

Berücksichtigung von Erdbebeneinwirkungen bei bleibenden Böschungen des Braunkohlentagebaus im Rheinischen Revier

DIETER DAHMEN, KLAUS-G. HINZEN, KONRAD KUNTSCHE, Germany

Consideration of seismic impact on permanent opencast-mine slopes in the Rhenish lignite mining area

Upon completion of mining activities, lignite extraction in the Rhenish lignite mining area leaves so-called permanent slopes in the landscape. The "Guideline for Stability Examinations" – RfS [1] – of 1976 demanded the demonstration of a global stability coefficient of at least $\eta = 1.3$ for these slopes.

In its amended version of 16 May 2003, the Guideline for the first time specifically requests the "adequate consideration of possible impact from earthquakes". Binding or robust information or specifications as to how this requested adequate consideration could be achieved were not available in the world of standards or in specialist literature back then. It is true that a draft of the amendment to DIN 4149 (Buildings in German Earthquake Zones) [2], the so-called "earthquake standard", already existed. This amended version, however, only provides information on the seismic loads to be applied to structural works in common building construction depending on the location and the subsoil structure. It defines the seismic loads, which correspond to a 10 % probability of occurrence or exceedance within 50 years (this is equivalent to a reference return period of 475 years); the standard does not apply to slope calculations.

Formerly, the standards DIN 4084 (Soil – Calculation of embankment failure and overall stability of retaining structures) [3] and DIN 1054 (Subsoil – Verification of the Safety of Earthworks and Foundations) [4] (opencast lignite mines are not covered by the latter) applicable to static examinations of the ground at that time did not contain any specific design details in relation to earthquakes nor did they reference the seismic loads of DIN 4149.

Therefore, the question of how the adequate consideration of possible impact from earthquakes could or should be achieved was dealt with in different expert reports.

An initial expert opinion [5] discussed what types of calculation methods would be suitable. As a matter of principle, both

a dynamic and a quasi-static approach seemed feasible and meaningful. Due to the extensive and positive experience gained in the Rhenish lignite mining area with static calculation methods and on account of the highly complex deposit, the expert opinion [5] recommended using the quasi-static method to perform the calculations. In this connection it quickly became clear that the seismic-acceleration values to be applied play an important role, so that the seismic aspects of the load side were discussed in another expert opinion [6]. For two select locations in the Rhenish lignite mining area (planned Inden residual lake and Sophienhoehe surface dump of the Hambach opencast mine) this expert opinion determined the site-specific maximum acceleration to be expected. Falling in with the above DIN 4149, a return period of 475 years was considered, as it was assumed at that time that no residential or commercial areas would be established in the immediate sphere of influence. In further scientific expert reports the mathematical consideration of additional impact from earthquakes was studied more closely using the calculation methods mentioned in the 2003 Guideline for Stability Examinations. These results have already been presented in detail [7].

The scientific reports that are presented in the following formed the basis for the development of a process which was used to prove the geomechanical feasibility of the envisaged residual lakes in the Rhenish mining area. In the meantime this process has been scientifically revised and modified again by independent bodies [8, 9].

The output of this revision was incorporated into the Guideline for Stability Examinations as amended on 8 August 2013; here, more specific information about the evidence to be provided can be found.

This article describes the process that has led to the present work status.

Dr.-Ing. DIETER DAHMEN,
RWE Power AG, Abt. Gebirgs- und Bodenmechanik,
Zum Gut Bohlendorf, 50126 Bergheim, Germany
Tel. +49 (0) 2271-751-22780, Fax +49 (0) 2271-751-22122
e-mail: dieter.dahmen@rwe.com

Prof. Dr. KLAUS-G. HINZEN,
Universität zu Köln, Vinzenz-Pallotti-Str. 26,
51429 Bergisch Gladbach, Germany
Tel. +49 (0) 2204-985211, Fax +49 (0) 2204-985220
e-mail: hinzen@uni-koeln.de

Prof. Dr.-Ing. KONRAD KUNTSCHE,
Hochschule RheinMain, Kurt-Schumacher-Ring 18,
65197 Wiesbaden, Germany
Tel. +49 (0) 611-9495-1461, Fax +49 (0) 611-9495-1487
e-mail: konrad.kuntsche@hs-rm.de

1 Einleitung

Der Abbau von Braunkohle im Rheinischen Tagebau-Revier hinterlässt nach Abschluss der Bergbautätigkeit Böschungen, die als bleibend bezeichnet werden. In der „Richtlinie für Standsicherheitsuntersuchungen“ – RfS [1] – von 1976 wurde gefordert, dass für diese Böschungen ein globaler Sicherheitskoeffizient von mindestens $\eta = 1.3$ nachzuweisen ist.

In der Neufassung vom 16.05.2003 wird für bleibende Böschungen erstmals eine „angemessene Berücksichtigung möglicher Erdbebeneinwirkungen“ explizit verlangt. Zu diesem Zeitpunkt existierten in der Normenwelt und der Fachliteratur noch keine verbindlichen oder verlässlichen Hinweise oder Vorgaben, wie die geforderte angemessene Berücksichtigung erfolgen könnte. Zwar existierte schon der Entwurf der in 2005 in Kraft getretenen Neufassung der „Erdbebenorm“ DIN 4149 Bauten in deutschen

Erdbebengebieten [2], diese gibt aber nur Auskunft über die bei baulichen Anlagen des üblichen Hochbaus in Abhängigkeit des Ortes und des Untergrundaufbaus anzusetzenden Erdbebenlasten. Die Norm legt die seismischen Lasten fest, die einer Wahrscheinlichkeit des Auftretens oder Überschreitens von 10 % innerhalb von 50 Jahren (d.h. einer Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren) entsprechen; für Böschungsberechnungen gilt sie nicht.

Die für die erdstatischen Untersuchungen seinerzeit gültigen Normen DIN 4084 Baugrund – Geländebruchberechnungen [3] und DIN 1054 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau [4] (letztere gilt nicht für den Braunkohlentagebau) enthielten in ihren damaligen Fassungen keine konkreten Bemessungshinweise zu Erdbeben und auch keinen Hinweis auf die Erdbebenlasten der DIN 4149.

Der Frage, wie eine angemessene Berücksichtigung möglicher Erdbebeneinwirkungen erfolgen könnte, bzw. sollte, wurde daher mittels verschiedener gutachterlicher Ausarbeitungen nachgegangen.

In einem ersten Gutachten [5] wurde betrachtet, welche Rechenansätze als sinnvoll zu bewerten wären. Grundsätzlich erschienen sowohl ein dynamischer als auch ein quasistatischer Ansatz möglich und sinnvoll; aufgrund der umfangreichen und guten Erfahrungen im Rheinischen Braunkohlenrevier mit den statischen Berechnungsverfahren einerseits und der großen Komplexität der Lagerstätte andererseits war die Empfehlung des Gutachtens [5], die Berechnungen quasistatisch durchzuführen. In diesem Zusammenhang wurde schnell deutlich, dass die anzusetzenden Erdbebenbeschleunigungen von großer Relevanz sind, weshalb die seismologischen Aspekte betreffend die Einwirkungsseite im Rahmen eines weiteren Gutachtens [6] behandelt wurden. In diesem Gutachten wurden die

zu erwartenden Maximalbeschleunigungen für zwei ausgewählte Standorte im Rheinischen Braunkohlenrevier standortspezifisch ermittelt (geplanter Restsee Inden, Hochkippe Sophienhöhe des Tagebaus Hambach); betrachtet wurde dabei seinerzeit unter der Voraussetzung, dass im unmittelbaren Einflussbereich keine Wohn- oder Gewerbegebiete errichtet werden in Anlehnung an die o.g. DIN 4149 eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren. In weiteren wissenschaftlichen Expertisen wurde die rechnerische Berücksichtigung der Zusatzeinwirkungen infolge von Erdbeben bei Verwendung der in der RfS aus 2003 genannten Berechnungsverfahren weiter untersucht. Diese Ergebnisse sind bereits ausführlich vorgestellt worden [7].

Das auf der Basis dieser nachfolgend vorgestellten wissenschaftlichen Ausarbeitungen entwickelte und für den Nachweis der gebirgsmechanischen Machbarkeit der geplanten Restseen des Rheinischen Reviers genutzte Verfahren wurde zwischenzeitlich nochmals von unabhängiger Stelle wissenschaftlich geprüft und modifiziert [8, 9].

Das Ergebnis dieser Prüfung fand Eingang in die aktuell gültige Fassung der RfS vom 08.08.2013; hier werden genauere Hinweise für die zu führenden Nachweise formuliert.

In diesem Beitrag wird dargelegt, mit welchen Schritten sich dieser Arbeitsstand ergeben hat.

2 Erdbebeneinwirkungen

2.1 Geologie der Niederrheinischen Bucht

Die Niederrheinische Bucht ist ein junges tektonisches Senkungsgebiet. Das flache Sedimentbecken wird flankiert von den meist devonischen oder karbonzeitlichen Festgesteinen des Rheini-

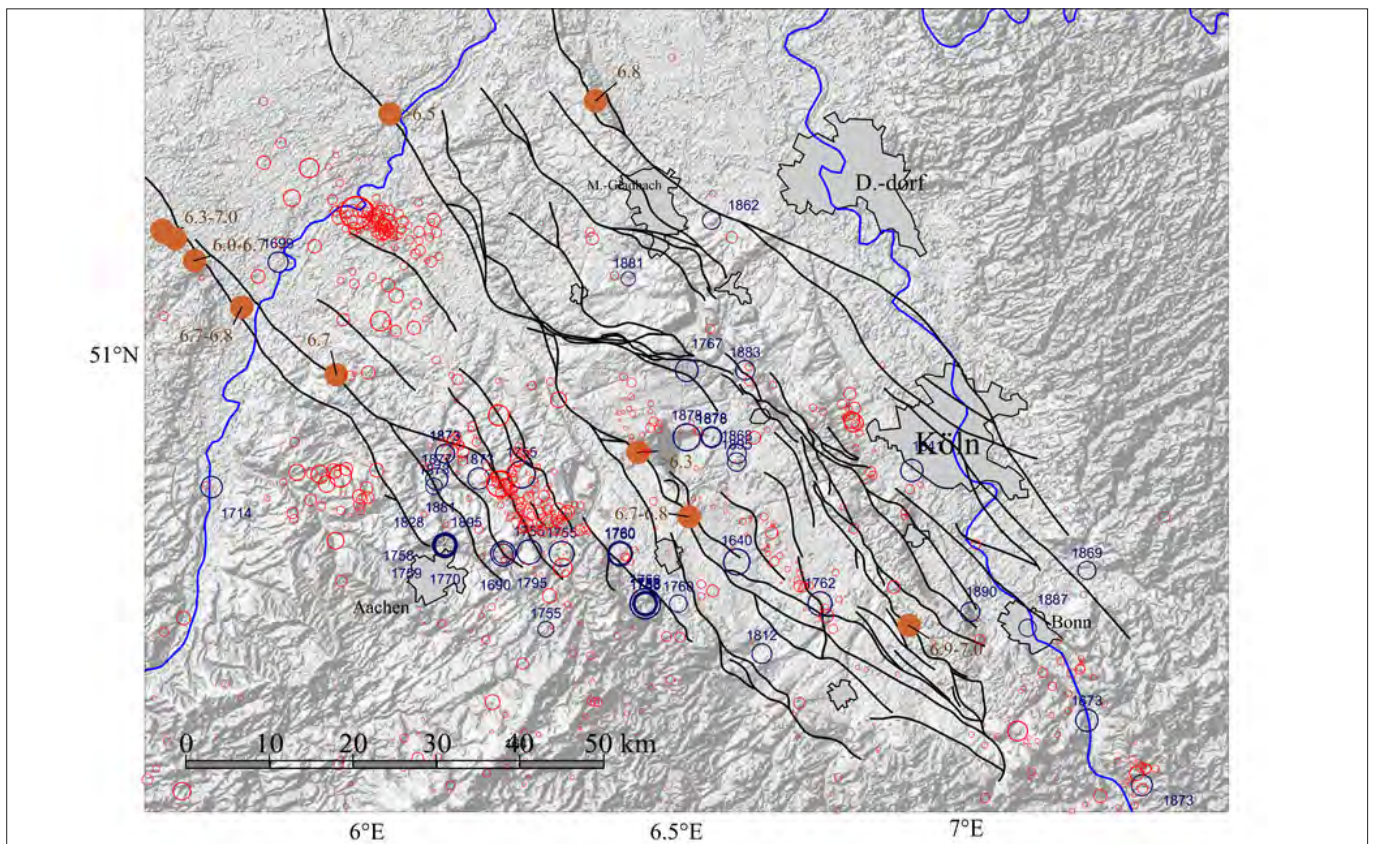


Abb. 1: Seismizität der nördlichen Rheinlande. Die Epizentren der Erdbeben von 1900 bis 2007 sind in rot dargestellt; in blau historische Erdbeben mit Angabe der Jahreszahl (1650 bis 1900); in braun Abschätzungen der Magnitude paläoseismischer Ereignisse. Schwarze Linien zeigen den Oberflächenverlauf der Hauptverwerfungen. (nach [14]).

Fig. 1: Seismicity in the northern Rhine area. The epicentres of the earthquakes between 1900 and 2007 are shown in red; historical earthquakes are displayed in blue labelled with the year (1650 till 1900); the estimated magnitude of paleoseismic events is presented in brown. The black lines indicate the course of the main faults at the surface (based on [14]).

schen Schiefergebirges. Die Hauptphase der Absenkungsvorgänge der Bucht liegt im Tertiär. Während des Oligozäns bis zum Pliozän wurden fluviatile und flach-marine Sedimente abgelagert. Die rezente Absenkung der Niederrheinischen Bucht mit der gleichzeitigen Hebung des Rheinischen Massivs und eustatische Meeresspiegelschwankungen kontrollierten die Sedimentation.

Mehrere Verwerfungen mit Abschiebungscharakter teilen den östlichen Teil der Niederrheinischen Bucht in Blöcke, die auch als Schollen bezeichnet werden. Ein grober Zeitrahmen der Senkungsvorgänge kann aus der Mächtigkeit der tertiären und quartären Sedimente abgeleitet werden, die Maximalmächtigkeiten von ca. 1200 m bzw. 100 m aufweisen. Nordöstlich des Ertf-Sprung-Systems und des Viersener Sprungs (Abbildung 1) endete die tektonische Aktivität im Wesentlichen mit dem Ende des Tertiärs. Südwestlich dieser Verwerfungen gingen die Bewegungen im Quartär weiter. Historische Aufzeichnungen, geodätische Messungen und die Mikrobebenaktivität sind Indikatoren dafür, dass diese Bewegungen bis heute andauern [10-14].

2.2 Seismizität

Seit Einrichtung einer seismischen Messstation durch die Universität zu Köln in Bensberg Anfang der 1950er-Jahre wird die lokale seismische Aktivität der Niederrheinischen Bucht laufend überwacht. Durch den Ausbau zu einem Netzwerk in den 1970er-Jahren und die Einrichtung weiterer Stationen durch den Geologischen Dienst NRW wurde die Detektionsschwelle auf Beben der Lokalmagnitude 1 bis 1,5 herabgesetzt.

Der Betrieb eines lokalen Überwachungsnetzes aus derzeit 11 Stationen durch die RWE Power AG im Bereich der rheinischen Braunkohletagebaue ermöglicht es hier lokal auch noch schwächere seismische Ereignisse zu erfassen.

Die instrumentelle Seismizität der Niederrheinischen Bucht wird in mehreren Publikationen ausführlich beschrieben [z.B. 10, 14, 15].

2.3 Historische Erdbeben

Historische Erdbeben sind solche, die nicht instrumentell erfasst wurden, über deren Auswirkungen aber schriftliche Quellen existieren. Die historischen Erdbeben der Niederrheinischen Bucht wurden von mehreren Autorinnen und Autoren untersucht [10, 13, 16-18]. Eine komplette Liste der Beben mit Magnituden über 5 liegt für die vergangenen ca. 300 bis 400 Jahre vor (vgl. Abbildung 1). Es sind gut 20 Schadensbeben der letzten 350 Jahre in den nördlichen Rheinlanden bekannt. Die wichtigsten dieser Schadensbeben wurden von HINZEN & OEMISCH [13] nach einem Verfahren, das zuerst von BAKUN & WENTWORTH [19] auf Beben in Kalifornien angewandt wurde, neu bewertet. Das stärkste historische Beben im deutschen Teil der Niederrheinischen Bucht ist das Beben von Düren von 1756 mit einer makroseismisch bestimmten Magnitude von 6,4 (äquivalent zur Lokalmagnitude).

2.4 Prähistorische Erdbeben

Seit Mitte der 1990er-Jahre sind einige Publikationen zu paläoseismologischen Untersuchungen in der Niederrheinischen Bucht erschienen (z.B. [12, 20, 21]). Es hat sich gezeigt, dass in dem Untersuchungsgebiet in der jüngeren geologischen Vergangenheit (bis 100 000 Jahre) Erdbeben aufgetreten sind, bei denen die Rissfläche bis zur Erdoberfläche gelangt ist. An den untersuchten Verwerfungen wurden Vertikalverschiebungen im Bereich einiger Dezimeter gemessen. Empirische Beziehungen aus weltweiten Datenbeständen (z.B. [22]) lassen auf Momentmagnituden für diese Beben schließen, die deutlich über 6 liegen.

2.5 Belastungsgrößen nach DIN4149 (2005)

Im April 2005 wurde die Neufassung der DIN 4149 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten“ als Weißdruck vorgelegt. Gegen-

Tab. 1: Erdbebenzonen, Intensitätsintervalle und Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung [2]

Table 1: Seismic zones, intervals of seismic intensity and rated values of ground acceleration [2]

Erdbebenzone	Intensitätsintervall	Beschleunigung [m/s ²]
0	$6 \leq I < 6,5$	–
1	$6,5 \leq I < 7$	0,4
2	$7 \leq I < 7,5$	0,6
3	$7,5 \leq I \leq 8$	0,8

über der zuvor geltenden Fassung aus dem Jahr 1981 wurde insbesondere der Teil der Lastannahmen dem Stand von Wissenschaft und Technik angepasst und wesentlich erweitert.

Neu war insbesondere die deutlich detailliertere Einbeziehung des Einflusses des Untergrundes an einem Standort auf die Erschütterungen an der Erdoberfläche. Auch die Erdbebenzonierung der Bundesrepublik Deutschland wurde überarbeitet.

Tabelle 2 der Norm 4149 (Tabelle 1) ordnet den vier Erdbebenzonen (Zone 0 bis Zone 3) Intervalle der seismischen Intensität und Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung zu. Die Referenz-Wiederkehrperiode, die der Erdbebengefährdungskarte bzw. den daraus abgeleiteten Zonen zu Grunde liegt, beträgt 475 Jahre.

Die Neufassung der DIN4149 enthält eine Erdbebenzonenkarte. Eine detailliertere Karte [23] im Maßstab 1:350 000 wurde vom GD NRW (2006) als Ergänzung zur Norm publiziert, die Zonen 0-3 Gemarkungen zuordnet. Auch hiernach liegen die betrachteten Standorte im Bereich der Zone 3.

Der geologische Untergrund wird in der Neufassung der DIN 4149 ebenfalls klassifiziert. Unter geologischem Untergrund wird der Tiefenbereich ab etwa 20 m Tiefe verstanden. Die Klassifizierung in drei Klassen ist für das hier relevante Gebiet in Abbildung 2 dargestellt und umfasst:

- Untergrundklasse R (gekreuzt schraffiert): Gebiete mit felsartigem Gesteinsuntergrund mit für Festgestein typischen Scherwellengeschwindigkeiten.

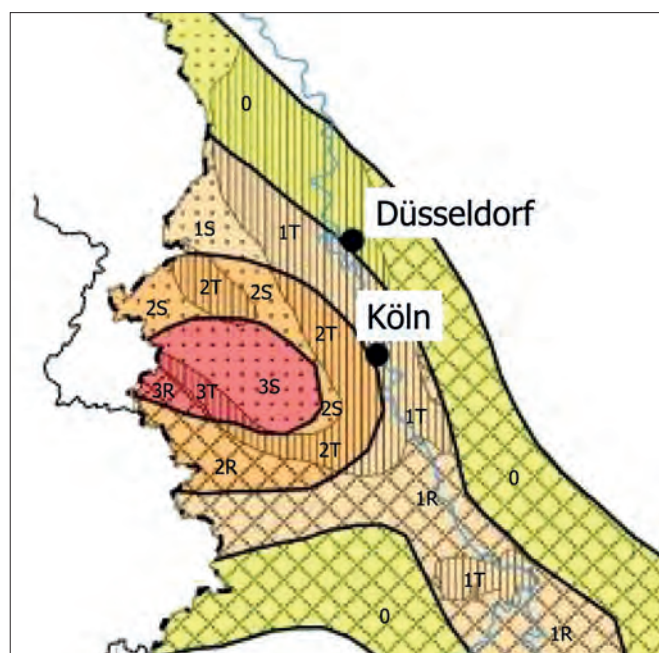


Abb. 2: Erdbebenzonen (0 bis 3) und Untergrundklassen (R, S, T) für das Rheinische Braunkohlenrevier entsprechend DIN 4149

Fig. 2: Seismic zones (0 to 3) and classification of the subsurface geology (R, S, T) for the Rhenish lignite mining area according to DIN 4149

- Untergrundklasse T (gepunktet): Übergangsbereiche zwischen den Gebieten der Untergrundklasse R und der Untergrundklasse S, sowie Gebiete relativ flachgründiger Sedimentbecken.
- Untergrundklasse S (längs schraffiert): Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung.

In der Karte [23] sind auch die geologischen Untergrundklassen Gemarkungen zugeordnet. Hiernach liegt der Tagebau Inden an der Grenze der Klasse T und S und der Tagebau Hambach in der Klasse S.

Schließlich wurde entsprechend DIN 4149 der unmittelbare Baugrund (also etwa die oberen 20 m am Standort) auch in drei Baugrundklassen eingeteilt:

- Baugrundklasse A: Unverwitterte (bergfrische) Festgesteine mit hoher Festigkeit; die dominierenden Scherwellengeschwindigkeiten liegen höher als etwa 800 m/s.
- Baugrundklasse B: Mäßig verwitterte Festgesteine bzw. Festgesteine mit geringerer Festigkeit oder grobkörnige (rollige) bzw. gemischt-körnige Lockergesteine mit hohen Reibungseigenschaften in dichter Lagerung bzw. in fester Konsistenz (z.B. glazial vorbelastete Lockergesteine). Die dominierenden Scherwellengeschwindigkeiten liegen etwa zwischen 350 m/s und 800 m/s.
- Baugrundklasse C: Stark bis völlig verwitterte Festgesteine, oder grobkörnige (rollige) bzw. gemischt-körnige Lockergesteine in mitteldichter Lagerung bzw. in mindestens steifer Konsistenz, oder feinkörnige (bindige) Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz. Die dominierenden Scherwellengeschwindigkeiten liegen etwa zwischen 150 m/s und 350 m/s.

Es kommen nur bestimmte Kombinationen von geologischem Untergrund und Baugrund in Frage: RA, RB, RC, TB, TC und SC. Abbildung 3 zeigt die Antwortspektren der DIN4149 (2005) für den Fall eines felsartigen Untergrundes mit festen bis mittelfesten Gesteinen im Baugrund (RA), für den flachgründigen Teil eines Sedimentbeckens mit feinkörnigen Lockergesteinen im Baugrund (TC) und für eine tiefe Beckenstruktur mit mächtiger Sedimentfüllung und feinkörnigem Lockergestein im Baugrund

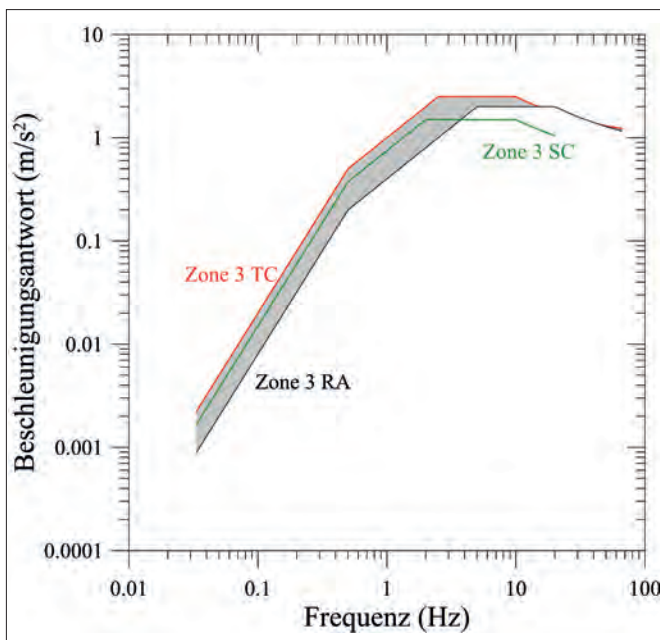


Abb. 3: Antwortspektren der horizontalen Bodenbeschleunigung nach der DIN 4149 (2004) für die Erdbebenzone 3 und die Untergrundverhältnisse RA, TC und SC

Fig. 3: Response spectra of horizontal ground acceleration according to DIN 4149 (2004) for seismic zone 3 and RA, TC and SC subsoil types

(SC), jeweils für die Erdbebenzone 3. Wenn nicht explizit anders angegeben, werden in diesem Gutachten unter Antwortspektren immer elastische Antwortspektren für eine Dämpfung von 5 % der kritischen Dämpfung verstanden.

Wenn als Baugrund unverfestigte Ablagerungen mit dominierenden Scherwellengeschwindigkeit von $v_s \leq 150$ m/s vorhanden sind, so sieht die Norm vor, dass deren Einfluss auf die Erdbebeneinwirkungen gesondert berücksichtigt wird. Solche geringen Geschwindigkeiten konnten bisher selbst auf den Kippen des Rheinischen Reviers nicht festgestellt werden.

2.6 Standortsspezifische Ermittlung der Bodenverstärkung

HINZEN et al. [24] haben eine Karte der Erdbebengefährdung der Niederrheinischen Bucht berechnet, die auf dem seismotektonischen Potential der Hauptverwerfungen beruhen. Dabei wird für die Amplitudenabnahme mit der Entfernung das Modell SEA99 [25] zu Grunde gelegt, das speziell für tektonische Extensionsregime entwickelt wurde. Für einen Festgesteinsuntergrund ergeben sich nach diesem Modell bei einer Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren aus der Untersuchung am Standort Hambach eine Maximalbeschleunigung von 0.75 m/s^2 und am Standort Inden 0.74 m/s^2 , also annähernd gleiche Werte. Bei einer höheren Referenz-Wiederkehrperiode von 2475 Jahren, was einer 2 %igen Überschreitenswahrscheinlichkeit in 50 Jahren entspricht, ergaben sich $1,15$ bzw. $1,16 \text{ m/s}^2$ für die beiden Standorte.

Der Bodenantwort kommt bei der Ermittlung des Belastungsniveaus eine besondere Bedeutung zu, wenn Standorte in Bereichen liegen, in denen Lockersedimente anstehen. Solche Sedimentschichten können Erschütterungen aus dem tieferen Untergrund sowohl verstärken als auch abschwächen. Die Bodenantwort, das ist die frequenzabhängige Verstärkungs- oder auch Dämpfungsfunktion, ist abhängig von der Art der anstehenden Lockersedimente und deren Mächtigkeiten. Die Grundresonanzfrequenz korreliert mit der Gesamtmächtigkeit der Sedimente und der durchschnittlichen Scherwellengeschwindigkeit. Oberflächennahe geringmächtige Schichten verursachen z.T. große Verstärkungen bei hohen Frequenzen, bei sehr mächtigen Sedimentschichten liegen die Grundresonanzen bei niedrigen Frequenzen.

Da im Rahmen einer Norm wie der DIN 4149 nur stark generalisierte Modelle verwendet werden können und die Zuordnung von Untergrundklassen zu Gemeinde- bzw. Gemarkungsgrenzen eher aus Praktikabilitätsgründen als aus ingenieurgeophysikalischen Erwägungen erfolgt, wurde für beide Standorte ein spezifisches ingenieurseismologisches Modell des Untergrundes erstellt. Dabei wurde vereinfachend von ebener planparalleler Schichtung ausgegangen. Für die Schichten wurde die Verteilung der Scherwellengeschwindigkeiten und Dichten ermittelt. Die Festlegung der Schichtparameter erfolgte anhand der Lithologie aus Bohrdaten und Beziehungen zwischen Lockergesteinstyp, Tiefenlage und Scherwellengeschwindigkeit, die von BUDNY [26] anhand von Geophonversenkmessungen im Bereich der Niederrheinischen Bucht gewonnen wurden. Diese Daten dienten als Eingangsmodell für die Berechnung der Bodenantwortfunktionen. Die Berechnung wurde mit dem Programm SHAKE91 [27] durchgeführt.

Abschließend wurde das nach DIN 4149 (2005) für die Erdbebenzone 3 und einen Felsstandort (RA) ermittelte Antwortspektrum mit den ermittelten Bodenantwortfunktionen kombiniert, um die Belastungsgrößen beider Standorte festzulegen.

Abbildung 4 zeigt die Bodenantwortspektren im oberen Teil und die Verstärkungsfunktionen im unteren Teil. Für die beiden Kurven der Bodenantwortfunktionen der Standorte Hambach (blau) und Inden (rot) gilt die Verstärkungsachse (rechts). Die gestrichelten

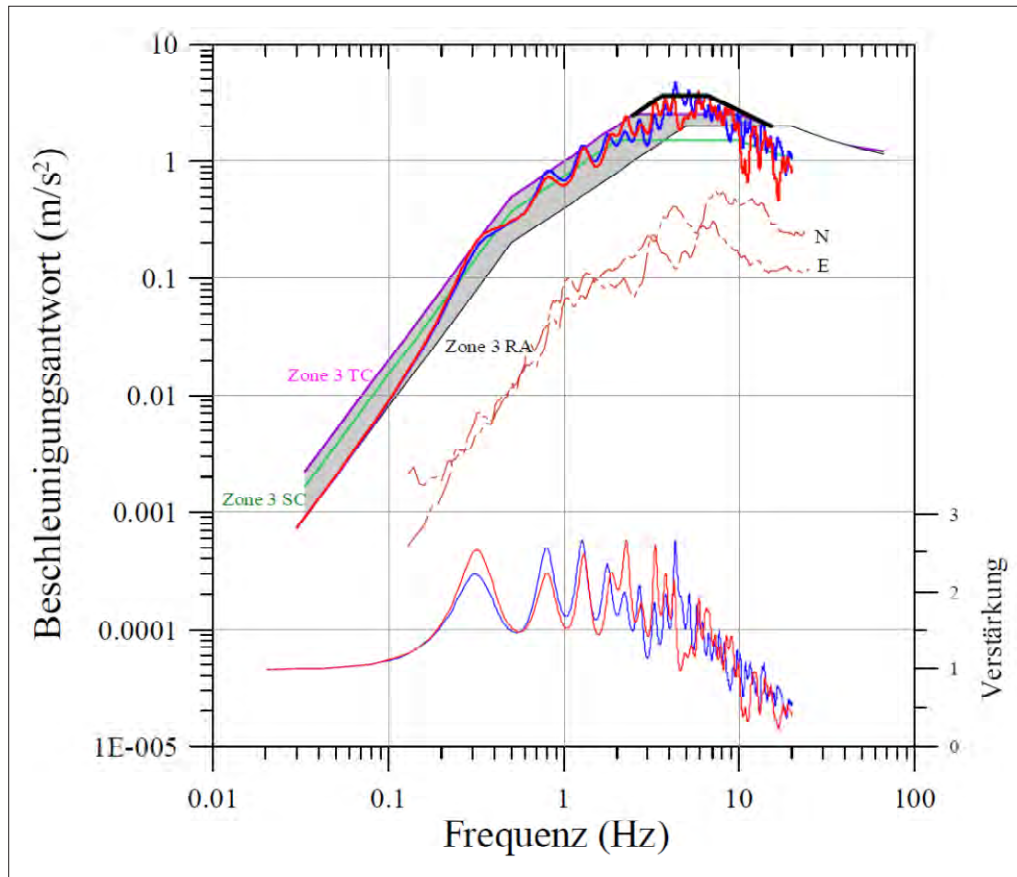


Abb. 4:
Bodenantwortspektren und Verstärkungsfunktionen

Fig. 4:
Ground response spectra and amplification functions. The two curves in the lower part of the diagram show the ground response functions for the Hambach location (blue) and the Inden site (red). The amplification axis (on the right) applies to these functions. The two dashed curves labelled N and E represent response spectra of ground motions measured at the station Hambach during the Alsdorf 2002 earthquake. The response spectra of DIN 4149 (2005) for seismic zone 3 are marked with RA, TC and SC. The blue curve and the red curve show the response spectra that result from the combination of the standard's RA spectrum and the amplification functions of the Hambach and Inden location. The black curve represents the response spectrum suggested for stability calculations.

Kurven sind Antwortspektren, die aus den Seismogrammen der beiden Horizontalkomponenten (E – Ost–West und N – Nord–Süd) berechnet wurden, die an der Station HMB während des Alsdorf-Erdbebens am 22. Juli 2002 gemessen wurden. Das Beben ereignete sich in einer Entfernung von 22 km von der Station HMB und hatte eine Lokalmagnitude von 4,9 (Erdbebenstation Bensberg). Die im doppelt-logarithmischen Maßstab geraden Linien geben die Norm-Antwortspektren der DIN 4149 (2005) an, und zwar für die Erdbebenzone 3 und einen Festgesteinsstandort (RA) bzw. einen Standort in einem relativ flachgründigen Sedimentbecken mit feinkörnigen Lockergesteinen bzw. Lößfüllungen im Baugrund (TC) und ein tiefes Sedimentbecken (SC). Das blau- bzw. rotgezeichnete Antwortspektrum in Abbildung 4 wurde durch Kombination des Norm-Spektrums (Zone 3, RA) mit der Bodenverstärkungsfunktion der Standorte Hambach bzw. Inden ermittelt. Hierbei wurde das Erdbebensignal an der Festgesteinsoberkannte mit der standortspezifischen Verstärkung durch die anstehenden Lockergesteine multipliziert und daraus die Beschleunigungsantwort an der Erdoberfläche ermittelt. Die schwarze Linie gibt das festgelegte Antwortspektrum für die Standsicherheitsberechnungen wieder. Der generelle Verlauf der gemessenen Antwortspektren stimmt gut mit den Norm-Spektren überein. Wie zu erwarten liegt das Amplitudenniveau allerdings deutlich unter dem des Normspektrums.

Im Frequenzbereich unter 2 Hz werden die aus der Multiplikation mit den Bodenantwortfunktionen berechneten Antwortspektren gut durch die Norm-Spektren (Zone 3, TC und SC) abgedeckt. Im Plateaubereich liegen die Amplituden der Beschleunigungsantwort höher als die des Norm-Spektrums TC und deutlich über denen des SC Spektrums. Für Frequenzen oberhalb 15 Hz liegen die Amplituden der berechneten Spektren unter dem Normspektrum für TC. Um den höheren Werten der Beschleunigungsantwort im Plateaubereich Rechnung zu tragen wird empfohlen für beide Standorte das in Abbildung 4 eingezeichnete Antwortspektrum

(braun-strichpunktierte Linie) für die Standsicherheitsuntersuchung der Böschungen zu verwenden.

Der Einhängewert für das Antwortspektrum liegt bei $1,0 \text{ m/s}^2$. Der Wert entspricht der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung, die bei den anschließenden Standsicherheitsberechnungen angesetzt wurden.

Die vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung wurde in Anlehnung an die DIN 4149 (2005) durch ein Antwortspektrum festgelegt, bei dem der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung (s. Tabelle 1) um den Faktor 0,7 abgemindert wurde. Der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung der vertikalen Komponente liegt somit bei $0,7 \text{ m/s}^2$.

2.7 Fazit zu Erdbebeneinwirkung

In dem vorliegenden Gutachten wurden für zwei Standorte im Rheinischen Braunkohlerevier, Hambach und Inden, seismische Belastungen festgelegt, die als Eingangsgrößen für Standsicherheitsuntersuchungen von bleibenden (künstlichen) Böschungen dienen sollen. Da von den Böschungen für die öffentliche Sicherheit kein wesentlich erhöhtes Risiko ausgeht, wurde die seismische Belastung in Anlehnung an die DIN 4149 (2005) festgelegt. Aus der Kombination des anzuwendenden Norm-Spektrums für die höchste Erdbebenzone 3 und individuell für die Standorte Hambach und Inden berechneten Bodenantwortfunktionen wurde für beide Standorte ein Antwortspektrum festgelegt. Die Maximalbeschleunigung in der horizontalen Komponente liegt bei 1 m/s^2 .

Für die Vertikale Komponente liegt die maximale Bodenbeschleunigung bei $0,7 \text{ m/s}^2$. Die Dauer der starken Bodenbewegung wurde nach Hosser (1987) auf 5,0 s festgelegt.

Für den Zeitraum der Seebefüllung wurden zusätzliche Antwortspektren berechnet. Diese zeigten eine erwartungsgemäß geringere seismische Belastung als das Spektrum für 475 Jahre mittlere Wiederkehrrate.

3 Risiko und Standsicherheit – Einordnung bleibender Tagebauböschungen

Das Risiko eines möglichen Böschungsbruches ergibt sich zum einen aus der Wahrscheinlichkeit des Auftretens und zum andern aus einer möglichen Schadenshöhe.

Bei hohem Schadenspotenzial wird man die Böschungen bei den rechnerischen Nachweisen mit entsprechend hohen Erdbeben-Einwirkungen belasten und sie dadurch so gestalten, dass selbst bei sehr seltenen Ereignissen keine zerstörerischen Massenbewegungen zu erwarten sind.

Für die angemessene Berücksichtigung wird also immer auch das jeweilige Schadenspotenzial (Größe eines durch mögliche Massenbewegungen beeinflussten Gebietes, dortige Infrastruktur, mögliche Auswirkungen von etwaigen Schwallwellen im Restsee usw.) genauer zu untersuchen sein. Das Schadenspotenzial bestimmt damit auch den Umfang und die Tiefe erforderlicher geotechnischer Untersuchungen (Erkundungen, Laborversuche, Messungen, Berechnungen usw.) und seismologischer Untersuchungen (Festlegung der seismischen Last, Bestimmung von Standorteffekten, Ermittlung relevanter Bodenbewegungszeitverläufe usw.).

Es ist übliche Praxis bei der seismischen Bemessung von Bauwerken und Anlagen, das Gefährdungsniveau an die Bedeutung und mögliche Sekundärgefährdung durch die Bauwerke anzupassen. Für Anlagen üblicher Hoch- und Ingenieurbauten, von denen bei Schäden durch Erdbebeneinwirkungen keine zusätzlichen Gefahren ausgehen, wird weltweit und auch in der seit 2005 gültigen deutschen Erdbebenbaunorm (DIN 4149) von einem Gefährdungsniveau ausgegangen, das bei einer Referenz-Wiederkehrperiode der Bodenbewegungen von 475 Jahren liegt. Vereinfacht ausgedrückt werden Erdbeben bis zu einer Stärke und Entfernung berücksichtigt, von deren Auswirkungen der Standort im statistischen Mittel einmal in 475 Jahren betroffen ist. Rechnerisch ist dies äquivalent mit einer Überschreitenswahrscheinlichkeit der Bodenbewegungsgrößen am Standort von 10 % in 50 Jahren.

Es wurden auf dieser Basis die seismischen Lasten für die Bemessung von bleibenden Böschungen festgelegt, wie sie am Ende einer Tagebaumaßnahme entstehen. Exemplarisch wurden die o.g. zwei Fälle einer Hochkippe (am Beispiel der Sophienhöhe) und eines Restsees betrachtet. Spezifische Normen oder Regeln für die seismische Bemessung (künstlicher) Böschungen existierten in Deutschland seinerzeit nicht. Es wurde bei der Gefährdungsbeurteilung zunächst davon ausgegangen, dass unmittelbar am Böschungsfuß oder -kopf von Hochkippen sowie im unmittelbaren Uferbereich von Restseeböschungen keine Wohn- oder Gewerbegebiete errichtet werden. In diesem Fall geht von den hier betrachteten Böschungen für die öffentliche Sicherheit kein wesentlich erhöhtes Risiko aus und das Gefährdungsniveau einer Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren wurde daher für die weiteren Untersuchungen zu Grunde gelegt. Bei der Festlegung der Bemessungsgrößen wurden auf der sicheren Seite liegend Minimalwerte der im Labor ermittelten Scherparameter angesetzt.

Bei der Einschätzung der möglichen Sekundärgefährdung wurden die Böschungen auch mit Hängen, also natürlich entstandenen geneigten Geländeoberflächen verglichen. Selbst wenn Bodenbewegungen eintreten, die stärker als die in der 475-jährigen Referenz-Wiederkehrperiode prognostizierten sind, also solche mit geringerer Eintrittswahrscheinlichkeit, und es zu einem Versagen einer Böschung käme, ist die davon ausgehende sekundäre Gefährdung deutlich geringer als bei vielen (natürlich entstandenen) Hängen, bei denen nicht nur am Fuß bzw. Kopf, sondern z.T. auch innerhalb des Hanges Bauwerke errichtet werden.

Ebenfalls zu unterscheiden sind Restseen von Stauanlagen, für deren Absperrbauwerke heute die DIN 19700 [28] gilt. Hier ist festzuhalten, dass das Gefährdungspotenzial eines unter der

Geländeoberfläche befindlichen Restsees nicht mit einem über Gelände befindlichen Stausee verglichen werden darf, da er (1) weder ein Absperrbauwerk hat, (2) keine Abdichtung aufweist, sondern einen direkten Anschluss an des Grundwasser besitzt und (3) kein hydraulischer Gradienten zur Umgebung (Niveauunterschied zwischen Wasserseite und Luftseite eines Staudamms) vorliegt. Für die Restseen des Rheinischen Reviers ist auch (4) kein Betrieb mit wechselnden Wasserspiegeln als „Speicher“ vorgesehen. Ein weiterer Unterschied besteht darin, dass (5) nach dem Füllen des Restsees in seiner Umgebung ein Grundwasserregime entsteht, das dem natürlichen vor der Bergbaumaßnahme entspricht, beim Stausee aber das natürliche hydraulische Umfeld bleibend verändert wird.

Im Übrigen gelten die Anforderungen zur Erdbebenbemessung der DIN 19700 nur für das eigentliche Absperrbauwerk; die von ihrer Lage mit den Böschungen eines Restsees vergleichbaren Hänge und Böschungen von Staubecken werden entsprechend Eurocode 8 [29] für Erdbebeneinwirkungen mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren ausgelegt.

4 Geotechnische Einflussgrößen

4.1 Scherfestigkeitsparameter

Böschungsstandsicherheiten werden insbesondere durch die zeitlich veränderliche Größe der Scherfestigkeitsparameter der anstehenden Tone beeinflusst. Bei der Festlegung dieser Scherparameter muss generell zwischen der Berechnung einer Einschnitts- und einer Kippenböschung sowie zwischen dem Anfangs- und dem Endzustand unterschieden werden.

Bei Einschnitts- bzw. Gewinnungsböschungen wird der Untergrund entlastet. Hier ist die Endstandsicherheit maßgebend, die mit den effektiven Scherparametern ϕ' und c' berechnet wird. Die Scherfestigkeiten werden, ausgehend von einer Maximalscherfestigkeit („peak“-Scherfestigkeit), allmählich kleiner, weil die bindigen Böden durch Entlastungs- und Schwellvorgänge mit zunehmender Standzeit ihre Vorbelastung allmählich „vergessen“; daher ist für länger genutzte geschnittene Böschungen von der Restscherfestigkeit auszugehen. Dies gilt auch für geplante Restseeböschungen, sofern dort in Teilbereichen Einschnittböschungen ohne Vorschüttungen eingestaut werden oder die Lasten der Vorschüttungen kleiner als die ursprüngliche Vorbelastung sind; im letztgenannten Fall kann bei ausreichender Liegezeit die Vorbelastung der Kippenschüttung angesetzt werden.

Bei Kippenböschungen wird das Liegende des Tagebaus (wieder-) belastet, daher ist hier die Anfangsstandsicherheit maßgebend, die üblicherweise mit der sog. undrännierten Kohäsion c_u berechnet wird. Mit zunehmender Standzeit wird die Situation günstiger, weil unter der Auflast die bindigen Böden konsolidieren und deswegen auch schiefer werden. Diese Situation liegt auch vor bei den im Rheinischen Revier zur Gestaltung der Seeböschungen vorgesehenen Anschüttungen vor den geschnittenen Randböschungen.

Die Bodenbewegungen bei lokalen Erdbeben sind sehr kurzzeitige Einwirkungen, so dass bei Standsicherheitsberechnungen für die Tone deren momentaner c_u -Wert zu berücksichtigen ist. Wegen des viskosen Charakters der Scherfestigkeit c_u dürfen daher auch Werte berücksichtigt werden, die bei vergleichsweise hohen Abschergeschwindigkeiten laborativ gemessen werden.

4.2 Bodenverflüssigung

Während also der Vorteil gekippter Seeböschungen darin besteht, dass sich die Standsicherheit mit zunehmender Liegezeit verbessert, ist nachteilig, dass die verkippten Materialien im oberflächennahen Bereich (zumindest anfangs) eine vergleichsweise geringe Lagerungsdichte aufweisen.

Für die gekippten Böschungen von Restseen ist daher auch der Fall einer möglichen Verflüssigung zu untersuchen. Diese

Untersuchungen müssen sich in erster Linie den hier verkippten Bodenarten und deren Lagerungsdichten widmen. Sollten bei der künftigen Verkipfung Böden vorhanden sein, bei denen ein Verflüssigungspotenzial besteht, können Verflüssigungseffekte durch eine gezielte Materialauswahl, durch die Anordnung von Dränagen und/oder durch eine entsprechende Einbaumethode oder Verdichtung entweder gänzlich vermieden oder in ihrer möglichen Auswirkung eingeschränkt werden. Die aktuelle Fassung der RfS fordert in ihrer Ergänzung vom 08.08.2013, bleibende Böschungen so zu gestalten und aufzubauen, dass eine Bodenverflüssigung nicht zu besorgen ist.

4.3 Rückrechnungen

Die Erkenntnis, dass bislang in den Tagebauen des Rheinischen Reviers keine – durch Erdbeben bedingte – tiefgründigen Rutschungen an den Tagebauböschungen aufgetreten sind, darf aus gebirgsmechanischer Sicht nicht dahingehend gedeutet werden, dass solche Rutschungen grundsätzlich nicht auftreten könnten. Allerdings sind – insbesondere mit den Daten des o.g. Erdbebens von Alsdorf – die beschriebenen Rückrechnungen möglich: Mit diesen Daten wurden die Standsicherheiten von Böschungen berechnet, die zum Zeitpunkt des Erdbebens bekanntermaßen keine Massenbewegungen gezeigt haben. An Hand derartiger Berechnungsergebnisse wurden weitere Erkenntnisse gewonnen, mit welchen quasistatischen Koeffizienten bei Anwendung statischer Verfahren sinnvollerweise gerechnet werden sollte, um zu einer sicheren, aber auch praktikablen Dimensionierung bleibender Böschungen zu kommen.

5 Quasistatisches Berechnungsverfahren für Erdbeben

Da die ermittelte Maximalbeschleunigung bei einem Erdbeben nur kurzzeitig wirksam wird, ist diese zur Verwendung in einem statischen Berechnungsverfahren durch einen sogenannten quasistatischen Koeffizienten abzumindern. Hinweise, wie ein solcher Koeffizient aussehen könnte, fanden sich beispielsweise bereits bei TERZAGHI [30], ausführlichere Ausführungen finden sich auch im Fachbuch „Geotechnical Earthquake Engineering“ [31].

5.1 Quasistatischer Berechnungsansatz

Die Gutachterliche Ausarbeitung [5] empfiehlt einen quasistatischen Ansatz zur Berücksichtigung von Erdbebeneinwirkungen, bei dem eine repräsentative statische Zusatzlast bestehend aus Horizontal- und Vertikalkomponente innerhalb der klassischen statischen Berechnungsverfahren berücksichtigt wird. Die Wirkung dieser Zusatzlast ist in Abbildung 5 beispielhaft für den einfachen Fall eines Geländebruchs auf gerader Gleitfläche dargestellt.

Kann auf der Gleitfläche nach dem Schergesetz von Mohr-Coulomb Reibung φ und Kohäsion c mobilisiert werden, ergibt sich

mit den in Abbildung 5 eingetragenen Richtungen als maximal mögliche haltende Kraft auf der Gleitfläche:

$$H = [(G - F_V) \cos \beta - F_H \sin \beta] \tan \varphi + c l$$

Als treibende Kräfte treten auf:

$$T = (G - F_V) \sin \beta + F_H \cos \beta$$

Fasst man das Verhältnis $\eta = H/T$ als Sicherheit auf, wird deutlich, dass insbesondere die horizontal einwirkende pseudostatische Kraft F_H die Sicherheit reduziert: Zum einen wird durch sie infolge der Reduzierung der Normalkraft die mobilisierbare Reibungskraft kleiner und zum andern die treibende Kraft T größer. F_V dagegen reduziert mit der angenommenen Richtung zwar ebenfalls die Reibungskraft, reduziert jedoch auch T – mit umgedrehter Richtung würden H wie T zunehmen. Da die Auswirkung auf die Sicherheit im Beispiel von der Wahl der Gleitflächenneigung β abhängt, sind stets beide möglichen Richtungen von F_V in separaten Rechenwegen zu prüfen.

Die für die Berechnung anzusetzende Erdbebenbeschleunigung kann entweder mittels eines entsprechenden (seismischen) Koeffizienten auf die Erdbebenbeschleunigung bezogen sein oder es kann die ermittelte maximale Erdbebenbeschleunigung unter Ansatz eines quasistatischen Koeffizienten verwendet werden.

TERZAGHI [30] schlug vor, bei pseudostatischer Analyse für ein starkes („severe“) Erdbeben einen auf die Erdbebenbeschleunigung bezogenen „seismischen Koeffizienten“ $k_h = 0,1$ zu wählen, was mit

$$F_H = \frac{a_h \cdot G}{g} = k_h \cdot G$$

einer Horizontalbeschleunigung von rd. 1 m/s^2 entspricht.

Für den Bezug auf die Maximalwerte der ermittelten Erdbebenbeschleunigungen findet ein sogenannter „quasistatischer Koeffizient“ Verwendung, der eine Anpassung der ermittelten Spitzenbeschleunigung an eine maximal mögliche, kurzzeitig auftretende Beschleunigung adäquat für den Ansatz im statischen Berechnungsverfahren bewirkt.

Zur Dimensionierung der repräsentativen Zusatzlast aus einem Maximalwert der Erdbebenbeschleunigung wird im Gutachten [5] das Verfahren von HYNES-GRIFFIN & FRANKLIN (vgl. [32]) vorgeschlagen, das eine Halbierung der Spitzenbeschleunigung vorsieht. Das Verfahren wird aufgrund von umfangreicher Erfahrung mit Nachrechnungen der Verformungen bei starken Erdbeben in Kalifornien als angemessen sicher bewertet. Die Originalquelle des Artikels von HYNES-GRIFFIN & FRANKLIN [32] lag zum damaligen Zeitpunkt nicht vor.

5.2 Erdbebenansatz nach GOLDSCHIEDER

Zur Klärung der Frage, wie die so geminderte Zusatzbeschleunigung infolge Erdbebeneinwirkung statisch korrekt in den für die Untersuchung entsprechend der RfS verwendeten Berechnungsverfahren anzusetzen ist, wurden von GOLDSCHIEDER verschiedene gutachterlichen Berichten erarbeitet.

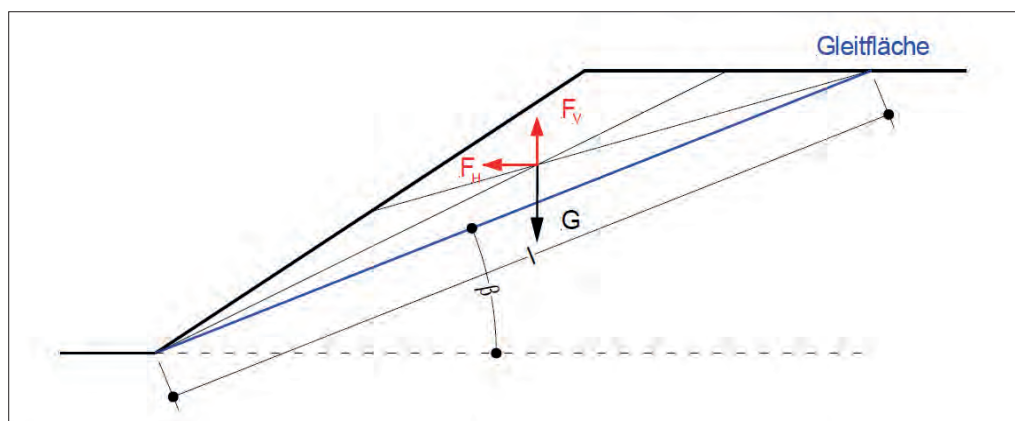


Abb. 5:
Quasistatische Berechnung der Böschungsstandsicherheit für das Abgleiten auf gerader, ebener Gleitfläche

Fig. 5:
Quasi-static calculation of slope stability for downslope motion on an even and plane sliding surface

Dabei handelt es sich um einen erweiterten Ansatz, bei dem die Wirkung der Erdbebenbeschleunigungen nicht nur auf die Masse des Lockergebirges wirkt, sondern auch für das Poren- und Außenwasser Berücksichtigung findet. Die dem BISHOP-Verfahren und dem Verfahren der zusammengesetzten Bruchmechanismen (Starrkörpermethode) zugrunde liegenden Ansätze werden durch die Berücksichtigung von Erdbebenlasten nicht geändert. Somit bleiben beim BISHOP-Verfahren sowohl die Diskretisierungsannahmen (Spannungsverteilung entlang der Scherzone und Lamellenbreite), als auch die statischen Annahmen (horizontale Erddrücke), wie üblich angenommen, erhalten.

Der Erdbeben- und Außenwasseransatz nach GOLDSCHIEDER berücksichtigt damit statisch korrekt die Zusatzbeschleunigungen auf alle Massenkräfte (Korngerüst, Porenwasser und Außenwasser), zusätzlich die Auswirkungen infolge kurzzeitiger Porenwasserüberdrücke durch die Änderung dieser Massenkräfte.

Gegenüber dem im Gutachten [5] zunächst vorgeschlagenen üblichen Ansatz der undrainierten Scherfestigkeit c_u für bindige Böden handelt es sich damit um einen verbesserten Ansatz, da damit die Änderung der Wasserdrücke realistisch abgebildet und berücksichtigt wird.

Als Eingangsparameter für Standsicherheitsberechnungen dienen Horizontal- und Vertikalbeschleunigungen infolge Erdbeben. Die Erdbebenkräfte werden zusätzlich und in Abhängigkeit zu den Gewichtskräften angesetzt, indem die relativen Erdbebenbeschleunigungen (relativ zur Erdbeschleunigung) verwendet werden. Beim Ansatz totaler Bodenwichten und Porenwasserdrücken ist dieses Verfahren anschaulich und einfach umzusetzen.

Da die Vertikalkraft je nach Position der Lamelle bzw. des Starrkörpers ungünstig oder günstig wirken kann, werden beide Wirkungsrichtungen (nach oben und nach unten) berücksichtigt; für die Horizontalkraft wird dagegen lediglich die ungünstige Wirkung, in Richtung des Einfallens der Böschung, angesetzt.

Bei Standsicherheitsberechnungen ist ausschlaggebend, wie sich das infolge Erdbeben hervorgerufene zusätzliche totale Bodengewicht in effektive Spannungen und Porenwasserdrücke aufteilt, denn nur die zusätzlichen effektiven Spannungen beeinflussen den Reibungswiderstand.

Das Berechnungsverfahren ist ausführlich in [7] beschrieben.

5.3 Implementierung, Validierung und praktische Anwendung

Auf Basis der drei vorliegenden gutachterlichen Ausarbeitungen [5-7] wurde im Jahr 2006 durch RWE Power ein Lastenheft für die programmtechnische Implementierung der erforderlichen Algorithmen in das bei RWE Power für Standsicherheitsuntersuchungen verwendete CAD-gestützte Programm „ETA“ erarbeitet. Nachdem auf dieser Basis die Möglichkeit geschaffen wurde, Erdbebeneinflüsse bei den Standsicherheitsberechnungen zu berücksichtigen, erfolgte zunächst eine Validierung von Rechenansatz und Programm.

Dazu wurden Böschungssysteme in den Tagebauen Hambach und Inden mit Ansatz von Erdbebeneinwirkungen standsicherheitslich überprüft, die sich bei den Erdbeben von Roermond (13. April 1992) und Alsdorf (22. Juli 2002) als standsicher erwiesen hatten. Die bisher durchgeführten Berechnungen mit Erdbebenlasten entsprechend dem in ETA umgesetzten Ansatz liefern plausible Ergebnisse, was durch die oben beschriebenen „Nachrechnungen“ von Erdbeben sowie darüber hinaus den Vergleich mit anderen Berechnungsprogrammen (wie bspw. Stability, GGU oder SLOPE/W, Geostudio) bestätigt wird.

Bei Berechnungen mit quasistatischem Ansatz von Erdbebenlasten ist bereits eine Standsicherheit gerade oberhalb des Grenzgleichgewichtes ausreichend und entspricht auch der o.g. Untersuchung und dem Ansatz von HYNES-GRIFFIN & FRANKLIN. Die Forderung eines konkreten Sicherheitszuschlags gegenüber

dem Grenzgleichgewicht ist daher nicht gerechtfertigt; dies gilt insbesondere auch wegen der relativ kurzen Dauer des Bemessungserdbebens von 5 Sekunden. Mit Bezug auf die RfS ist festzuhalten, dass die bereits in der Vorgängerfassung der RfS enthaltene Forderung eines Minimalwertes ohne Erdbebenansatz von $\eta = 1,3$ somit bereits Zuschläge für Erdbeben berücksichtigt und daher für bleibende Böschungen auch weiterhin gerechtfertigt ist. Alle Berechnungen von RWE Power zeigen für solche Mechanismen bisher keine Unterschreitungen des Grenzgleichgewichtes bei Erdbebenansatz. Für temporär genutzte Randböschungen ist entsprechend der RfS keine Berücksichtigung von Erdbebenlasten vorgesehen. Dieser Ansatz wird in einer Stellungnahme des Geologischen Dienstes vom 08.09.2006 nochmals erläutert/bestätigt: „Für den Auskohlungszustand werden entsprechend der Richtlinie RfS keine Erdbebenlasten berücksichtigt, da die Standzeit nur wenige Jahre beträgt und die Bemessungswerte noch geringer als für eine Häufigkeit von 35 Jahren anzunehmen und somit nicht relevant wären.“ Damit ist für Randböschungen auch die in der RfS genannte Möglichkeit einer (begründeten) Unterschreitung der bei zu schützenden Objekten von der RfS geforderten Mindestsicherheit von $\eta = 1.3$ gerechtfertigt.

Erst nachdem diese Validierung erfolgreich abgeschlossen wurde, erfolgten weitergehende Untersuchungen für den Restsee Inden (2006 und 2008) sowie den Restsee Hambach (2010).

5.4 Ergebnis

Im Ergebnis der vorgestellten Untersuchungen sind damit für den Ansatz von Erdbeben mittels quasistatischem Verfahren folgende Aspekte relevant:

1. Am Standort zu erwartende Maximalbeschleunigungen sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung.
Diese sind abhängig von der betrachteten Referenzwiederkehrperiode; betrachtet wurde hier, wie beschrieben, zunächst ein Zeitraum von 475 Jahren der Wert, den die relevante Erdbebenbaunorm für Bauwerke für Wohnzwecke vorschreibt. Die Horizontalbeschleunigung ist ungünstig in Richtung des Böschungseinfallens anzusetzen. Die Vertikalbeschleunigung wird üblicherweise aus dem Horizontalwert mit Verwendung eines Minderungsfaktors von 0,7 ermittelt; diese ist sowohl nach oben als auch nach unten wirkend in zwei separaten Rechengängen anzusetzen.
2. Quasistatische Koeffizient zur Minderung der Maximalbeschleunigung für die statische Berechnung.
Hier wurde zunächst der (deutlich) auf der sicheren Seite liegende Faktor 0,5 entsprechend der Empfehlung der Autoren HYNES-GRIFFIN & FRANKLIN gewählt.
3. Rechenansatz
Die Berechnungen sollten entweder den ungünstigen Fall undrainierter Verhältnisse berücksichtigen, oder aber den verbesserten Rechenansatz nach GOLDSCHIEDER. Letzterer sieht die Wirkung der Zusatzbeschleunigung infolge Erdbeben auf alle Massen des statischen Systems vor. Damit ergeben sich auch Beschleunigungskräfte auf das Porenwasser und entsprechend ansteigende Porenwasserdrücke. Zusätzlich werden auch die ebenfalls kurzzeitig auftretenden Porenwasserüberdrücke berücksichtigt, die sich aus der schnellen Änderung der Systemkräfte ergeben. Weiterhin Berücksichtigung findet die Wasserspiegeländerung infolge Erdbeben auf der sicheren Seite liegend als schneller Absink.

5.5 Bewertung

Der vor dem Hintergrund der Forderung aus der RfS (2003) durch RWE Power mit gutachterlicher Unterstützung entwickelte und hier beschriebene Ansatz stellt ein Verfahren dar, das geeignet ist, die Standsicherheit von Böschungen unter Berücksichtigung von Erdbebeneinwirkungen zu ermitteln.

Vorteil des Verfahrens ist die Nutzung bekannter und im Rheinischen Revier langjährig erprobter statischer Berechnungsverfahren sowie die direkte Erkennbarkeit des betrachteten Erdbebeneinflusses auf den Standsicherheitskoeffizienten im Vergleich zum Ansatz ohne Erdbeben.

Alle bisherigen Ergebnisse bestätigen darüber hinaus, dass die vor 2003 erstellten und nicht explizit unter Berücksichtigung möglicher Erdbebeneinflüsse geprüften Böschungen bei Erdbeben ebenfalls standsicher sind. Hintergrund ist der bereits in der Ursprungsfassung der RfS von 1976 geforderte globale Sicherheitskoeffizient von $\eta = 1,3$ für bleibende Böschungen, der aufgrund aller bisherigen Erfahrungen bereits einen ausreichend hohen Sicherheitszuschlag für den Lastfall Erdbeben enthält.

Die Standsicherheit der im Rheinischen Revier vorhandenen Hochkippen und Rest- bzw. Landschaftsseen wurde darüber hinaus im Rahmen eines revierweiten Screenings [31] nochmals in der Praxis bestätigt.

6 Prüfung und Weiterentwicklung des Verfahrens

Das beschriebene Verfahren wurde für die Bemessung und den Nachweis der grundsätzlichen gebirgsmechanischen Machbarkeit des Restsees Inden in den Jahren 2006 und 2008 angewandt [32]. Vergleichbare Untersuchungen für den Tagebau Hambach folgten in 2010.

Vor dem Hintergrund der weiteren Konkretisierungen der Restseeplanungen für den Tagebau Inden entsprechend der sich dem Braunkohlenplanverfahren anschließenden Genehmigungsschritte war durch die Bezirksregierung Arnsberg eine Ergänzung der RfS mit einer Konkretisierung zur Berücksichtigung von Erdbeben vorgesehen.

Dazu sollte das beschriebene Verfahren von unabhängiger Stelle nochmals wissenschaftlich untersucht werden und auch angesichts der aktualisierten und harmonisierten Normenwelt (Eurocode 7 – Standsicherheit, Eurocode 8 – Erdbeben) auf Normkonformität überprüft werden, vgl. [8] und [9].

Zur Normensituation ist festzuhalten, dass der Eurocode 7 für die Böschungen des Braunkohlentagebaus nicht heranzuziehen ist, da die DIN 1054 als Bestandteil des Nationalen Anhangs des Eurocode 7 den Braunkohlentagebau in ihrem Anwendungsbereich ausschließt. Der Eurocode 8 – Erdbeben mit DIN EN 1998-1/NA als nationalem Anhang und „Nachfolgenorm“ der DIN 4149 behandelt erstmals explizit Böschungen im Bereich von Bauwerken. Die DIN 4149 aus 2005 ist seit Dezember 2010 formal zurückgezogen. Der Eurocode 8 (DIN EN 1998-1:2010-12) und dessen nationaler Anhang DIN EN 1998-1/NA:2011-01 sind seit Dezember 2010 gültig, aber derzeit (noch) nicht bauaufsichtlich eingeführt. Damit ergibt sich derzeit im Bauwesen die Sonder-situation, dass weiterhin die DIN 4149 aus 2005 gilt. Sowohl DIN 4149 als auch Eurocode 8 gehen allerdings von gleichen Wiederkehrperioden aus.

Die wissenschaftliche Überprüfung des Verfahrens erfolgte im Auftrag der Bezirksregierung Arnsberg für die Einwirkungsseite durch den Geologischen Dienst NRW als Landeserdbebendienst und für die gebirgsmechanischen Aspekte und die Berechnungsseite durch das Institut für Boden- und Felsmechanik des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT).

Im Zuge dieser Überprüfung wurde das Verfahren sowohl auf der Einwirkungsseite (Wiederkehrperiode) als auch der Berechnungsseite (quasistatischer Koeffizient) angepasst.

Insbesondere die Einwirkungsseite wurde, trotz der Lage der geplanten Restseen unterhalb der Geländeoberfläche, nochmals kritisch betrachtet [8]. Obwohl die Restseen, wie bereits ausgeführt, keine Merkmale von Stauseen besitzen, wurde für die geplanten

dauerhaften Seeböschungssysteme dennoch in Anlehnung an das für große Stauanlagen in NRW herangezogene und allgemein anerkannte Sicherheitsniveau eine Wiederkehrperiode von 2500 Jahren für die Ermittlung der maximalen Erdbebenbeschleunigung festgelegt.

Auf der Berechnungsseite wurden quasistatische Koeffizienten aufgrund von dynamischen Vergleichsberechnungen abgeleitet, die unterhalb des Vorschlags von HYNES-GRIFFIN & FRANKLIN lagen. Dieses Ergebnis war nach Prüfung der seit 2011 vorliegenden Originalquelle von HYNES-GRIFFIN & FRANKLIN auch verständlich: Der vorgeschlagene Koeffizient 0,5 beinhaltet bereits eine Bodenverstärkung mit dem Faktor 3, da das Verfahren von der Beschleunigung an der Festgesteinsbasis („Peak Bedrock Acceleration“) ausgeht. Bezogen auf die Geländeoberfläche (PGA) wird damit ein quasistatischer Koeffizient von rd. 0,17 berücksichtigt.

Die Bodenverstärkung wurde in der Vergangenheit somit doppelt berücksichtigt. Das bisher verwendete quasistatische Verfahren lag damit so deutlich auf der sicheren Seite, dass auch für die vergrößerte Wiederkehrperiode von 2500 Jahren mit entsprechend größeren Maximalbeschleunigungen die Standsicherheit der Böschungssysteme gegeben ist und rechnerisch nachgewiesen werden kann.

Im Ergebnis ist die rechnerische Bemessung der Böschungssysteme damit auch mit den geänderten Eingangsparametern nahezu unverändert; die grundsätzliche Machbarkeit der Restseen Inden und Hambach wird damit erneut bestätigt. Die geplanten Böschungssysteme sind und bleiben auch bei Verwertung des angepassten Ansatzes standsicher. Dies wird seitens RWE Power unter Anwendung des weiterentwickelten Verfahrens, welches in der RfS-Neufassung mit Ergänzung vom 08.08.2013 festgeschrieben wurde, im Rahmen weiterer Betriebspläne nochmals konkret nachgewiesen.

Ergänzt werden sollen diese Untersuchungen um dynamische Berechnungen für konkrete Schnittlagen zur Ermittlung möglicher Böschungsverformungen sowie um weitergehende Untersuchungen zum Nachweis der Sicherheit gegenüber möglichen Bodenverfüssigungseffekten infolge zyklischer Anregung durch Erdbeben.

References/Literatur

- [1] Richtlinie für die Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen der im Tagebau betriebenen Braunkohlenbergwerke (Richtlinie für Standsicherheitsuntersuchungen – RfS). – Bezirksregierung Arnsberg, Abteilung Bergbau und Energie in NRW, Fassung vom 04.03.1976, Neufassung vom 16.05.2003, Neufassung mit 1. Ergänzung vom 08.08.2013.
- [2] DIN 4149 Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. – Deutsches Institut für Normung e.V., Fassungen von Oktober 2002 und April 2005.
- [3] DIN 4084:2009-01: Baugrund – Geländebruchberechnungen.
- [4] DIN 1054:2005-01: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (Dokument zurückgezogen).
- [5] KUNTSCHKE, K. (2005): Berücksichtigung des Einflusses „Erdbeben“ bei der Standsicherheitsberechnung von bleibenden Tagebau-Böschungen im Rheinischen Braunkohlenrevier, Darstellung der Grundlagen. – Bensheim, 10.03.2005.
- [6] HINZEN, K.-G. (2006): Seismische Lasten für die Ermittlung von Böschungsstandsicherheiten. – Universität zu Köln, Abteilung Erdbebengeologie, Institut für Geologie und Mineralogie, Köln, Oktober 2006.

- [7] GOLDSCHIEDER, M., DAHMEN, D. & KARCHER, C. (2010): Berücksichtigung von Erdbeben bei Standsicherheitsberechnungen für tiefe Endböschungen unter Wasser. – *World of Mining* **62**, 5: 252-261.
- [8] LEHMANN, K. (2014): Erdbeben im Rheinischen Braunkohlenrevier. – *Scriptum – Arbeitsergebnisse aus dem GD NRW*, Geologischer Dienst, Krefeld; geplantes Erscheinungsjahr 2014.
- [9] TRIANTAFYLIDIS, T. & HINZEN, K.-G. (2014): Anforderungen an Standsicherheitsuntersuchungen bleibender Böschungssysteme im Rheinischen Revier unter seismischer Beanspruchung. – *World of Mining* **66**, 2: 109-120.
- [10] AHORNER, L. (1983): Historical seismicity and present-day microearthquake activity of the Rhenish Massif, Central Europe. – In: K. Fuchs et al. (eds), *Plateau uplift*, Springer-Verlag, Berlin: 198-221.
- [11] WALTER, R. (1992): *Geologie von Mitteleuropa*. – Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart: 561.
- [12] CAMELBEECK, T. et al. (2000): Long term seismic activity in the Lower Rhine Embayment. – *HAN2000 workshop proceedings*: 35-38.
- [13] HINZEN, K.-G. & OEMISCH, M. (2001): Location and magnitude from seismic intensity data of recent and historic earthquakes in the Northern Rhine area, Central Europe. – *Bull. Seism. Soc. Am.* **91**: 40-56.
- [14] HINZEN, K.-G. & REAMER, S.K., (2007): Seismicity, seismotectonics, and seismic hazard in the northern Rhine area. – In Stein, S. & Mazzotti, S. (ed.), *Continental Intraplate Earthquakes: Science, Hazard, and Policy Issues*; Geological Society of America Special Paper 425: 225-242.
- [15] REAMER, S.K. & HINZEN, K.-G. (2004): An earthquake catalog for the Northern Rhine Area, Central Europe (1975-2002). – *Seismological Research Letters* **74**, 575-582.
- [16] SIEBERG, A. (1940): *Beiträge zum Erdbebenkatalog Deutschlands und angrenzender Gebiete für die Jahre 58 bis 1799*. – Reichsanstalt für Erdbebenforschung, Berlin.
- [17] SPONHEUER, W. (1952): *Erdbebenkatalog Deutschlands und der angrenzenden Gebiete für die Jahre 1800 bis 1899*. – *Mitteilungen des Erdbebendienstes*, Zentralinstitut für Erdbebenforschung in Jena.
- [18] MEADOW, H. (1995): *Rekonstruktion und Reinterpretation von historischen Erdbeben in den nördlichen Rheinlanden unter Berücksichtigung der Erfahrungen bei dem Erdbeben von Roermond am 13. April 1992*. – Dissertation, Geologisches Institut, Universität zu Köln.
- [19] BAKUN, W.H. & WENTWORTH, C.M. (1997): Estimating earthquake location and magnitude from seismic intensity data. – *Bull. Seism. Soc. Am.* **87**: 1502-1521.
- [20] GD NRW (2008). *Paläoseismische Untersuchungen in der Niederrheinischen Bucht*. – Heft 17.
- [21] VANNESTE, K., CAMELBEECK, T. & VERBEECK, K. (2013): A Model of Composite Seismic Sources for the Lower Rhine Graben, Northwest Europe. – *Bull. Seism. Soc. Am.* **103**: 984-1007.
- [22] WELLS, D.L. & COPPERSMITH, K.J. (1994): Empirical relations among magnitude, rupture length, rupture area, and surface displacement. – *Bull. Seism. Soc. Am.* **84**: 974-1002.
- [23] Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen der BRD – Bundesland NRW 1:350 000 Karte zu DIN 4149 (2006). – Geologischer Dienst NRW, Krefeld.
- [24] HINZEN, K.-G., PELZING, R. REAMER, S.K. & MACKEDANZ, J. (2001): Die seismische Gefährdung der nördlichen Rheinlande unter Einbeziehung des seismotektonischen Potentials aktiver Verwerfungen. – 61. Jahrestagung der Deutschen Geophysikalischen Gesellschaft, München.
- [25] SPUDICH, P. et al. (1999): SEA99: A revised ground motion prediction relation for use in extensional tectonic regimes. – *Bull. Seism. Soc. Am.* **89**: 1156-1170.
- [26] BUDNY, M. (1984): Seismische Bestimmung der bodendynamischen Kennwerte von oberflächennahen Schichten in Erdbebengebieten der niederrheinischen Bucht und ihre ingenieurseismologische Anwendung. – *Sonderveröffentlichung Geologisches Institut Universität zu Köln* **57**: 208.
- [27] IDRIS, I.M. & SUN, J.I. (1992): SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analysis of horizontally layered soil deposits. User's guide. – Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Davis.
- [28] DIN 19700 Stauanlagen.
- [29] Eurocode 8 Erdbeben.
- [30] TERZAGHI, K. (1950): Mechanism of landslides. – *Geological Society of America. Engineering Geology. Berkley. Harvard soil mechanics series* **36**: 83-123.
- [31] KRAMER, S.L. (1996): *Geotechnical earthquake engineering*. – Prentice-Hall civil engineering and engineering mechanics series, Upper Saddle River, New Jersey.
- [32] HYNES-GRIFFIN, M.E.; FRANKLIN, A.G. (1984): Rationalizing the seismic coefficient method. – *Geotechnical Laboratory, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Final Report, Vicksburg, Mississippi*.
- [33] PETRI, R., STEIN, W., DAHMEN, D. & BUSCHHÜTER, K. (2013): Nachhaltige Folgenutzung rekultivierter Flächen – Evaluierung von Restseen und Hochkippen mit beendeter Bergaufsicht im Rheinischen Braunkohlenrevier. – *World of Mining* **65**, 2: 92-101.
- [34] PETRI, R., BUSCHHÜTER, K. & DAHMEN, D. (2014): Standsicherheitsuntersuchungen für den geplanten Restsee Inden unter Berücksichtigung von Erdbeben. – *World of Mining* **66**, 2: 101-108.