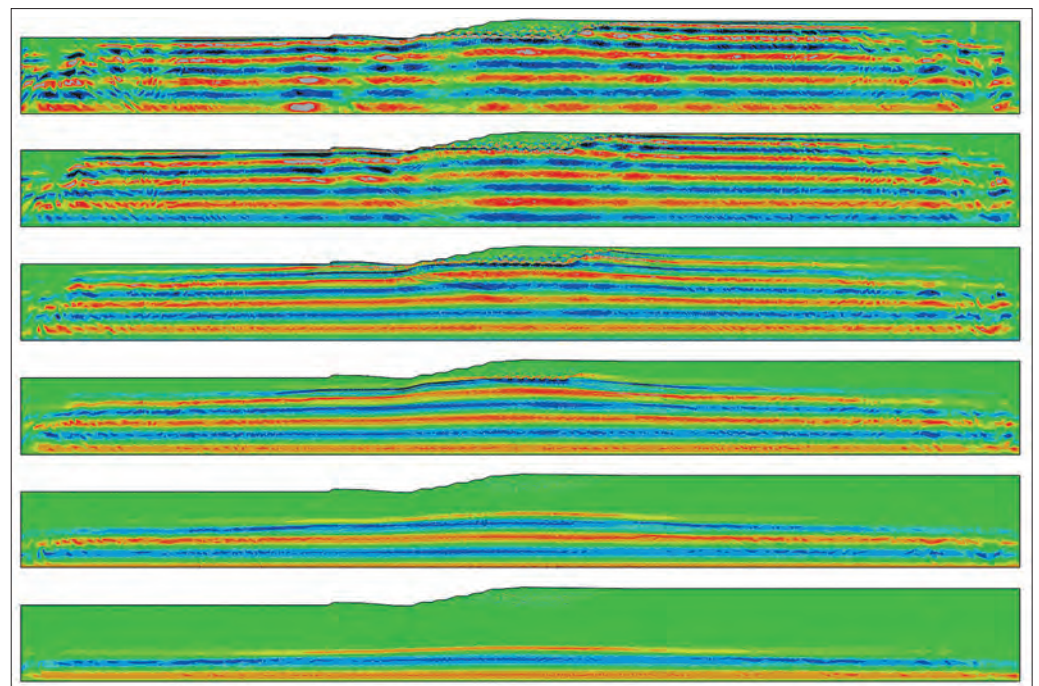
Additionally, a wave diffraction effect originates from the geometric layout of the dump which consists of conical heaps of the rather sandy material M1 prevailing in the Rhenish mining area and of up to 40 m deep hollows between the heaps containing the cohesive material M2. Based on the available measurements of the soil acceleration during the Roermond earthquake on April 13, 1992 [4, 8] a main frequency of approx. 2.2 Hz can be assumed and from the shear wave speeds of at least 150 to 170 m/s [6] in the dump a wave length of approx. 70 m can be calculated. At a hollow depth of 40 m and given the different stiffness of the materials M1 and M2, this causes the propagating waves to diffract. This is illustrated in Figure 6: The wave front approaching from the footwall is repeatedly reflected and refracted as it runs

geometrischen Gestaltung des Böschungsfußes, welches einen höheren Widerstand gegen lokale Geländeumbildungen im Bereich des Fußes bietet (z.B. flachere Neigung, Verstärkung mit einem Damm im Fußbereich).

Die geometrische Gestaltung des Kippenaufbaus mit den Schüttkegeln aus dem eher sandigen Material M1 im Rheinischen Revier und den dazwischen liegenden Mulden mit dem bindigen M2-Material in vorliegenden Abmessungen (ca. 40 m tiefe Mulden) bringt einen weiteren Effekt hinzu hinsichtlich der Wellendiffraktion (Beugung). Aus den vorliegenden gemessenen Bodenbeschleunigungen beim Roermonder Erdbeben am 13. April 1992 [4, 8] kann man von einer Hauptfrequenz von ca. 2,2 Hz ausgehen und bei Zugrundelegung der in der Kippe gemessenen Scherwellengeschwindigkeiten von mindestens 150 bis 170 m/s [6] errechnet sich eine Wellenlänge von ca. 70 m, so dass es bei einer Muldengröße von 40 m effektiv durch die unterschiedlichen Steifigkeiten der beiden Materialien M1, M2 zu einer Beugung der einfallenden Wellen kommen kann. Dies wird in Abbildung 6 dargestellt, wo die Wellenfront aus dem Liegenden kommend in die Struktur der Kippe mehrfach reflektiert und refraktiert und dadurch gebeugt wird. Diese innere Struktur der Kippe bringt einen wellenabschirmenden Effekt für die Böschungsoberfläche, der bei einem homogenen Kippenaufbau nicht zu erwarten ist. Generelle Effekte der Viskosität des bindigen Materials zur Energieabsorption kommen dazu, da diese den Verflüssigungswiderstand erhöhen.

Fig. 6: Illustration of the wave front generated by an excitation of the foot-wall and propagation of the wave showing diffractions in the dump area (the picture at the bottom shows the start of the wave front; the three upper pictures show the wave diffraction in the dump area at different times)

Abb. 6: Darstellung der Wellenfront aufgrund einer Anregung des Liegenden und Ausbreitung der Welle mit Beugungseffekten im Bereich der Kippe (unteres Bild zeigt den Anfang der Wellenfront und die oberen drei Bilder die Wellendiffraktion im Bereich der Kippe an verschiedenen Zeitpunkten)



through the dump. This is due to the above structure of the dump and leads to wave diffractions. This particular internal structure of the dump has a shielding effect, which keeps the waves away from the slope surface. In a homogeneously built-up dump, such effect is unlikely to occur.

This effect is accompanied by general energy-absorbing viscosity effects of the cohesive material. These effects increase the resistance of the material against liquefaction.

5 Resistance of dump materials to grain skeleton disintegration

Another aspect is the resistance of the dump materials to disintegration of the grain skeleton, especially under cyclic loading.

The most important material parameters or state variables that have an effect on the soil's resistance to grain skeleton disintegration (or liquefaction) are as follows:

- relative density or viscosity,
- loading history including ageing,
- the internal dump structure and
- the granulometric properties, such as grain roundness, surface roughness and mineral composition of the material.

In naturally deposited soils certain factors such as the internal structure or the load history are rather difficult to determine. However, the structure and load history of dumped and artificially deposited soils are usually well known. This provides the benefit that it will be possible to simulate the dumping process and to determine the prevailing stress state in the built slopes. Loads that have acted on the dump in the past, such as overdumping or partial removal, can be considered when simulating the history of the dump. Preloading these loose soil types may increase the relative density by a maximum of 2 %. However, due to the resulting changes in the microstructural grain contacts, the cyclic stress ratio may increase by up to 40 %, with more or less the same packing density and seismic excitation. This effect is much greater than the marginal, theoretical increase in packing density by preloading.

The dumping method gives the dump its inherent structure, which is characterized by the orientation and the coordination number of the contacts.

Overburden conveyor bridges fan out the material along the slope shoulders. The fanned out material will roll down the slopes. Spreaders, on the other hand, produce conical heaps which grow from the inside out [7]. The mass flow pattern does not show any

5 Widerstand der Kippenmaterialien gegen Zerfall des Korngerüsts

Ein weiterer Aspekt ist der Widerstand der Kippenmaterialien gegen den Zerfall des Korngerüsts, speziell unter zyklischer Belastung.

Die wichtigsten Materialparameter bzw. Zustandsgrößen, die den Widerstand des Bodens gegen diesen Zerfall oder sog. Verflüssigung beeinflussen, sind:

- die Lagerungsdichte oder die Viskosität,
- die Belastungsgeschichte inkl. Alterung (ageing),
- die innere Kippenstruktur und
- die granulometrischen Eigenschaften, wie Rundheit der Körnung, Oberflächenrauigkeit oder Mineralzusammensetzung des Materials.

Einige Faktoren, wie die innere Struktur oder die Belastungsgeschichte, sind für gewachsene Böden relativ schwer zu erfassen. Bei den verkippten oder künstlich hergestellten Böden ist jedoch der Aufbau und die Belastungsgeschichte bekannt. Dieses bringt den Vorteil, dass es also möglich sein wird, den Prozess der Ablagerung zu simulieren. Dadurch kann der herrschende Spannungszustand in den hergestellten Böschungen ermittelt werden. Falls durch Überkippen oder teilweises Abräumen andere Belastungen in der Vergangenheit gewirkt haben, so kann dies bei der Simulation der Entstehung der Kippe berücksichtigt werden. Eine Vorbelastung dieser lockeren Bodenarten kann zwar maximal eine 2 %-ige Erhöhung der Lagerungsdichte mit sich bringen, aber erhöht durch die mikrostrukturellen Veränderungen in den Kornkontakten um bis zu 40 % den Verflüssigungswiderstand bei etwa gleichbleibender Lagerungsdichte und seismischer Anregung. Dieser Einfluss ist viel gravierender als die marginale theoretische Erhöhung der Lagerungsdichte durch die Vorbelastung.

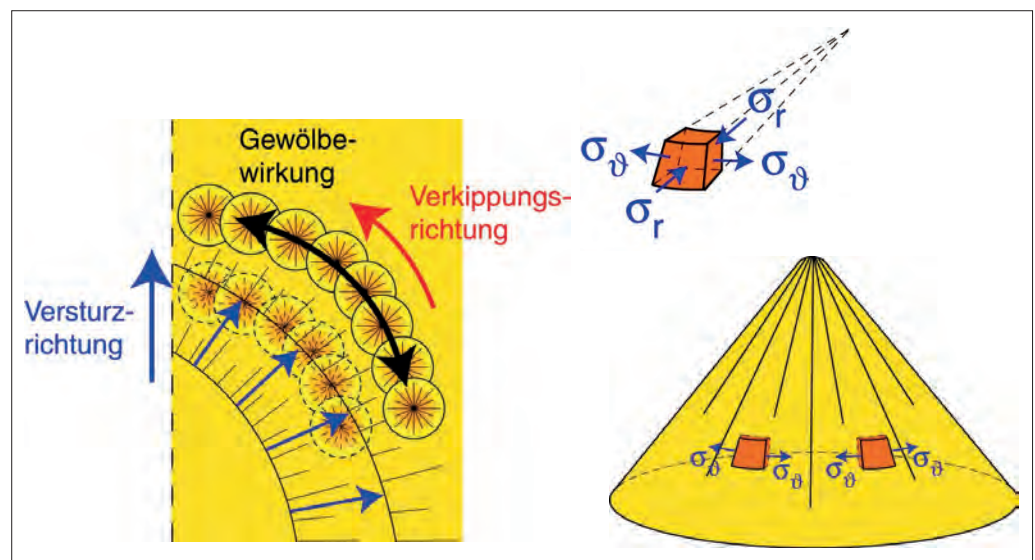
Die Art des Verkippens des Materials verleiht der Kippe eine inhärente Struktur, die durch die Orientierung und die Koordinationszahl der Kontakte bestimmt wird.

Während bei AFB (Abraumforderbrücken) das Material aufgefächert entlang der Böschungsschultern abrollt, wird bei Absetzerschüttungen der Schüttkegel von innen nach außen wachsen [7], wobei der Massenstrom keine nennenswerten Luftverwirbelungen aufweist. Es finden jeweils andere Scherungen statt. Die Lagerungsdichte im Inneren des Kegels entspricht der kritischen Lagerungsdichte und bei Anlagen mit relativ großem Massenstrom bildet sich kein verdichteter Kern. Es bilden sich vielmehr horizontale Gewölbewirkungen innerhalb des Kegels und weitere zwischen benachbarten Schnittkegeln aus, weil diese sich aufwei-

Fig. 7:

Schematic illustration of the dumping method by spreaders and the formation of a vault inside the conical heap due to an expansion of a cone section propagating from the apex as well as the arching acting as supports between the conical heaps

Abb. 7:
Schema des Verkippenkonzeptes mit Absetzern und die Bildung des Gewölbes innerhalb des Absetzerkegels als Expansion eines Kugelabschnittes von der Kegelspitze aus sowie die Gewölbe zur gegenseitigen Abstützung zwischen den verkippten Kegelschüttungen



significant air swirls. The two dumping methods cause different kinds of shearing. The packing density inside the conical heap corresponds to the critical packing density and when equipment with a rather high mass flow capacity is used there will be no compressed core in the heap. Instead, there will be horizontal arching effects inside the heap and between adjacent intersecting heaps, because as the latter become increasingly wider they will start to support each other (Figure 7). The impingement of material dumped at high mass flow rates causes vibrations, which may reach speeds of 5 mm/s or more near the heap, promoting the process of micromechanical changes in the grain contacts (changes of structure).

6 Proposed concept as proof for the liquefaction resistance

The proposed concept comprises several stages, combining the in-situ techniques with the laboratory tests. It is recommended to proceed as follows:

- preparation of frozen samples from material samples taken in different zones of the dump body, determination of the density in trenches, determination of the cone penetration resistance and the shear wave velocity (vibroprobe);
- cyclic undrained stress-controlled or strain-controlled triaxial tests to determine the cyclic stress ratio (liquefaction resistance) by means of high-quality frozen samples;
- development of a preparation method from disturbed sample material which has the same density and the same or a somewhat lower cyclic stress ratio as the frozen samples;
- execution of cone penetration tests in a calibration chamber with soil samples that have been prepared with the developed method. The tests are performed at different packing densities and pressures;
- determination of the cyclic stress ratio by means of undrained triaxial tests using samples taken from the calibration chamber;
- determining the correlation between the cyclic stress ratio and the shear wave velocities in triaxial tests (with bender elements);
- establishing a relationship between the cyclic stress ratio, the measured shear wave velocities and the cone penetration tests;

ten und gegenseitig abstützen (Abbildung 7). Der Schüttprozess mit großem Massenstrom wird gleichzeitig von den Erschütterungen des Aufpralls begleitet, die in der Nähe des Schüttkegels Schwinggeschwindigkeiten von 5 mm/s oder höher bewirken und dadurch den Prozess der mikromechanischen Änderungen in den Kornkontakten begünstigen können (Strukturänderungen).

6 Vorschlag eines Nachweiskonzeptes gegen Verflüssigung für die Kippen

Das vorgeschlagene Nachweiskonzept umfasst mehrere Stufen und kombiniert die in-situ-Verfahren mit den Laboruntersuchungen. Folgende Vorgehensweise wird zum Führen des Nachweises empfohlen:

- Gewinnung von Gefrierproben in verschiedenen Bereichen des Kippenkörpers sowie Bestimmung der Dichte in Schürfen und Ermittlung des Drucksondierwiderstandes sowie der Scherwellengeschwindigkeit (Vibrosonde);
- Durchführung von zyklisch undrainierten spannungs- oder weggesteuerten Triaxialversuchen zur Bestimmung des Verflüssigungswiderstandes an qualitativ hochwertigen mit dem Gefrierverfahren gewonnenen Proben;
- Entwicklung einer Präparationsmethode aus gestörtem Probenmaterial, bei der der Verflüssigungswiderstand bei gleicher Dichte möglichst gleich oder etwas kleiner dem der Gefrierproben ist;
- Durchführung von Sondierungen in einer Kalibrationskammer an Bodenproben mit der entwickelten Präparationsmethode bei verschiedenen Lagerungsdichten und Drücken;
- Bestimmung des Verflüssigungswiderstandes an aus der Kalibrationskammer entnommenen Proben mit Hilfe von undrainierten Triaxialversuchen;
- Entwicklung der Korrelation des Verflüssigungswiderstandes mit den Scherwellengeschwindigkeiten in den Triaxialversuchen (über Bender-Elemente);
- Etablierung einer Relation zwischen dem Verflüssigungswiderstand und den gemessenen Scherwellengeschwindigkeiten sowie den Drucksondierungen;

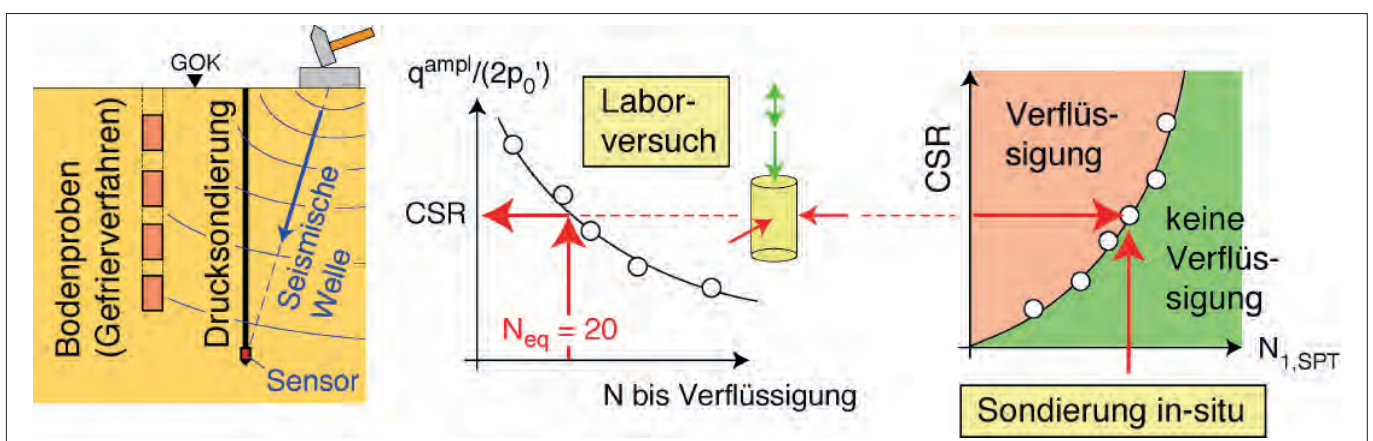


Fig. 8: Schematic illustration of the procedure to prove the resistance of the grain skeleton to disintegration due to seismic impact; left: taking of high-quality soil samples as well as in-situ determination of the packing density and the shear wave velocities by vibro sounding; centre: determination of the cyclic stress ratio (CSR) in high-quality soil samples by means of triaxial cyclic tests and of the shear wave velocity with bender elements; right: determination of the liquefaction resistance by correlating the in-situ cone penetration resistance with the cyclic stress ratio (CSR)

Abb. 8: Schema des Nachweiskonzeptes gegen den Zerfall des Korngerüsts durch seismische Einwirkungen, links: Entnahme von qualitativ hochwertigen Bodenproben sowie Bestimmung der Lagerungsdichte und der Scherwellengeschwindigkeiten in situ mit Vibrosondierungen, Mitte: Bestimmung des Verflüssigungswiderstandes an hochwertigen Bodenproben mit zyklischen Triaxialversuchen sowie der Scherwellengeschwindigkeit mit Benderelementen, rechts: Ermittlung der Grenze der Verflüssigung durch die Korrelation des Sondierwiderstandes in situ mit dem Verflüssigungswiderstand CSR (cyclic stress ratio)

h) execution of a dynamic in-situ test in the opencast mine concerned as well as prior simulation of this test including the prediction of the liquefying behaviour (observation method in the form of Class-A-Prediction, according to EC7).

The procedure is illustrated in Figure 8, indicating the desired correlations.

For the planned residual lakes in the Rhenish lignite mining area the activities described under a) through c) have already been conducted at the IBF as part of further basic research and analyses of dump soil properties. Currently, activities of the stages d) through f) are under way.

7 Summary

In this article key aspects of the system- and material-related stability of residual-lake slopes subjected to seismic impact are described. Requirements are explained and recommendations given for the performance of dynamic numerical FEM calculations. Methods for the calibration of the employed material models are outlined and a concept is proposed of how to prove the employed materials' stability to liquefaction.

h) Durchführung eines dynamischen in-situ-Versuchs im betroffenen Tagebau sowie eine Vorabsimulation dieses Versuches mit Vorhersage des Verflüssigungsverhaltens (Class-A-Prediction im Sinne der Beobachtungsmethode, in Anlehnung an EC7).

Eine schematische Darstellung der Vorgehensweise ist in Abbildung 8 dargestellt, wobei dort skizzenhaft die gewünschten Korrelationen angegeben werden.

Hierbei ist anzumerken, dass für die geplanten Restseen im Rheinischen Revier Arbeiten zu den Punkten a) bis c) bereits im Zusammenhang mit weiteren grundsätzlichen Untersuchungen zu Materialeigenschaften von Kippenböden am IBF durchgeführt wurden; derzeit laufen Untersuchungen zu den Punkten d) bis f) des oben aufgeführten Nachweiskonzeptes.

7 Zusammenfassung

In dieser Veröffentlichung sind die wichtigsten Aspekte der System- und Materialstabilität von Restsee-Böschungen unter seismischer Belastung behandelt worden. Es werden Hinweise und Voraussetzungen zur Durchführung von dynamischen numerischen Berechnungen mit der FE-Methode, Verfahren zur Kalibrierung der verwendeten Materialmodelle und ein Konzept zur Nachweisführung des Widerstandes der verwendeten Materialien gegen Verflüssigungserscheinungen angegeben.

References/Literatur

- [1] RfS von NRW (2013): Richtlinie für die Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen der im Tagebau betriebenen Braunkohlebergwerke. – Bezirksregierung Arnsberg, Abt. 6 Bergbau und Energie, NRW, Fassung vom 16.5.2003 mit Ergänzungen vom 8.8.2013.
- [2] HYNES-GRIFFIN, M.E. & FRANKLIN, A.G. (1984): Rationalizing the seismic coefficient method. – Department of the Army, US Army Corps of Engineers, CWIS Work Unit 31145.
- [3] TRIANTAFYLIDIS, T. & GRANDAS, C. (2013): Quasi-statischer Ansatz der seismischen Anregung von Böschungen mit nicht-linearer Wellenausbreitung. – Bautechnik, **90**, 1: 51-62.
- [4] TRIANTAFYLIDIS, T. & HINZEN, K.-G. (2014): Anforderungen an Standsicherheitsuntersuchungen bleibender Böschungssysteme im Rheinischen Revier unter seismischen Beanspruchungen. – World of Mining – Surface & Underground **66**, 2: 2-13.
- [5] LYSMER, J. & KUHLEMEYER, H.L. (1969): Finite Dynamic Model for Infinite Media. – Proc. ASCE, No. EM 4.
- [6] HINZEN, K.-G. (2007): Seismische Testmessungen auf Kippengelände im Tagebau Garzweiler. – Univ. Köln, Institut für Geologie und Mineralogie, Abt. Erdbebengeologie.
- [7] SCHMIDTALBERS, K. (1969): Messtechnische Untersuchungen des Betriebsablaufes während der Schüttungsperiode von Halden über deren inneren Aufbau. – Ph.D. Thesis, TU Clausthal.
- [8] AHORNER, L. (1993): Gemessene Bodenbeschleunigungen beim Roermonder Erdbeben am 13. April 1992. – Bauingenieur **68**: 201-205.