

Berücksichtigung von Erdbebenbelastungen nach DIN 19700 in Nordrhein-Westfalen. **Merkblatt 58**



**Berücksichtigung von Erdbebenbelastungen nach DIN 19700 in
Nordrhein-Westfalen.
Merkblatt 58**

Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen, Essen 2006

IMPRESSUM

Herausgeber: Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen

Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen (LUA NRW)
Wallneyer Straße 6 • D-45133 Essen
Telefon (02 01) 79 95-0
Telefax (02 01) 79 95-14 46
Email: poststelle@lua.nrw.de

Projektbe- Dr.-Ing. Linse, Dipl.-Ing. Knallinger, Dr. Linse Ingenieure GmbH, München
arbeiter: Dr. Pelzing, Geologischer Dienst Nordrhein-Westfalen, Krefeld

Projektbe- Dipl.-Ing. Bartsch Ministerium für Umwelt und Naturschutz,
gleitung: Landwirtschaft und Verbraucherschutz NRW
Dipl.-Ing. Baumgart Staatliches Umweltamt Aachen
Dipl.-Ing. Heuer Landesumweltamt NRW
Dipl.-Ing. Kurth Staatliches Umweltamt Köln
Dipl.-Ing. Schütz Staatliches Umweltamt Siegen
Dipl.-Ing. Windau Staatliches Umweltamt Hagen

ISSN: 0947-5788 Merkblätter

Informations- Aktuelle Umweltdaten aus NRW sowie Informationen
dienste: zu Umweltthemen (Wasser, Boden, Luft, Abfall, Altlasten,
Anlagen/Umwelttechnik, Lärm/Erschütterungen, Radioaktivität,
Licht/Elektrosmog, Gentechnik, Stoffdaten) unter
• www.landesumweltamt.nrw.de

Aktuelle Luftqualitätswerte zusätzlich im

- Telefonansagedienst (02 01) 1 97 00
- WDR-Videotext Tafeln 177 bis 179

Bereitschafts- Nachrichtenbereitschaftszentrale des LUA NRW
dienst: (24-Std.-Dienst): Telefon (02 01) 71 44 88

Nachdruck – auch auszugsweise – ist nur unter Quellenangaben und Überlassung von Belegexemplaren nach vorheriger Zustimmung des Herausgebers gestattet. Die Verwendung für Werbezwecke ist grundsätzlich untersagt.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	5
2	Grundlagen	7
2.1	Entstehung von Erdbeben.....	7
2.2	Ausbreitung von Erdbebenwellen	8
2.3	Messung von Erdbeben	9
2.4	Stärke von Erdbeben	11
2.5	Erdbeben in Nordrhein-Westfalen	14
2.6	Paläoseismische Untersuchungen	16
2.7	Erdbebenvorhersage	17
2.8	Erdbebenstatistik	18
2.8.1	Magnituden-Häufigkeitsbeziehung nach Gutenberg und Richter.....	18
2.8.2	Modifizierte Magnituden-Häufigkeitsbeziehung und Maximalmagnitude.....	19
2.8.3	Magnituden-Häufigkeitsbeziehung für die Niederrheinische Bucht.....	20
2.9	Grundsätze der Erdbebengefährdungsberechnung.....	22
2.9.1	Grundlagen	22
2.9.2	Parameter der Bodenbewegung.....	23
2.9.3	Abnahmebeziehungen	23
2.9.4	Deterministische Gefährdungsberechnung	24
2.9.5	Probabilistische Gefährdungsberechnung	25
2.9.6	Vergleich von DIN 19700 und DIN 4149	25
2.10	Weitere Erschütterungsarten	26
2.10.1	Gebirgsschläge	26
2.10.2	Spaltungen.....	27
2.10.3	Stauinduzierte Beben.....	27
3	Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen nach DIN 19700.....	29
3.1	Allgemeines Sicherheitskonzept der DIN 19700	29
3.1.1	Vorbemerkung.....	29
3.1.2	Nachweis der Tragsicherheit von Absperrbauwerken	29
3.1.2.1	Vorbemerkung.....	29
3.1.2.2	Vorgehensweise	29
3.1.2.3	Nachweiskriterien bei Staudämmen.....	31
3.1.2.4	Nachweiskriterien bei Staumauern.....	32
3.1.3	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Absperrbauwerken.....	32
3.1.3.1	Vorbemerkung.....	32
3.1.3.2	Vorgehensweise	32
3.1.3.3	Nachweiskriterien bei Staudämmen.....	32
3.1.3.4	Nachweiskriterien bei Staumauern.....	33
3.1.4	Nachweis der Dauerhaftigkeit von Absperrbauwerken	33
3.1.5	Einzelbauteile und -bauwerke, Staubeckenhänge und Böschungen	33
3.2	Umfang der erforderlichen Erdbebennachweise	33
3.2.1	Regelungen in DIN 19700-10: Gemeinsame Festlegungen.....	33
3.2.2	Regelungen für Talsperren: DIN 19700-11	35
3.2.2.1	Vorbemerkung.....	35
3.2.2.2	Wiederkehrperiode	35
3.2.2.3	Grundsätzliche Nachweismöglichkeiten	35

3.2.3	Sonderregelungen für Hochwasserrückhaltebecken, Staustufen, Pumpspeicherbecken, Sedimentationsbecken: DIN 19700-12 bis DIN 19700-15	36
3.2.3.1	Hochwasserrückhaltebecken (DIN 19700-12)	36
3.2.3.2	Staustufen (DIN 19700-13)	37
3.2.3.3	Pumpspeicherbecken (DIN 19700-14)	37
3.2.3.4	Sedimentationsbecken (DIN 19700-15)	37
3.2.4	Erdbebennachweise für Einzelbauteile und –bauwerke, Staubeckenhänge und Böschungen	38
3.3	Voraussetzungen für die Erstellung der Nachweise	38
3.4	Messeinrichtungen	39
4	Vorgehensweise beim Nachweis der Erdbebensicherheit	41
4.1	Erdbeben als Einwirkung auf Stauanlagen	41
4.1.1	Grundsätze	41
4.1.2	Lastansatz bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 2	46
4.1.3	Lastansatz bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 1	48
4.1.3.1	Seismologisches Gutachten	48
4.1.3.2	Bemessungs-Antwortspektrum – Grundlagen	48
4.1.4	Mitschwingende Wassermasse	51
4.1.5	Verwerfungszonen	51
4.2	Erläuterung der Nachweisverfahren	52
4.2.1	Quasi-statische Berechnung	52
4.2.2	Dynamische Nachweisverfahren	53
4.2.2.1	Antwortspektrumsverfahren	53
4.2.2.2	Zeitschrittverfahren	54
4.2.2.3	Dekonvolutionsberechnung	56
4.2.2.4	Berechnung an einem Blockmodell	57
4.3	Nachweise bei Staudämmen Grundsätze der Berechnung, Besonderheiten	58
4.4	Nachweise bei Staumauern Grundsätze der Berechnung, Besonderheiten	60
4.5	Nachweis der Einzelbauwerke und –bauteile, Staubecken	62
4.5.1	Anforderungen	62
4.5.2	Dichtungselemente	62
4.5.3	Hochwasserentlastungsturm und Wasserentnahmeturm	62
4.5.4	Rohrleitungen zur Entleerung der Stauanlage	64
4.5.4.1	Im Beton/Mauerwerk eingebettete Rohrleitung	64
4.5.4.2	In einem Stollen verlegte Rohrleitung	64
4.5.5	Stützwände	65
4.5.6	Staubeckenhänge	65
4.5.7	Stollen, Hohlraumbauten	65
4.5.7.1	Stollen, Hohlraumbauten innerhalb einer Staumauer oder im Fels	65
4.5.7.2	Stollen, Hohlraumbauten innerhalb eines Staudammes oder im Lockergestein	65
5	Glossar	67
6	Literatur und Rechenprogramme	71
6.1	Literatur	71
6.2	Rechenprogramme	73

Anlagen

- Anlage 1: Tragsicherheitsnachweise gegenüber Erdbeben – Schema
 Anlage 2: Beispiel – Nachweis der Erdbebensicherheit eines Staudammes
 Anlage 3: Beispiel – Nachweis der Erdbebensicherheit einer Staumauer

1 Einleitung

Die Zuverlässigkeit von Stauanlagen ist aufgrund des meist sehr hohen Schadenspotenzials von großer Bedeutung. DIN 19700 fordert im Zusammenhang mit der nachzuweisenden Zuverlässigkeit auch die Überprüfung der Erdbebensicherheit.

Wie das Erdbeben von Roermond 1992 gezeigt hat, muss auch in Deutschland und insbesondere in Nordrhein-Westfalen und in Baden-Württemberg jederzeit mit Erdbeben der Stärke 6 (Magnitudenskala nach Richter) gerechnet werden. In der Vergangenheit fanden nachweislich sogar Beben mit größeren Stärken statt (z.B. Düren 1756 mit einer geschätzten Magnitude von 6,3).

Welche verheerenden Auswirkungen Erdbeben haben können, zeigen die jüngsten Ereignisse in Indonesien (Dezember 2004) und in Pakistan (Oktober 2005) mit vielen Tausend Toten.

Dieses für das Land Nordrhein-Westfalen erarbeitete Merkblatt soll sowohl den Aufsichtsbehörden und Betreibern als auch den mit der Erstellung der Sicherheitsnachweise beauftragten Ingenieurbüros eine Hilfestellung hinsichtlich der Vorgehensweise bei der Durchführung von Erdbebennachweisen geben.

Der Anwendungsbereich des Merkblattes umfasst alle Stauanlagen nach DIN 19700. Einführend wird zunächst ein Überblick zu den Grundlagen seismischer Aktivitäten gegeben. Weiter werden die aus DIN 19700 resultierenden Anforderungen hinsichtlich der erforderlichen Erdbebennachweise dargestellt und grundsätzliche Nachweismöglichkeiten erläutert. Eine zusammenfassende Übersicht hierzu ist in Anlage 1 getrennt für die verschiedenen Anlagenarten nach DIN 19700-11 bis 19700-15 enthalten.

Anhand von Beispielen für einen Staudamm und eine Staumauer werden exemplarisch Berechnungen durchgeführt, die in Anlage 2 bzw. Anlage 3 enthalten sind.

Aufgrund des Umfangs und der Komplexität des Themas können nicht für alle Fragestellungen Lösungen oder ausführliche Erklärungen dargestellt werden. Dort, wo dies nicht möglich ist, soll das Merkblatt zu einer Sensibilisierung für die zugrundeliegende Problematik beitragen.

Es ist darauf hinzuweisen, dass die dargestellten Rechenverfahren bewährte Nachweismöglichkeiten sind. Grundsätzlich sind selbstverständlich auch andere Verfahren zulässig, wenn diese mindestens gleichwertig und wissenschaftlich anerkannt sind.

Die Überprüfung der Erdbebensicherheit von Stauanlagen soll von Fachleuten erfolgen, die sowohl über entsprechende Kenntnisse im Wasserbau als auch im Erdbebeningenieurwesen verfügen.

Anmerkung:

Im April 2010 wurden auf Seite 45 Konkretisierungen zum Ansatz der vertikalen Beschleunigungen eingearbeitet.

In diesem Zusammenhang wurde das Literaturverzeichnis aktualisiert.

2 Grundlagen

2.1 Entstehung von Erdbeben

Erdbeben gehören zu den Naturvorgängen, die immer wieder viele Menschenleben fordern und große Sachschäden verursachen. Die Zahl der Erdbeben pro Jahr wird auf ca. 300.000 geschätzt, von denen die meisten jedoch zu schwach sind, um von Menschen gespürt zu werden.

Die Ursache von Erdbeben sind dynamische Vorgänge im Erdinneren. Die Erde besteht aus dem Erdkern, dem Erdmantel und der Erdkruste. Der Erdkern ist heiß und flüssig, der Erdmantel ist plastisch-zähflüssig (Abbildung 1). Aufgrund der Aufheizung von unten durch den Erdkern kommt es zu langsamen Konvektionsbewegungen im Erdmantel mit Geschwindigkeiten von einigen Zentimetern pro Jahr. Die Erdkruste schwimmt passiv auf dem Erdmantel und besteht aus einem Mosaik fester Gesteinsplatten, die von den Konvektionsströmungen getragen werden.

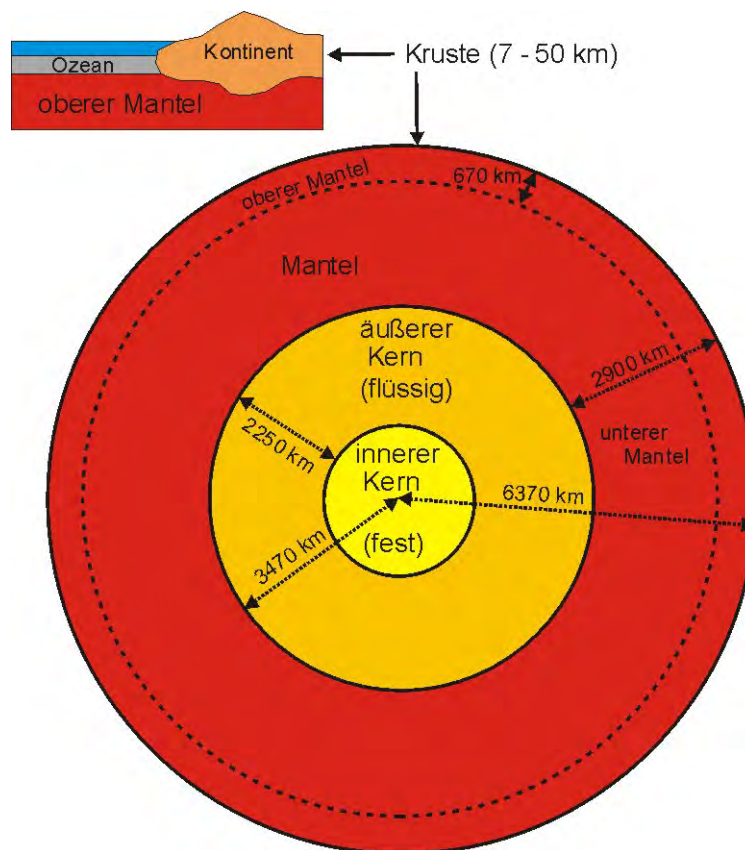


Abbildung 1: Schnitt durch die Erde. Sie ist aufgebaut aus dem inneren Erdkern (fest), dem äußeren Erdkern (flüssig), dem Erdmantel (plastisch zähfließend) und der darauf schwimmenden Erdkruste (fest). Eine besonders gleitfähige Schicht des Mantels liegt in 670 km Tiefe und trennt den oberen vom unteren Mantel.

An ihren Rändern werden diese Gesteinsplatten gegeneinander verschoben. Auch im Inneren der Platten entstehen dadurch Schwächezonen, in denen es zu Relativbewegungen von Teilschollen kommt. Aufgrund des Reibungswiderstandes des Gesteins verlaufen diese Bewegungen nicht gleichmäßig sondern ruckartig in unregelmäßigen zeitlichen Abständen

und mit Ruhephasen zwischen den Bewegungsschüben. Während der Ruhephasen bauen sich Spannungen auf, bis schließlich der Reibungswiderstand überwunden wird. Die Gesteinspartien entlang der vorher blockierten Trennfläche („Verwerfung“) verschieben sich ruckartig gegeneinander. Dieser Bruchvorgang beginnt an einem Punkt, dem „Hypozentrum“, breitet sich nach den Seiten aus und kommt dann wieder zum Stillstand. Man bezeichnet diesen Vorgang als „tektonisches Erdbeben“. Die Bruchfläche wird auch „Herdfläche“ oder „Herd“ des Bebens bezeichnet. Das „Epizentrum“ des Bebens liegt genau über dem Hypozentrum an der Erdoberfläche (Abbildung 2).

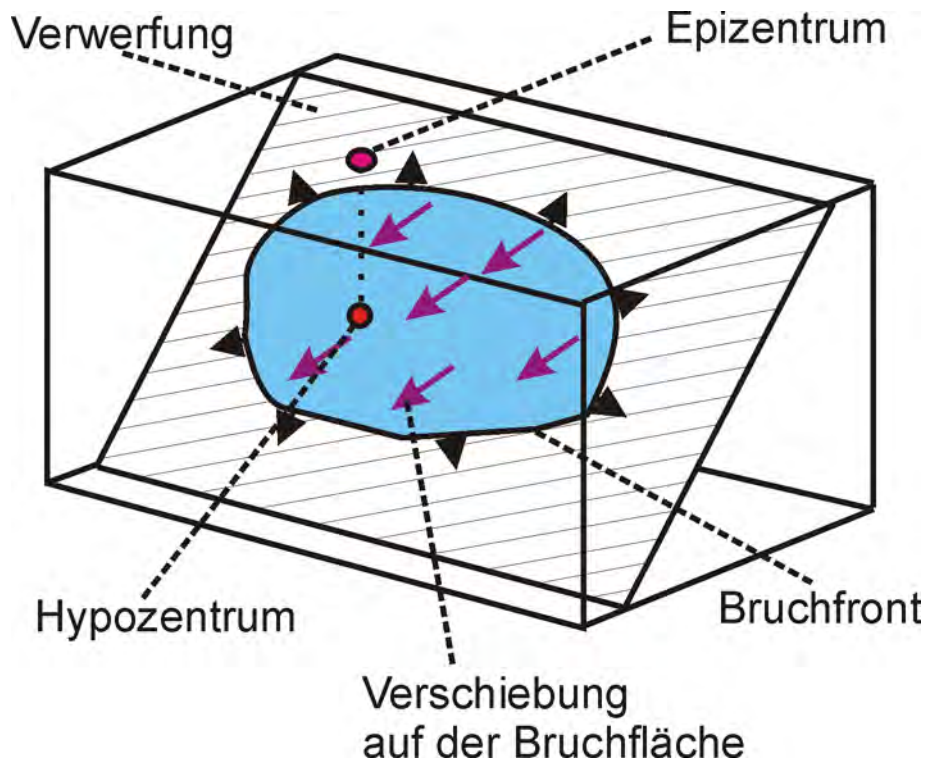


Abbildung 2: Bruchvorgang bei einem tektonischen Erdbeben. Der Bruch breitet sich vom Hypozentrum über die Bruchfläche (Herdfläche) aus. Das Epizentrum liegt an der Erdoberfläche über dem Hypozentrum.

2.2 Ausbreitung von Erdbebenwellen

Die aufgestaute elastische Energie wird bei einem Erdbeben ruckartig in Form elastischer Wellen freigesetzt, die sich nach allen Seiten ausbreiten. Im Herd des Bebens entstehen dabei verschiedene Wellentypen (Abbildung 3). Zwei von ihnen, die man als Raumwellen bezeichnet, pflanzen sich durch das Erdinnere fort. Bei den so genannten „Longitudinal“- oder „P“-Wellen schwingen die einzelnen Bodenteilchen in Richtung der Ausbreitung der Welle. Bei den so genannten „Transversal“- oder „S“-Wellen schwingen die Bodenteilchen senkrecht zur Ausbreitungsrichtung. Dieser Wellentyp kann nur in festen Medien, nicht dagegen in Luft oder Flüssigkeiten auftreten. Zwei weitere Wellentypen pflanzen sich ähnlich wie Meereswellen nur an der Erdoberfläche fort und werden nach ihren Entdeckern „Rayleigh-Wellen“ und „Love-Wellen“ genannt.

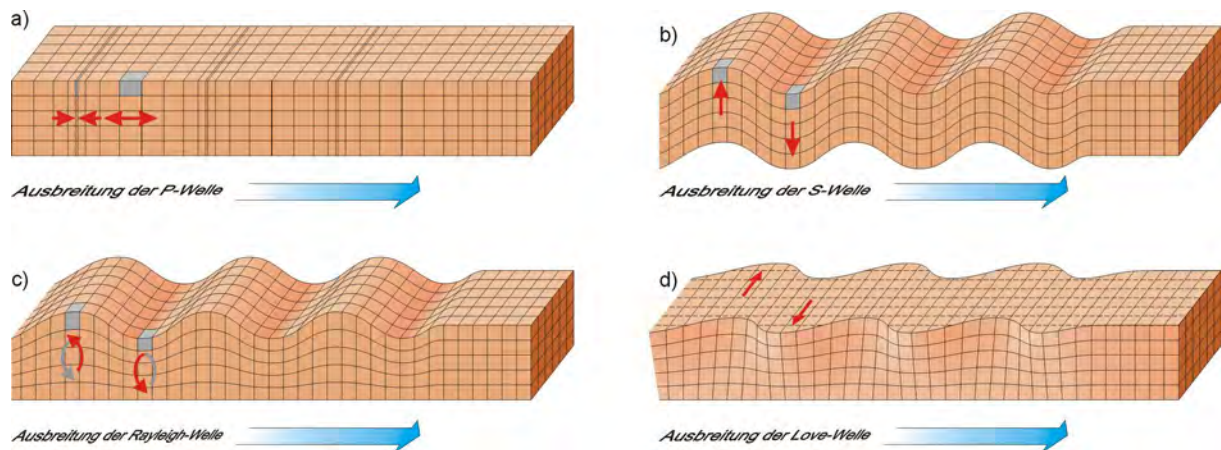


Abbildung 3: Wellentypen bei einem Erdbeben. An einem Beobachtungsort treffen zuerst die Longitudinal- oder P(rimär)-Wellen ein (a), dann die Transversal- oder S(ekundär)-Wellen (b), schließlich die Oberflächenwellen (Rayleigh- und Love-Wellen, c und d).

Die einzelnen Wellentypen breiten sich mit verschiedenen Geschwindigkeiten aus. An einem Beobachtungsort kommen sie daher nicht zur gleichen Zeit an, sondern je nach Entfernung in mehr oder weniger großem zeitlichen Abstand. Zuerst treffen die P-Wellen ein – „P“ für primär –, dann die S-Wellen –, „S“ für sekundär. Da beide Wellentypen zur gleichen Zeit im Herd erzeugt werden, kann man aus den Zeitdifferenzen zwischen P- und S-Wellen und den Ankunftszeiten der P-Wellen an verschiedenen Stationen die Lage des Hypozentrums berechnen.

Die Oberflächenwellen erscheinen als letzte, haben aber oft die größten Amplituden. Für die Schadenswirkung ist jedoch auch die Zahl der Schwingungen pro Sekunde von Bedeutung, und diese ist im Allgemeinen bei den Raumwellen größer, so dass vor allem die S-Wellen schadenverursachend sind. Mit der Entfernung vom Epizentrum nimmt die Schwingungshöhe der seismischen Wellen ab, Schäden entstehen daher gewöhnlich nur im Epizentralbereich.

2.3 Messung von Erdbeben

Die durch die seismischen Wellen erzeugten vertikalen und horizontalen Schwingungen des Bodens werden an einer Erdbebenstation mit Hilfe von „Seismometern“ gemessen. Ein Seismometer besteht im einfachsten Fall aus einer Masse, die beim Horizontalseismometer an einem Draht und beim Vertikalseismometer an einer Feder aufgehängt ist (Abbildung 4).

Bei einem Erdbeben wird die Masse relativ zum Gehäuse in Schwingungen versetzt. Durch einen Stift kann man diese Bewegungen auf einer rotierenden, mit Papier belegten Trommel aufzeichnen. Bei moderneren Seismometern ist die Masse gleichzeitig ein Magnet. In einer Spule im Gehäuse wird eine Spannung induziert, die proportional zur Schwinggeschwindigkeit der Masse ist. Gewöhnlich werden jeweils drei Instrumente verwendet: Eines um die Bodenbewegung in vertikaler Richtung zu messen, und zwei weitere um die horizontalen Bodenbewegungen in zwei zueinander senkrechten Richtungen zu erfassen.

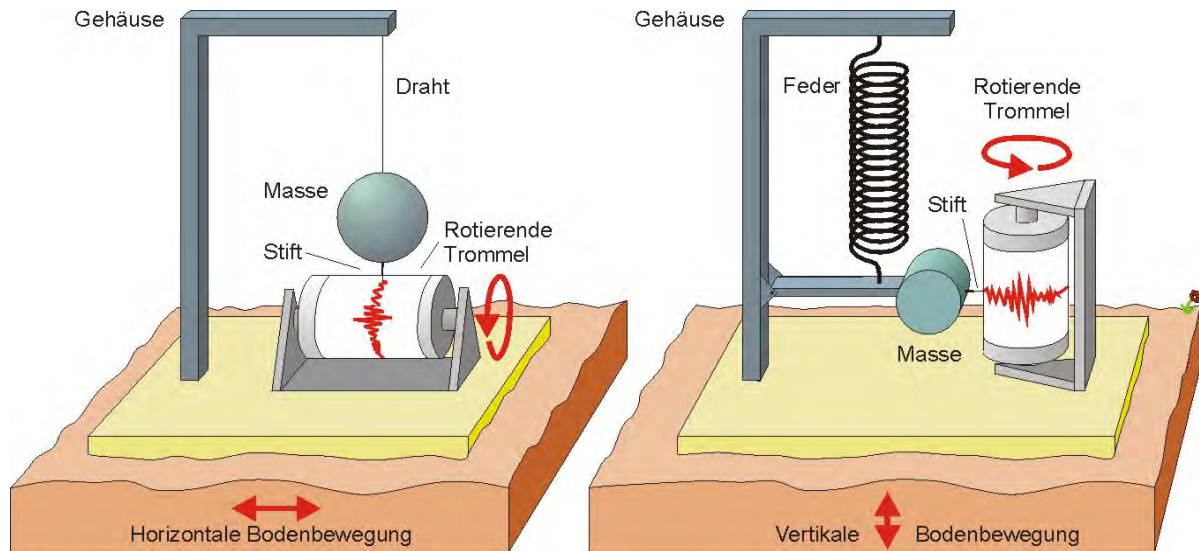


Abbildung 4: Aufbau eines Horizontalseismometers (links) und eines Vertikalseismometers (rechts). In beiden Fällen wird die Bewegung einer an einer Feder oder einem Draht aufgehängten Masse relativ zum Erdboden gemessen.

Gegenwärtig wertet der Geologische Dienst NRW routinemäßig die Daten von elf Stationen in Nordrhein-Westfalen aus. Alle Stationen sind mit drei Seismometern ausgerüstet, die die Schwingungen des Bodens in Nord-Süd-, Ost-West- und in vertikaler Richtung registrieren. Weitere Erdbebenstationen in Nordrhein-Westfalen werden von der Erdbebenwarte Bensberg der Universität zu Köln und vom Institut für Geowissenschaften der Ruhr-Universität Bochum betrieben (Abbildung 5). Alle Stationen haben Bezeichnungen mit drei Buchstaben.

Die Stationen SOR und ENT befinden sich in den Stauanlagen der Sorpe- bzw. der Ennepetalsperre. Sie gehören dem Ruhrverband und werden vom Geologischen Dienst betreut. Das gleiche gilt für die Station URT des Wasserverbandes Eifel-Rur in der Urfttalsperre. Die Stationen WBS und OLF des Geologischen Dienstes stehen im Staudamm der Wahnbachtalsperre bzw. der Staumauer der Oleftalsperre. Die Erdbebenwarte Bensberg betreibt Stationen in der Steinbachtalsperre (STB), der Kalltalsperre (KLL) und der Dreilägerbachtalsperre (DRE).

An den meisten Stationen werden die in elektrische Impulse umgewandelten und verstärkten Messsignale auf Festplatten aufgezeichnet und über Datenverbindungen wie ISDN oder DSL zur Auswertezentrale übertragen. Einige Stationen – insbesondere die der Talsperrenverbände – sind zusätzlich mit so genannten Starkbeben-Messapparaturen ausgestattet, damit bei besonders starken Beben alle Schwingungen unübersteuert aufgezeichnet werden können.

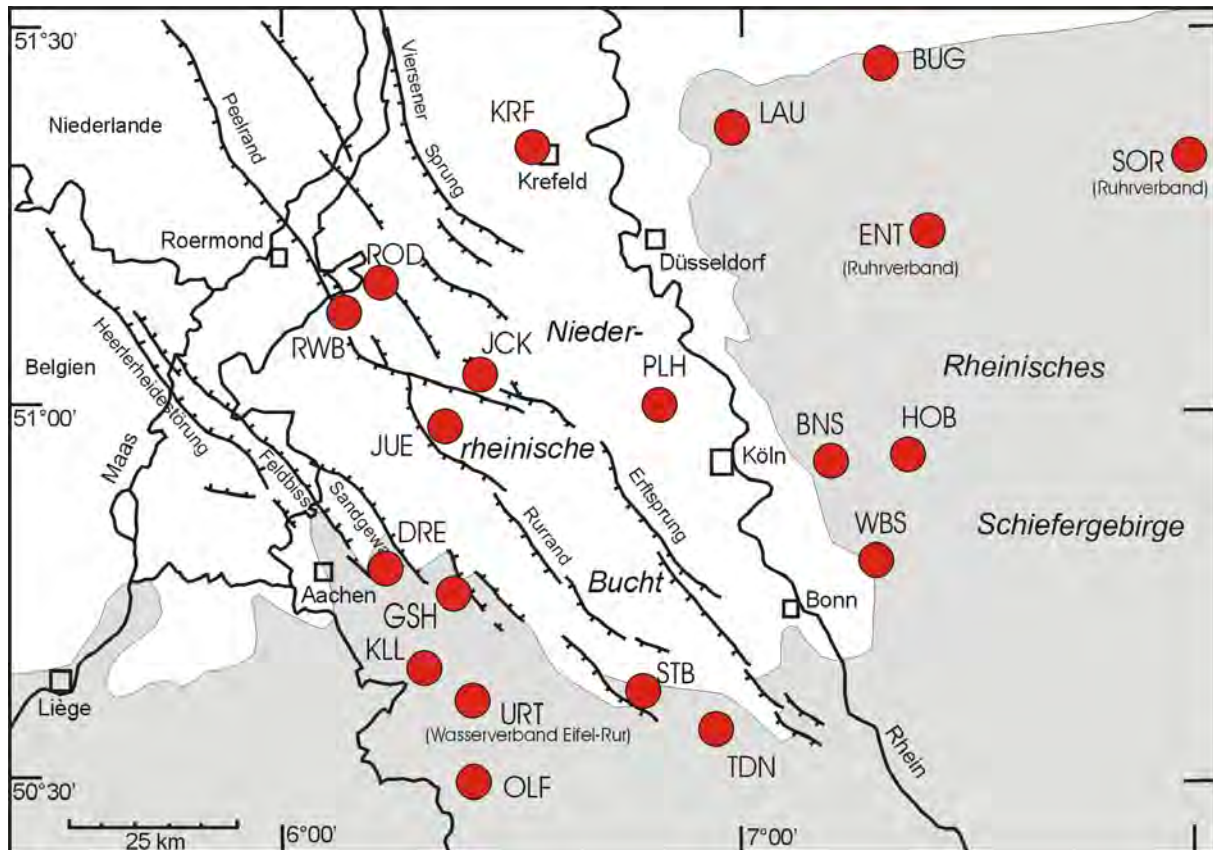


Abbildung 5: Erdbebenstationen in Nordrhein-Westfalen. Die Stationen werden mit drei Buchstaben gekennzeichnet. Sie sind alle mit hochempfindlichen Messsystemen ausgestattet, damit auch schwache Beben weit unter der Fühlbarkeitsschwelle erfasst werden können. Nach und nach werden die Stationen zusätzlich mit Starkbeben-Messapparaturen ausgestattet, die den Messbereich zu höheren Bebenstärken erweitern, so dass auch Starkbeben in jedem Falle unübersteuert aufgezeichnet werden können.

2.4 Stärke von Erdbeben

Intensität und Magnitude sind zwei Parameter, mit denen die Stärke eines Bebens beschrieben werden kann. Ohne das wäre ein weltweiter Vergleich von Erdbeben nicht möglich.

Die **Intensität** eines Bebens bestimmt man, indem die an der Erdoberfläche sichtbaren und fühlbaren Auswirkungen des Bebens mit den Angaben einer Skala, der Intensitätsskala, verglichen werden. In Europa wird derzeit die zwölfstufige „EMS-98-Skala“ („European Macroseismic Scale 1998“, Grünthal 1998 [10]) verwendet (Abbildung 6). Liegt eine ausreichende Anzahl von Beobachtungen vor, kann man die Gebiete gleicher Intensität durch Linien, die Isoleisten, abgrenzen. Aus der räumlichen Intensitätsverteilung lassen sich die Lage des Epizentrums und die Herdtiefe ableiten. Die Intensitätswerte sind abhängig von den Beschleunigungen, die im Epizentralgebiet auftreten.

Erdbebenintensitäten I bis XII der EMS-98-Skala in Kurzform.

Intensität	Definition	Beschreibung typischer Effekte
I	Nicht verspürt	Nicht verspürt
II	Vereinzelt verspürt	Von wenigen ruhenden Personen in Häusern verspürt
III	Schwach	In Häusern von einigen Personen verspürt. Ruhende Personen empfinden ein leichtes Schwingen oder Zittern.
IV	Weitgehend bemerkt	In Häusern von vielen Personen verspürt, im Freien nur von sehr wenigen. Einige Personen erwachen. Fenster, Türen und Geschirr klappern.
V	Stark	In Häusern von den meisten Personen verspürt, im Freien von wenigen. Einige Personen erschrecken. Gebäude zittern an allen Stellen. Hängende Gegenstände schwingen deutlich hin und her. Kleine Gegenstände werden verschoben. Türen und Fenster öffnen oder schließen sich.
VI	Leichte Schäden	Viele Personen erschrecken und laufen ins Freie. Einige Gegenstände fallen zu Boden. Viele Häuser erleiden leichte nicht-strukturelle Schäden wie Putzrisse und das Herausfallen von Putzteilen.
VII	Schäden	Die meisten Personen erschrecken und laufen ins Freie. Möbel werden versetzt und viele Gegenstände auf Regalen fallen zu Boden. Viele solide gebaute Häuser erleiden moderate Schäden: schmale Risse in Wänden, Herunterfallen von Putz und von Schornsteinteilen; einige ältere Gebäude weisen große Risse in Wänden und das Versagen nichtversteifter Wände auf.
VIII	Schwere Schäden	Viele Personen haben Schwierigkeiten zu stehen. Viele Häuser haben breite Risse in Wänden. Einige solide gebaute Häuser zeigen erhebliches Versagen von Wänden, einige ältere Gebäude stürzen ein.
IX	Zerstörend	Allgemeine Panik. Viele schwache Gebäude stürzen ein. Auch solide gebaute Häuser zeigen sehr schwere Schäden: erhebliches Versagen von Wänden, teilweise strukturelles Versagen.
X	Stark zerstörend	Viele solide gebaute Häuser stürzen ein.
XI	Verwüstung	Die meisten solide gebauten Häuser stürzen ein, auch einige besonders auf Erdbeben ausgelegte Gebäude werden zerstört.
XII	Schwere Verwüstung	Nahezu alle Gebäude werden zerstört.

Abbildung 6: Erdbebenintensitäten I bis XII der EMS-Skala in Kurzform

Eine weitere Größe zur Beschreibung der Bebenstärke ist die **Magnitude**, häufig die "nach oben offene Richterskala" genannt. Sie wird aus den instrumentellen Aufzeichnungen der Erdbebenstationen bestimmt, und zwar aus den maximalen Amplituden der S-Wellen und aus der Entfernung zum Herd, die sich aus der Zeitdifferenz zwischen dem Eintreffen der P- und der S-Wellen ergibt. Diese Skala ist die ursprüngliche Richter-Skala, der Wert auf dieser Skala wird heute als „lokale Magnitude“ (Abkürzung M_L) bezeichnet. Bei Werten ab 6,5 tritt ein Sättigungseffekt ein, d.h. auch bei noch stärkeren Beben ergibt sich nach dieser Berechnungsweise kein höherer Magnitudenwert. Deshalb ist diese Skala für solche Stärken nicht geeignet.

Inzwischen wurden der Magnitudenbegriff und die Regeln für die Magnitudenbestimmung so verallgemeinert, dass heute weltweit alle Beben durch eine Magnitude definiert werden können. Alle Magnitudenskalen sind logarithmische Skalen. Das bedeutet, dass von einer Einheit zur nächsten die Schwingungsamplitude um den Faktor 10 anwächst. Durch generelle Skalierungsformeln soll erreicht werden, dass sich aus den verschiedenen Skalen für dasselbe Beben der gleiche Zahlenwert ergibt. Je nach Erdbebengebiet und Untergrundverhältnissen

können sich aber etwas unterschiedliche Werte ergeben, die dann über empirische Formeln ineinander umgerechnet werden können. Aus empirischen Zusammenhängen zwischen Intensität und Magnitude kann man auch für frühere Erdbeben, von denen es keine instrumentellen Aufzeichnungen gibt, einen Magnitudenwert abschätzen.

Physikalisch wird die Stärke eines Bebens von der Größe der Herdfläche und vom Betrag der Verschiebung, der sogenannten "Dislokation", bestimmt. Mit der Größe der Herdfläche wächst im Allgemeinen auch der Betrag der Dislokation. Als ein weiteres Stärkemaß wurde das „seismische Moment“ definiert als das Produkt aus der Größe der Bruchfläche (Herdfläche), der Verschiebung auf der Herdfläche und der Scherfestigkeit des umgebenden Gesteins. HANKS & KANAMORI (1979) haben eine Formel entwickelt, mit der aus dem seismischen Moment die so genannte Momentmagnitude (M_w) berechnet werden kann ([12]). Deren Berechnung aus Seismogrammen ist deutlich aufwändiger als die der anderen Magnitudentypen. Im Gegensatz zu anderen Skalen gibt es aber zu hohen Werten keinen Sättigungseffekt. Bei den stärksten auf der Erde vorkommenden Erdbeben kann die Länge der Bruchfläche über 1.000 km, ihre Tiefenerstreckung bis zu 200 km und die Dislokation mehr als 10 m betragen (Abbildung 7). Das stärkste bisher registrierte Erdbeben (Chile 1960) hatte nach dieser Skala die Stärke 9,6.

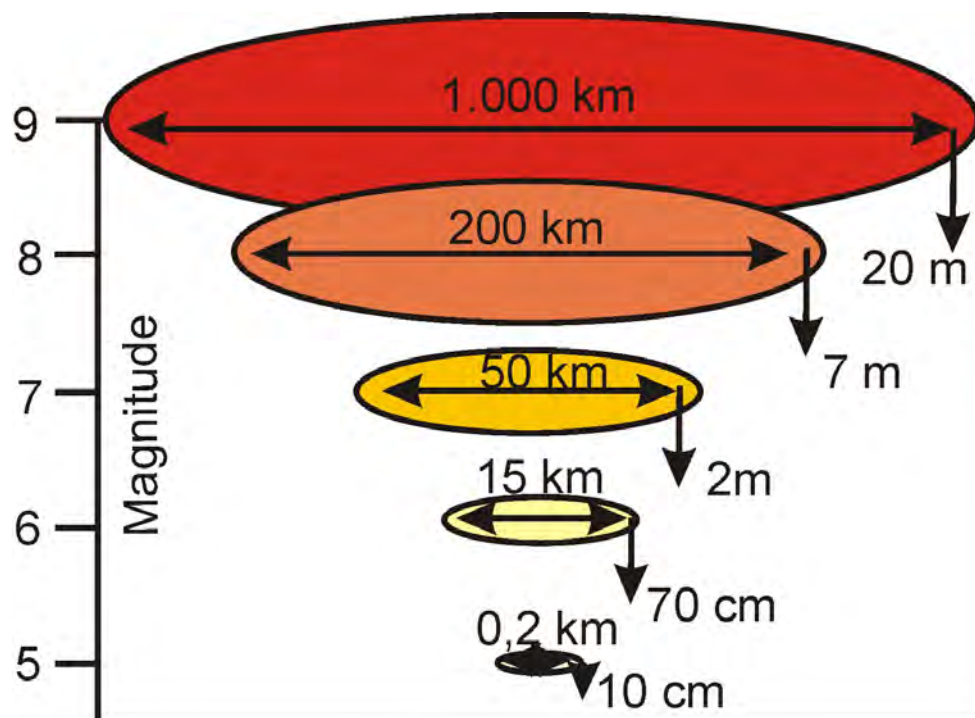


Abbildung 7: Zusammenhang zwischen Momentmagnitude, Herdfläche und Verschiebung (vertikale Pfeile). Die Herdfläche und die Verschiebung sind letztendlich die physikalischen Größen, die die Stärke eines Bebens bestimmen. Bei den stärksten bisher bekannten Beben (Magnituden bis 9,6) betrug die Bruchlänge über 1.000 km, die Verschiebung mehr als 10 m.

2.5 Erdbeben in Nordrhein-Westfalen

Die weltweite Verteilung der Erdbeben ist gekennzeichnet durch den Gegensatz zwischen schmalen, lang gestreckten Erdbebenzonen und vergleichsweise erdbebenarmen Gebieten. Die wichtigste Erdbebenzone umgibt wie ein Gürtel den Pazifischen Ozean. In ihr haben 80 % aller Erdbeben ihren Ursprung. Eine zweite Zone mit ca. 15% aller Erdbeben erstreckt sich quer durch Asien und das Mittelmeergebiet. Die restlichen 5% der Erdbeben ereignen sich entlang der mittelozeanischen Rücken und in den übrigen, als erdbebenarm zu bezeichnenden Gebieten der Erde, zu denen auch Nordrhein-Westfalen gehört. Die Erdbebenaktivität in Nordrhein-Westfalen ist wahrscheinlich eine Folge von tektonischen Spannungen, die von den Plattenrändern der europäisch-asiatischen Gesteinsplatte im Nordatlantik und im Mittelmeergebiet ausgehen und auf Mitteleuropa übertragen werden.

Das eigentliche Erdbebengebiet in Nordrhein-Westfalen, die Niederrheinische Bucht, ist Teil einer seismisch aktiven Zone, die sich von den Niederlanden und Belgien her über das Mittelrheingebiet bis in den Oberrheingraben erstreckt. Vor etwa 30 Millionen Jahren setzten im Mitteloligozän tektonische Bewegungen ein, die zum Einsinken der Niederrheinischen Bucht und zur Heraushebung des Rheinischen Schiefergebirges führten. Dabei entstand in der Niederrheinischen Bucht ein Mosaik von nach Nordosten gekippten Schollen, die von tiefreichenden Verwerfungen begrenzt sind. Die bedeutendsten Verwerfungssysteme sind der Rurand-Sprung, der Erft-Sprung und der Viersener Sprung.

In historischen Chroniken wird im Verlauf der Jahrhunderte seit der Zeit Karls des Großen immer wieder über schadenverursachende Erdbeben berichtet. Das bisher stärkste Beben fand 1756 in der Nähe von Düren statt. Es war Teil einer über mehr als ein Jahr andauernden Erdbebenserie ([33]). Aufgrund der beschriebenen Schadenswirkungen dieses und anderer Beben kann man schließen, dass die Intensität der Beben maximal den Grad VIII erreicht hat ([23]). Die Magnitude des Dürener Bebens wird auf 6,3 geschätzt.

Am 13. April 1992 um 3:20 Uhr fand im deutsch-niederländischen Grenzgebiet das stärkste Beben in Mitteleuropa seit 1756 statt. Es hatte die Magnitude 5,9 auf der Richter-Skala. Das Hypozentrum des Bebens wurde aus den Seismogrammen von deutschen, belgischen und niederländischen Erdbebenstationen berechnet und lag 4 km südwestlich von Roermond in den Niederlanden (5°56'11" Ost und 51°9'57" Nord) in einer Tiefe von 18 km.

In Nordrhein-Westfalen wurden mehr als 30 Personen durch herabfallende Kamin- und Dachziegel verletzt. Das Schadenszentrum lag in der Umgebung der Stadt Heinsberg. Typische Gebäudeschäden waren das Herabstürzen von Schornsteinen und Dachpfannen, Putzrisse und das Herausbrechen von Ziegelsteinen rund um Fenster und Türen. An einigen älteren Gebäuden entstanden allerdings auch strukturelle Schäden. Kleinere Schäden richtete das Beben auch im damaligen Regierungsviertel in Bonn an. Am Kölner Dom stürzte eine Kreuzblume aus Naturstein von 400 kg Gewicht in die Tiefe und durchschlug 40 m tiefer das Dach eines Seitenschiffes. Insgesamt wurden etwa 1300 Gebäude beschädigt. Der Gesamtschaden wird von der Versicherungswirtschaft auf ca. 40 Millionen € beziffert ([34]). Aufgrund der vergleichsweise großen Herdtiefe von 18 km und durch den dämpfenden Effekt der tertiären Lockergesteinsbedeckung in der Niederrheinischen Bucht war die Schadenswirkung im Verhältnis zur Stärke des Bebens im Vergleich mit anderen Erdbebengebieten aber eher gering. Für die Verursachung von Schäden ist also nicht nur die Stärke des Erdbebens maßgebend.

Das Erdbeben war eine ruckartige Verschiebung an der Peelrand-Verwerfung, bei der sich die Rur-Scholle an ihrem nordöstlichen Rand relativ zur Venloer Scholle um 18 cm nach unten bewegt hat. Die Größe der Bruchfläche betrug rund 10 km², das entspricht einem Kreis von etwa 3,5 km Durchmesser ([26]). Bei einer Herdtiefe von 18 km bedeutet das, dass der Bruch sich nicht bis zur Erdoberfläche erstreckt hat. Alle Wirkungen des Bebens an der Oberfläche wurden ausschließlich durch die seismischen Wellen erzeugt (Abbildung 8).

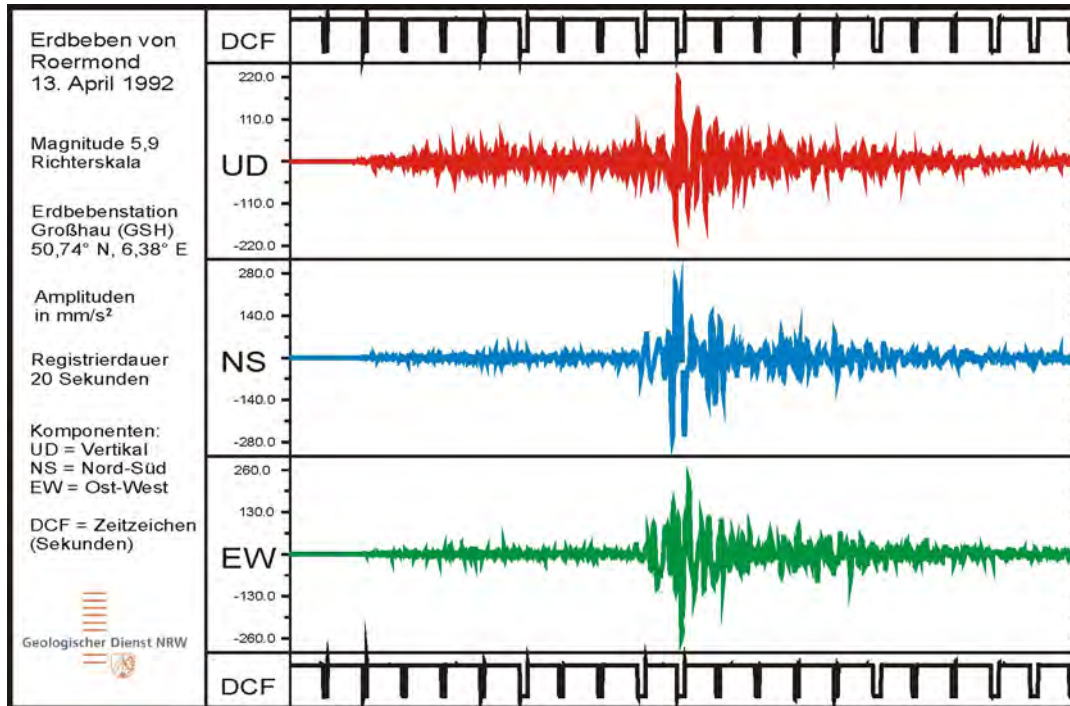


Abbildung 8: Seismogramm des Erdbebens von Roermond am 13. April 1992 an der Erdbebenstation Großhau (GSH) des Geologischen Dienstes Nordrhein-Westfalen. Die Entfernung der Station zum Epizentrum beträgt 55 km. Die Amplituden sind die Beschleunigungen in vertikaler, Nord-Süd und Ost-West-Richtung in mm/s². Die Zeit verläuft von links nach rechts. Zuerst treffen die P-Wellen ein (oft als dumpfes Grollen gehört), dann die S-Wellen mit deutlich höheren Amplituden. Die Impulse oben und unten sind Sekundenmarken des Zeitzeichensenders DCF 77. In jeder Minute sind durch unterschiedliche Impulsbreiten Datum und Uhrzeit kodiert.

Nach dem Beben von Roermond fanden bis Ende April mehr als 200 weitere schwächere Beben statt, die in den ersten Stunden Abstände von nur wenigen Minuten hatten. Viele davon wurden gespürt, das stärkste hatte die Magnitude 3,6. Außer diesen unmittelbaren Nachbeben im Raum Roermond wurde auch eine Serie von Beben im Gebiet zwischen Heinsberg und Eschweiler ausgelöst. Das stärkste Beben hatte die Magnitude 3,9 und wurde ebenfalls deutlich gespürt, richtete aber keinen Schaden an. Ende Mai 1992 war die Nachbebenaktivität weitgehend abgeklungen und die seismische Aktivität in der Niederrheinischen Bucht wieder auf das vorherige Niveau zurückgegangen.

Insgesamt wurden seit 1980 mehr als 1.000 natürliche Erdbeben in der Niederrheinischen Bucht und ihrer unmittelbaren Umgebung registriert. Einige davon wurden auch von Menschen gespürt, die meisten blieben jedoch unterhalb der Fühlbarkeitsgrenze von etwa 2,5 auf der Richter-Skala. Schwerpunkte der Seismizität in diesem Zeitraum lagen in der südwestlichen Niederrheinischen Bucht bei Roermond, im Raum Aachen-Düren und bei Jülich (Abbildung 9).

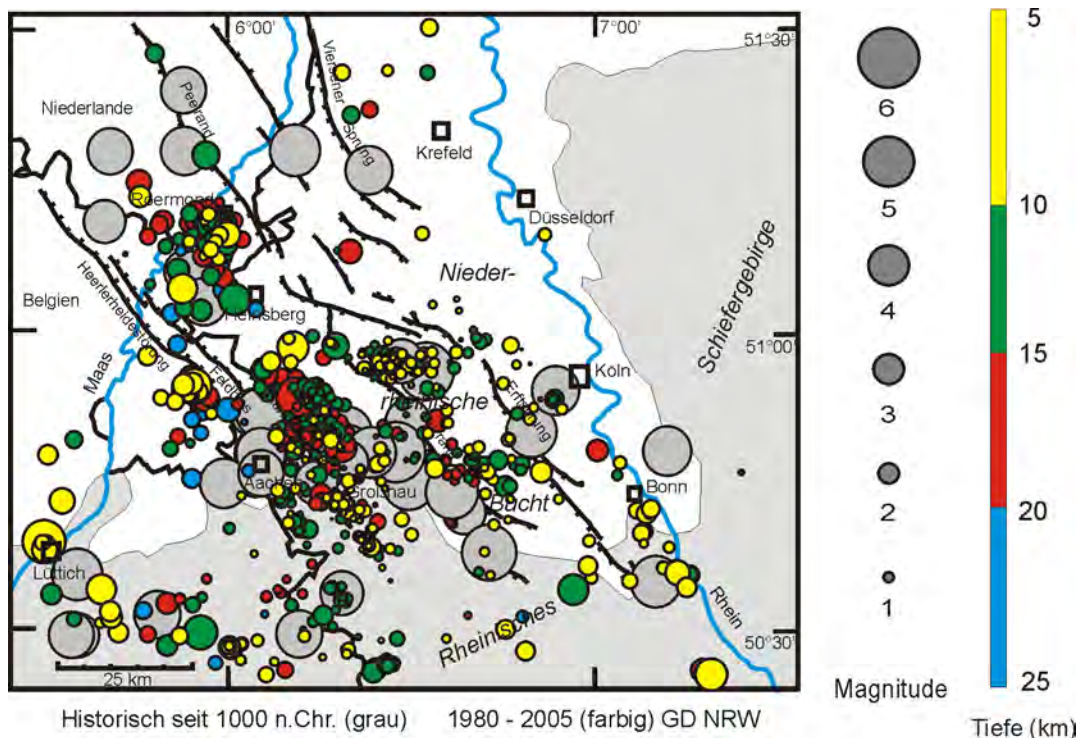


Abbildung 9: Epizentren von Erdbeben in der Niederrheinischen Bucht. Die Größe der Kreise ist proportional zur Magnitude (siehe Skala), die Farbe gibt den Herdtiefenbereich an. Die grauen Kreise im Hintergrund sind die Epizentren von historischen Schadenbeben, soweit sie sich anhand der überlieferten Berichte lokalisieren lassen.

Gegenüber den tektonischen Beben treten die durch das Einbrechen unterirdischer Hohlräume hervorgerufenen Beben, wie sie z.B. in den Bergbaugebieten Nordrhein-Westfalens häufig vorkommen, in ihrer Bedeutung weit zurück. Wenn sie auch örtlich Schäden anrichten können, so sind doch ihre Energie und ihre Reichweite vergleichsweise gering.

2.6 Paläoseismische Untersuchungen

Die Erdbeben in der Niederrheinischen Bucht erreichten in historischer Zeit maximal den – aufgrund der Schadenswirkungen geschätzten – Magnitudenwert $M_L = 6,3$. Die Zeitperiode, aus der Chroniken und Berichte über Erdbeben überliefert sind, beträgt jedoch nur einige Jahrhunderte, was für geologische Vorgänge ein sehr kurzer Zeitraum ist. Es ist deshalb nicht auszuschließen, dass längerfristig auch noch stärkere Erdbeben auftreten können. Bei Erdbeben mit Magnituden von $M_w = 6$ und mehr kann es vorkommen, dass sich die Bruchfläche des Erdbebenherdes bis zur Erdoberfläche erstreckt. Am Ort des Bebens entsteht in so einem Fall im Gelände eine Bruchkante. Obwohl solche Geländestufen wieder erodiert werden, bleibt ihre Fortsetzung in der Tiefe als Versatz in der Abfolge der Schichten erhalten. Aus Untersuchungen instrumentell registrierter Beben in den vergangenen Jahrzehnten wurden empirische Zusammenhänge zwischen der Magnitude eines Bebens und seinem Versatzbetrag entwickelt ([40]). Deshalb kann man einem bei paläoseismischen Untersuchungen gefundenen Versatz innerhalb bestimmter Fehlergrenzen eine Magnitude zuordnen.

Der Geologische Dienst NRW hat seit 1999 an mehreren Stellen Schürfe quer zu den aktiven Verwerfungen der Niederrheinischen Bucht angelegt, um die oberflächennahe Struktur dieser Verwerfungen bis in etwa fünf Meter Tiefe zu untersuchen ([19] und [27] und [52]). Dabei haben sich in einigen Fällen scharfe Versätze gezeigt, die auf vergleichsweise schnell abgelaufene tektonische Vorgänge schließen lassen, also vermutlich auf Erdbeben (Abbildung 10). Die Untersuchungen haben ergeben, dass in der Niederrheinischen Bucht Bebenstärken bis etwa zur Magnitude $M_w = 7$ nicht ausgeschlossen werden können. Diese Ergebnisse stimmen mit Befunden im belgischen Teil der Niederrheinischen Bucht überein ([38] und [39]). Obwohl ein endgültiger Beweis für das Auftreten solcher Beben nur schwer geführt werden kann, werden diese Stärken bei der Berechnung der Erdbebengefährdung berücksichtigt.

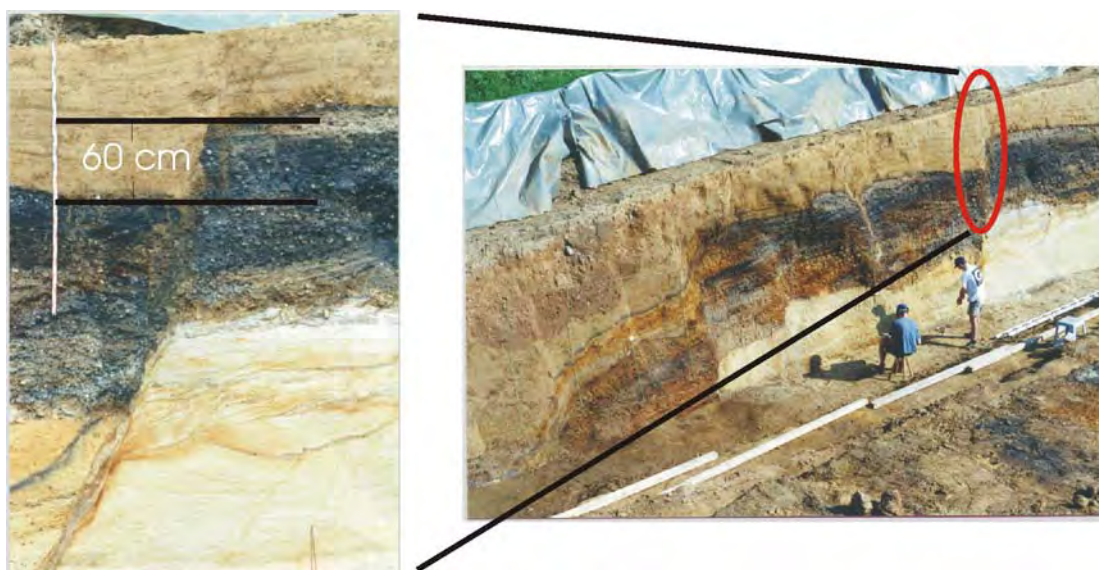


Abbildung 10: Struktur der Rurrandverwerfung bei Jülich. Der Versatz der Schichten beträgt etwa 60 cm und weist auf einen „schnellen“ tektonischen Vorgang – also vermutlich ein Erdbeben – hin.

2.7 Erdbebenvorhersage

Die negativen Auswirkungen von Erdbeben auf Menschen und Bauwerke ließen sich mindern, wenn es gelänge, Zeit, Stärke und Ort von starken Beben vorherzusagen. Eine für die Gesellschaft akzeptable Vorhersage müsste den Zeitpunkt eines Bebens mindestens auf einige Tage genau festlegen, denn die sozialen und ökonomischen Folgen wären erheblich, insbesondere in dicht besiedelten Gebieten mit hohem wirtschaftlichem Potenzial. Deshalb müsste ein Verfahren zur Vorhersage nahezu vollkommen sicher sein, Fehlalarme würden vermutlich nicht oder nur in geringer Anzahl toleriert.

Die erdbebengefährdeten Zonen der Erde sind seit langem bekannt. Auch die möglichen Stärken in einem bestimmten Erdbebengebiet lassen sich einigermaßen abschätzen. Jedoch konnte bisher kein Verfahren entwickelt werden, mit dem der Zeitpunkt eines Bebens zuverlässig vorhergesagt werden kann, obwohl seit Jahrzehnten auf diesem Gebiet geforscht wird. Bei stärkeren Beben ab Magnitude 6 sind häufig Vorläuferphänomene wie kleine Vorbeben, Änderungen des Magnetfeldes, Ausgasung von Radon, Geländeneigungen und ähnliches beobachtet worden. Keines dieser Vorläuferphänomene tritt jedoch immer auf. Auch sind solche Erscheinungen nicht immer mit einem Erdbeben verbunden, oder der zeitliche

Abstand ist äußerst variabel. Viele Beben treten auch ohne jede Vorwarnung auf. Das Verhalten von Tieren vor Erdbeben ist über Jahrzehnte untersucht worden – insbesondere in Japan – jedoch ohne Erfolg. Keine Tierart und kein Verhalten erwiesen sich als „zuverlässig“. Wenn Tiere überhaupt reagieren, dann vermutlich auf physikalische Phänomene, die man auch direkt messen kann.

Inzwischen sind einige Seismologen der Ansicht, dass sich Erdbeben grundsätzlich nicht vorhersagen lassen. Jedes große Beben beginnt genau so wie ein Mikrobeben an einem einzelnen Punkt, dem Hypozentrum. Der Bruchvorgang beim Mikrobeben stoppt dann wieder, der beim großen Beben jedoch nicht. Hier liegt möglicherweise chaotisches Verhalten der Gesteinsmechanik im Spannungsfeld der Erdkruste vor, ähnlich wie beim Klima eine kleine Ursache große Wetterphänomene verursachen kann.

2.8 Erdbebenstatistik

2.8.1 Magnituden-Häufigkeitsbeziehung nach Gutenberg und Richter

Die Anzahl von Erdbeben in einem Gebiet und in einem gegebenen Zeitraum in Abhängigkeit von der Magnitude kann durch eine so genannte Magnituden-Häufigkeitsbeziehung näherungsweise beschrieben werden. Die Formulierung geht auf GUTENBERG & RICHTER ([11]) zurück und beruht auf der Beobachtung, dass schwächere Beben häufiger auftreten als stärkere. Die mittlere jährliche Überschreitenswahrscheinlichkeit λ_M als Funktion der Magnitude wird durch eine lineare Beziehung angenähert. Sie hat die Form:

$$\ln \lambda_M = \alpha - \beta * M$$

oder

$$\lambda_M = e^\alpha * e^{-\beta * M}$$

e^α ist die Anzahl der Beben pro Jahr mit Magnituden größer null, β beschreibt die relative Häufigkeit von stärkeren zu schwächeren Beben. Der Kehrwert von λ_M für ein bestimmtes M ist die mittlere Wiederkehrperiode von Beben mit dieser oder einer höheren Magnitude.

Die Parameter α und β werden durch Regression auf die Daten des Erdbebenkatalogs des jeweiligen Erdbebengebietes bestimmt. Dabei sind häufig Umrechnungen zwischen Intensität und Magnitude bzw. zwischen verschiedenen Magnitudenskalen erforderlich. So genannte „abhängige“ Beben – das sind insbesondere Nachbeben – sind auszuschließen. Außerdem ist zu prüfen, ab welchem historischen Zeitpunkt der Katalog für eine gegebene Magnitude vollständig ist.

Für die gesamte Erde wurde der Wert $\alpha = 26,2$ ermittelt, für die Niederrheinische Bucht beträgt er etwa 4,6. Da es sich um logarithmische Größen handelt, bedeutet das, dass die Anzahl der Beben in der Niederrheinischen Bucht weniger als ein Milliardstel der Anzahl weltweit beträgt. Der β -Wert für die gesamte Erde ist 2,8, für die Niederrheinische Bucht 1,8. Dieser niedrigere β -Wert besagt, dass es hier mehr stärkere Beben im Verhältnis zur Anzahl schwächerer Beben gibt als im weltweiten Mittel, da die Magnituden-Häufigkeitsbeziehung für die Niederrheinische Bucht flacher verläuft.

2.8.2 Modifizierte Magnituden-Häufigkeitsbeziehung und Maximalmagnitude

Die Magnituden-Häufigkeitsbeziehung nach GUTENBERG & RICHTER ([11]) gibt auch für beliebig große Magnituden noch Überschreitensraten größer als null an. Das ist jedoch physikalisch nicht plausibel. Für jedes Erdbebengebiet existiert eine Maximalmagnitude M_{\max} , die sich aus den tektonischen Gegebenheiten ergibt. Man kann die Magnituden-Häufigkeitsbeziehung entsprechend modifizieren. Sie lautet dann formal:

$$\lambda_M = e^\alpha * [e^{-\beta * M} - e^{-\beta * M_{\max}}] / [1 - e^{-\beta * M_{\max}}]$$

Die Maximalmagnitude wird entweder aus den geologischen Verhältnissen eines Erdbebengebietes abgeleitet ([3]) oder durch Vergleich mit anderen, tektonisch ähnlichen Gebieten unter Zuhilfenahme statistischer Rechenverfahren.

Für Zwecke der Erdbebengefährdungsanalyse sind einige Begriffe geprägt worden, die das seismische Potenzial eines Erdbebengebietes beschreiben sollen. In der englischsprachigen Literatur werden folgende Definitionen verwendet, die auch im deutschsprachigen Raum Anwendung finden:

Maximum Credible Earthquake:

- The maximum earthquake that appears capable of occurring under the known tectonic framework ([29] und [18]).
- The largest earthquake that can reasonably be expected to occur based on known geologic and seismologic data ([4]).

Maximum Considered Earthquake:

- The Maximum Considered Earthquake ground motions are defined as the maximum level of ground shaking that is considered as reasonable to design normal structures to resist ... against collapse ([21]).
- ... taken as shaking with a 2 % chance of exceedance in 50 years (2,500-year return period) ([13]).
- ... [provides] collapse protection against the rare, but possible, 2 % in 50 years ground motion ([21]).

Leider wird für beide Definitionen häufig dieselbe Abkürzung MCE verwendet, so dass man aus dem Kontext erschließen muss, welche gemeint ist.

Der Begriff des Maximum **Credible** Earthquake entstammt der deterministischen Erdbebengefährdungsanalyse (Abschnitt 2.9.4). Es ist das stärkste Erdbeben, das unter den gegebenen tektonischen Verhältnissen denkbar ist ([4]). Dieses Worst-Case-Ereignis ist nicht mit einer Eintrittsrate verbunden, d.h. es kann in dem einen Gebiet im Mittel alle 200 Jahre, in dem anderen Gebiet alle 10.000 Jahre auftreten.

In der probabilistischen Gefährdungsanalyse (Abschnitt 2.9.5) wird dagegen der Begriff des Maximum **Considered** Earthquake verwendet. Ein grundsätzlicher Unterschied zwischen den beiden Begriffen besteht darin, dass das Maximum Credible Earthquake die Stärke eines Bebens selbst bezeichnet, während sich das Maximum Considered Earthquake auf die Erdbebeneinwirkung am jeweiligen Standort bezieht. Diese wird über eine Überschreitenswahrscheinlichkeit definiert. In den USA wird durchgängig ein Wert von 2 % in 50 Jahren

angesetzt ([13] und [21]). Die entsprechende Wiederkehrperiode beträgt rechnerisch 2.475 Jahre, üblicherweise wird eine Periode von 2.500 Jahren als „runder“ Wert verwendet.

Ein anderer Begriff ist das Maximum **Probable** Earthquake (MPE) ([4]). Es ist das stärkste Beben, das innerhalb eines bestimmten Zeitraums – häufig die Lebensdauer einer Anlage – erwartet wird. Darüber existiert eine Vielzahl an weiteren Begriffen von eher geringer Bedeutung ([29]), deren Definitionen teilweise mit denen des MPE und MCE übereinstimmen.

2.8.3 Magnituden-Häufigkeitsbeziehung für die Niederrheinische Bucht

Für die Niederrheinische Bucht verwendet der Geologische Dienst eine Magnituden-Häufigkeitsbeziehung mit den Parametern $\alpha = 4,6$ und $\beta = 1,8$ wie oben beschrieben. Die Datenbasis hierfür bilden der Katalog des GD NRW für die Niederrheinische Bucht und angrenzende Gebiete und der Erdbebenkatalog der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe für die Bundesrepublik Deutschland und angrenzende Gebiete ([20]). Obwohl es historische Berichte über Erdbeben im Teutoburger Wald und Ostwestfalen gibt, spielen diese vereinzelt Beben bei einer statistischen Betrachtung, wie sie für die Erdbebengefährdung inzwischen üblich ist, keine Rolle. Die Niederrheinische Bucht ist deshalb in dieser Hinsicht das einzige relevante Erdbebengebiet in Nordrhein-Westfalen.

In Abbildung 11 ist eine diesem Modell entsprechende, numerisch berechnete Magnituden-Häufigkeitsbeziehung dargestellt. Statt der Häufigkeit ist die Wiederkehrperiode als deren Kehrwert angegeben (blaue Kurve, linke Y-Achse). Die Kurve ist kumulativ, d.h. sie gibt für jeden Magnitudenwert die Wiederkehrperiode der Beben pro Jahr mit dieser oder einer höheren Magnitude an.

Zusätzlich ist in Abbildung 11 die kumulative seismische Verschiebungsrate dargestellt (grüne Kurve, rechte Y-Achse). Bei der geologischen Kartierung sind an vielen Stellen die Versatzbeträge quartärer bzw. holozäner Schichten ermittelt worden. Sie betragen im Mittel $50 \mu\text{m/a}$, wobei dieser Betrag an allen großen Verwerfungen in etwa die gleiche Größenordnung hat. Die durch Beben entsprechend der Magnituden-Häufigkeitsbeziehung in Abbildung 11 erzeugten Versätze addieren sich bis $M_W = 6,9$ so auf, dass die kumulative seismische Verschiebungsrate gerade gleich der langfristigen tektonischen Bewegungsrate ist. Das bedeutet, dass alle Bewegungen ruckartig seismisch ablaufen müssen, kriechende Bewegungen werden nach diesem Modellansatz ausgeschlossen. $M_W = 6,9$ stellt also nach diesem Modellansatz die Maximalmagnitude M_{max} dar (Maximum Credible Earthquake). Obwohl Beben in diesem Magnitudenbereich in historischer Zeit nicht vorgekommen sind, weisen paläoseismische Untersuchungen auf die Möglichkeit solcher Bebenstärken hin (siehe Abschnitt 2.6).

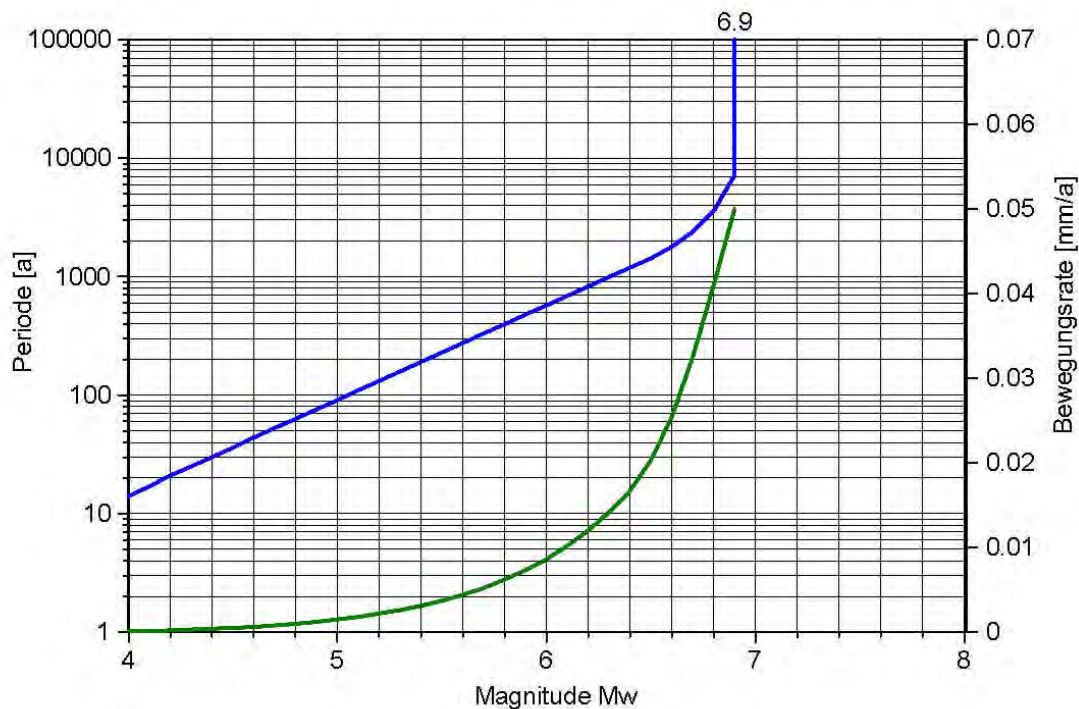


Abbildung 11: Magnituden-Häufigkeitsbeziehung für die Niederrheinische Bucht (blaue Kurve, linke y-Achse). Die linke y-Achse gibt die Wiederkehrperiode (Kehrwert der Häufigkeit) an. Die grüne Kurve ist die mittlere kumulative Bewegungsrate der aktiven Verwerfungen (rechte y-Achse). Bis zur Magnitude $M_w = 6,9$ addieren sich die durch Erdbeben verursachten Verschiebungen zu einer mittleren Bewegungsrate von 50 Millimeter pro tausend Jahre. Dieser Betrag entspricht der langfristigen, aus geologischen Untersuchungen ermittelten tektonischen Bewegungsrate.

Für die Bemessung von Stauanlagen sind jedoch nicht die Wiederkehrperioden der Erdbeben am Entstehungsort entscheidend, sondern die Eintrittsraten von Intensitäten bzw. Beschleunigungen am Standort. Dazu werden Berechnungsformeln zwischen den Größen Magnitude und Epizentralintensität an der Erdbebenquelle und Standortintensität und Beschleunigung am Standort verwendet, die in der Regel empirisch aus vorhandenen Erdbebendaten ermittelt wurden (Einzelheiten hierzu in Abschnitt 2.9). Zwei Vorgehensweisen werden angewendet. Bei der einen wird die Standortbeschleunigung aus der Magnitude und der Entfernung zwischen Standort und Erdbebenquelle berechnet. Die Standortintensität ist dann sekundär aus der Beschleunigung abzuschätzen, sofern sie benötigt wird. Bei der anderen Vorgehensweise wird aus der Epizentralintensität über eine Entfernungs-Abnahmebeziehung die Standortintensität berechnet. Hierfür sind gegebenenfalls Umrechnungen zwischen Magnitude und Epizentralintensität an der Quelle und zwischen Standortintensität und Beschleunigung am Standort erforderlich. In Deutschland wird wegen der historischen Erdbeben häufig die zweite Vorgehensweise angewendet.

Je nach Lage des Standortes ergeben sich unterschiedliche Werte der Standortintensität bzw. der Beschleunigung. In Abbildung 12 sind für zwei Standorte (Urftalsperre und Sorpetalsperre) die mit dem Seismizitätsmodell aus Abbildung 11 berechneten Wiederkehrperioden als Funktion der Standortintensität dargestellt (so genannte Gefährdungskurven). Die Punkte in Abbildung 12 markieren den Bemessungswert für den jeweiligen Standort bei der Jährlichkeit von 2.500 Jahren, also das Maximum Considered

Earthquake. Alles, was darüber hinaus zu höheren Intensitäten geht, ist dem Restrisiko zuzuordnen.

Die roten Kurven in Abbildung 12 ergeben sich, wenn man nur die historische und instrumentell erfasste Seismizität zugrunde legt. Die paläoseismischen Untersuchungen des Geologischen Dienstes weisen darauf hin, dass stärkere Erdbeben im Magnitudenbereich 6,4 bis 6,9 eher seltener sind als nach dem Modell in Abbildung 11. Möglicherweise läuft doch ein Teil der Bewegungen zwischen den Erdschollen kriechend ab. Die entsprechenden Gefährdungskurven in Abbildung 12 würden dann jeweils zwischen der blauen und der roten Kurve liegen. Für die Bemessung von Stauanlagen in Nordrhein-Westfalen wird jedoch grundsätzlich auch der „Worst-Case“-Fall der blauen Kurve verwendet. Damit wird auch das Restrisiko vermindert bzw. sogar vollständig abgedeckt.

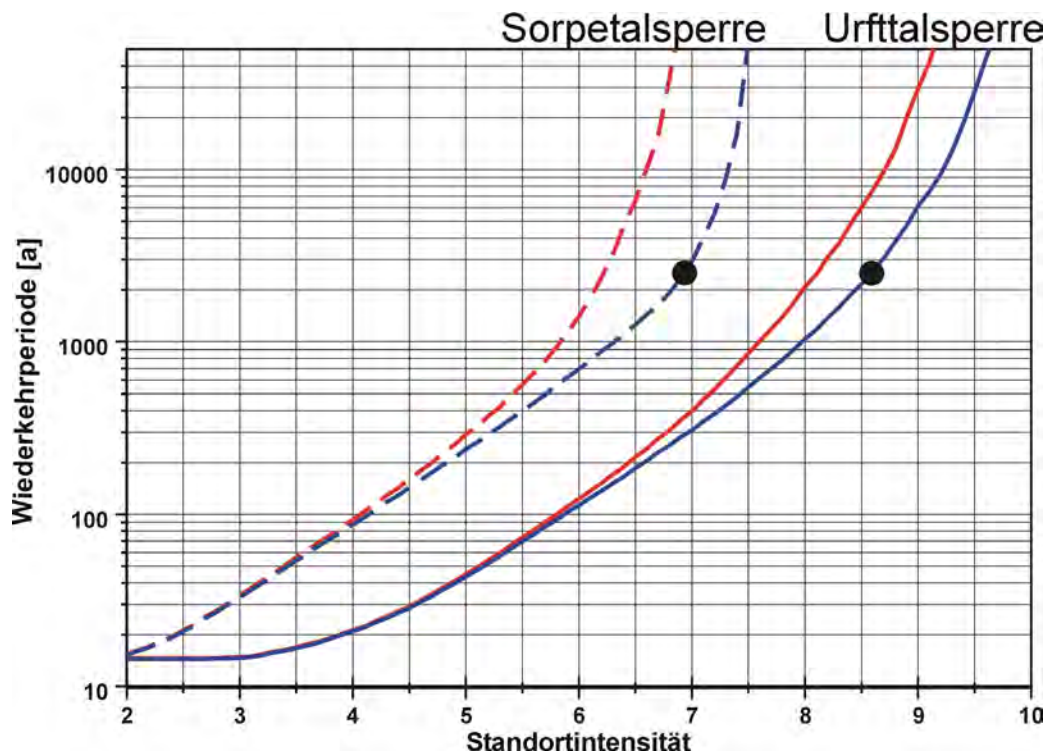


Abbildung 12: Wiederkehrperioden als Funktion der Standortintensität für die Magnituden-Häufigkeitsbeziehung in Abbildung 11 für zwei Standorte (Urftalsperre und Sorpetalsperre, blaue Kurven). Die schwarzen Punkte markieren die Intensität bei 2.500 Jahren, also jeweils das Maximum Considered Earthquake. Würde man nur die historische Erdbebenaktivität berücksichtigen, ergäben sich die roten Kurven. Für die Bemessung werden in jedem Fall auch die blauen Kurven verwendet.

2.9 Grundsätze der Erdbebengefährdungsberechnung

2.9.1 Grundlagen

Der Begriff Erdbebengefährdung bezeichnet im weiteren Sinne alle potenziell schadenverursachenden Phänomene, die mit Erdbeben verbunden sind, also z.B. Bodenbewegungen, Bodenverflüssigung, Erdrutschungen und Tsunami. Im engeren Sinne bezeichnet die Erdbebengefährdung die Wahrscheinlichkeit, dass an einem Standort eine

bestimmte Stärke eines schadenverursachenden Phänomens auftritt. Ganz wesentlich ist, dass sich diese Stärke auf den Standort bezieht und nicht auf das oder die verursachenden Erdbeben.

2.9.2 Parameter der Bodenbewegung

In den meisten Fällen ist die betrachtete Größe die Intensität oder die Bodenbeschleunigung am Standort. Die horizontale Spitzenbeschleunigung (Peak Horizontal Acceleration, PHA) ist ein häufig verwendeter Parameter. Die PHA kann mit der Standortintensität durch empirische Beziehungen verknüpft werden ([25]). Obwohl die entsprechenden Relationen große Fehlerbreiten aufweisen, sind sie nützlich für die Abschätzung der Beschleunigung, wenn z.B. bei historischen Beben nur die Intensitäten als Eingangsgrößen vorhanden sind.

Gemäß DIN 4149:2005, Anhang A sind für Bemessungszwecke Spitzenbeschleunigungen auf ein „effektives Niveau“ abzumindern. Diese Effektivbeschleunigungen stellen ein geeigneteres Maß für die Erdbebenbelastung dar, da sich die Spitzenbeschleunigungen wegen der kurzen in deutschen Erdbebengebieten auftretenden Wirkungsdauer, der bei Gebäuden vorhandenen Dämpfung und dem Auftreten plastischer Verformungen sowie anderer Arten von Energiezerstreuung nicht voll auswirken ([31]). Diese abgeminderten Werte sind als Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung und als Grundlage für den rechnerischen Erdbebennachweis anzusehen.

Den Zusammenhang zwischen Spitzen- und Effektivwerten gibt DIN 4149:2005 nicht an. Es gibt auch keine einheitliche Definition darüber, wie Effektivbeschleunigungen aus einem Seismogramm zu ermitteln sind. Verschiedene Berechnungsverfahren sind publiziert worden, die sich z.T. auf bestimmte Frequenzbereiche beschränken ([30]). In guter Näherung kann der in Physik und Technik übliche Multiplikator $1/\sqrt{2} \approx 0,7$ verwendet werden. Die Effektivwerte ergeben sich also aus den Spitzenwerten durch Multiplikation mit dem Faktor 0,7. Diese Vorgehensweise wird u.a. in Belgien angewendet ([31]).

Zusätzlich zur Angabe von Beschleunigungswerten werden für weitergehende Berechnungen Bemessungsspektren verwendet. Es handelt sich dabei um generalisierte Spektren, die aus Antwortspektren generiert werden. Ein Antwortspektrum ist die maximale Amplitude eines Einmassenschwingers auf eine transiente Bodenbewegung wie z.B. infolge eines Erdbebens bei einer vorgegebenen Dämpfung. Ein Bemessungsspektrum repräsentiert eine Vielzahl solcher Antwortspektren und stellt normalerweise deren Einhüllende dar ([49]).

Neben der Höhe des Bodenbewegungsparameters spielt auch dessen Einwirkungsdauer für die Reaktion von Gebäuden und Anlagen eine Rolle. Hierfür gibt es diverse empirische Zusammenhänge (u.a. [14]).

2.9.3 Abnahmebeziehungen

Eine Abnahmebeziehung stellt den Zusammenhang zwischen der Erdbebenstärke an der seismischen Quelle, der Entfernung zwischen Quelle und Standort und dem Bodenbewegungsparameter am Standort dar. Dieser Zusammenhang kann eine theoretisch abgeleitete Funktion, eine durch Regression aus Daten ermittelte Formel oder eine tabellarische Auflistung sein. Inzwischen existiert eine große Anzahl veröffentlichter Abnahmebeziehungen.

gen, die hauptsächlich durch Regressionsrechnung aus Daten ermittelt wurden. Die meisten gelten entweder für bestimmte Gebiete, da nur Daten von dort verwendet wurden, oder für bestimmte tektonische Verhältnisse wie Subduktionszonen oder Gebiete mit extensionalem Regime. Außerdem gelten sie im Allgemeinen nur für bestimmte Erdbebenstärke- und Entfernungsbereiche.

Als Parameter für die Erdbebenstärke wird vorwiegend die Magnitude (Oberflächenwellenmagnitude M_S oder Momentmagnitude M_W) oder die Epizentralintensität verwendet. Die Entfernung zum Standort ist entweder die Hypozentralentfernung oder häufig die Entfernung vom Standort zum nächstgelegenen Punkt der Projektion der Herdfläche an die Erdoberfläche (Joyner-Boore-Distanz). Der Bodenbewegungsparameter am Standort ist meistens die horizontale Spitzenbeschleunigung, die vertikale Spitzenbeschleunigung oder die horizontale spektrale Geschwindigkeit bei einer Reihe von ingenieurseismologisch relevanten Frequenzen.

Für Nordrhein-Westfalen sind in erster Linie die aus europäischen Daten abgeleiteten Abnahmebeziehungen von AMBRASEYS & BOMMER ([2]) für die vertikale und horizontale Spitzenbeschleunigung als Funktion der Oberflächenwellenmagnitude und die für abschiebende tektonische Verhältnisse geltende Beziehung SEA99 ([36]) für die horizontale Spitzenbeschleunigung und spektrale Geschwindigkeit für verschiedene Frequenzen von Bedeutung. Da für die historischen Erdbeben in Mitteleuropa primär die Epizentralintensitäten ermittelt werden können, werden in Deutschland auch empirische Abnahmebeziehungen zwischen der Epizentralintensität und der Standortintensität verwendet, z.B. die von SPONHEUER ([35]).

2.9.4 Deterministische Gefährdungsberechnung

Deterministische Verfahren betrachten die Einwirkung eines oder weniger Bemessungserdbeben an einem gegebenen Standort. Die Vorgehensweise bei der deterministischen Gefährdungsberechnung besteht aus vier Schritten ([18]):

1. Identifizierung aller potenziellen Erdbebenquellen, die auf den Standort einwirken können.
2. Bestimmung der jeweils kürzesten Entfernung zwischen Quelle und Standort.
3. Bestimmung des Bebens mit der maximalen Einwirkung am Standort aus allen Quellen in der jeweils kürzesten Entfernung.
4. Quantifizierung der Einwirkung mit Hilfe einer Abnahmebeziehung, die den Zusammenhang zwischen Erdbebenstärke und der Entfernung einerseits und dem Bodenbewegungsparameter am Standort andererseits wiedergibt.

Nachteil der deterministischen Gefährdungsberechnung ist, dass ein einzelnes Beben die Ergebnisse bestimmt, und die Auswahl dieses Bemessungsbebens je nach Bearbeiter unterschiedlich sein kann. Außerdem führt sie häufig zu einer Überdimensionierung der Bemessung im Vergleich zur probabilistischen Gefährdungsberechnung.

2.9.5 Probabilistische Gefährdungsberechnung

Bei der probabilistischen Gefährdungsanalyse basiert die Bemessung nicht auf einem oder wenigen einzelnen Beben. Die Vorgehensweise besteht aus vier Schritten ([18] und [37]):

1. Identifizierung aller potentieller Erdbebenquellen, die auf den Standort einwirken können. Dabei kann es sich um die Lokationen früherer Erdbeben handeln, die als Punktquellen behandelt werden oder zusammengefasst durch Gitterzellen oder Erdbebenzonen repräsentiert werden, in denen das Auftreten eines Bebens an jedem Ort gleich wahrscheinlich ist. Darüber hinaus können auch aktive Verwerfungen, an denen in historischer Zeit kein Beben aufgetreten ist, die aber durch paläoseismische Untersuchungen als potenzielle Quellen erkannt wurden, in Form von Linienquellen oder bei Berücksichtigung der Tiefenerstreckung als Flächenquellen einbezogen werden.
2. Vorgabe einer Magnituden-Häufigkeitsbeziehung für jede Quelle. Es werden also alle relevanten Bebenstärken je nach ihrer Überschreitensrate einbezogen.
3. Vorgabe einer Abnahmebeziehung, aus der die Einwirkung am Standort für jede Kombination von Erdbebenstärke und Entfernung berechnet werden kann, einschließlich ihrer Standardabweichung.
4. Aufsummierung aller Einwirkungen aus den verschiedenen Quellen und den Überschreitensraten verschiedener Bebenstärken in jeder Quelle. Daraus ergeben sich Überschreitensraten des Standortparameters, also z.B. Überschreitensraten als Funktion der Beschleunigung oder der Standortintensität. Da diese Berechnungen normalerweise numerisch erfolgen, liegen diese Beziehungen gewöhnlich in Form von Tabellen vor oder werden grafisch als Gefährdungskurven dargestellt.

Die probabilistische Gefährdungsberechnung erlaubt es auch, Unsicherheiten in den Eingangsdaten zu berücksichtigen. So genannte aleatorische Unsicherheiten sind die Folge der Streuung natürlicher Prozesse, z.B. unterschiedliche Herdvorgänge bei einem Erdbeben oder die Streubreite der Abnahmebeziehung. Sie werden durch Standardabweichungen im Rechenformalismus berücksichtigt. So genannte epistemische Unsicherheiten entstehen durch mangelnde Kenntnis der Eingangsgrößen. So ist oft nicht bekannt, welche Abnahmebeziehung die lokalen Gegebenheiten am besten repräsentiert, oder welche Maximalmagnitude ein Herdgebiet generieren kann. In solchen Fällen können verschiedene Szenarien durchgerechnet und mit Hilfe eines logischen Baumes zu einer Gesamtlösung kombiniert werden.

Wenn man annimmt, dass die Erdbeben in einem Gebiet voneinander unabhängig auftreten – sich also nicht gegenseitig beeinflussen oder „triggern“ –, dann kann man den zeitlichen Ablauf der Erdbeben­tätigkeit mathematisch mit Hilfe der statistischen Poissonverteilung beschreiben. Dadurch können die Wiederkehrperioden bzw. Überschreitensraten am Standort auch als Überschreitenswahrscheinlichkeiten ausgedrückt werden. Die Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren entspricht einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren, die von 2 % in 50 Jahren einer Wiederkehrperiode von 2.475 Jahren. Wenn man direkt von Wiederkehrperioden ausgeht, werden gewöhnlich die „runden“ Werte 500 und 2.500 Jahre verwendet.

2.9.6 Vergleich von DIN 19700 und DIN 4149

Die Norm DIN 4149:2005 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten“ gibt Richtwerte für die in Deutschland zu erwartenden Erdbebeneinwirkungen an. Sie ist eine Weiterentwicklung der

Fassung von 04/1981 auf der Basis von Eurocode 8 und stellt damit einen Vorgriff auf die zukünftige Anwendung europäischer Konzepte dar. Sie dient als Grundlage für Regelungen in einem nationalen Anhang zu einer zukünftigen europäischen Norm und wird im Zuge der europaweiten Einführung von Eurocode 8 als EN 1998-1 durch diese Norm irgendwann ersetzt werden ([17]).

In DIN 4149:2005 sind die Erdbebengebiete Deutschlands in Zonen eingeteilt, denen jeweils Intensitäts- und Beschleunigungswerte zugeordnet sind. Sie berücksichtigt auch die jeweiligen Untergrundverhältnisse, die zu einer Verstärkung oder Abminderung der Beschleunigungen führen können. Die Norm gilt für übliche Hochbauten – also auch Wohngebäude. Ziel ist ein ausreichender Personenschutz, d.h. dass eventuell Schäden auftreten können, diese aber nicht zu einem Einsturz führen dürfen. Bei den zu erwartenden Gebäudeschäden handelt es sich bei uns vor allem um schmale Risse in den Wänden, Abbrüche von Schornsteinen und Ausbrüche von Putz und Mauerwerk bei nicht ausreichend ausgesteiften Wänden (Intensität VIII der EMS-Skala).

DIN 4149:2005 legt Erdbebeneinwirkungen zugrunde, die mit einer Wahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren einmal erreicht oder überschritten werden (Wiederkehrperiode 475 Jahre). Sie gibt für die Erdbebenzonen 1 bis 3 Intensitäten und horizontale Effektivbeschleunigungen aufgrund probabilistischer Berechnungen vor. Aus der Zuordnung eines Standortes zu einer Erdbebenzone, einer geologischen Untergrundklasse und einer Baugrundklasse können die Bemessungswerte aus DIN 4149:2005 entnommen werden.

Für Anlagen, von denen bei Schäden durch Erdbeben eine zusätzliche Gefährdung für die Bevölkerung ausgehen kann, gilt DIN 4149:2005 nicht. Hierfür ist ein höheres Sicherheitsniveau anzusetzen. Gemäß DIN 19700-10 sind große Talsperren der Klasse 1 gegen Erdbebeneinwirkungen mit einer Wiederkehrperiode von 2.500 Jahren sicher auszulegen, Talsperren der Klasse 2 gegen Erdbebeneinwirkungen mit einer Wiederkehrperiode von 1.000 Jahren. Die Wiederkehrperiode von 2.500 Jahren entspricht in etwa einer Überschreitenswahrscheinlichkeit von 2 % in 50 Jahren. Im Vergleich zu DIN 4149:2005 werden bei DIN 19700-10 also nicht Überschreitenswahrscheinlichkeiten vorgegeben sondern Wiederkehrperioden. Über die Verfahrensweise zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen macht DIN 19700-10 keine weiteren Angaben. Eine Einteilung in Zonen mit Angabe von Bemessungswerten enthält DIN 19700-10 nicht.

2.10 Weitere Erschütterungsarten

2.10.1 Gebirgsschläge

Sogenannte Gebirgsschläge ergeben sich beim plötzlichen Einbruch natürlicher oder künstlicher Hohlräume im Untergrund. Die hieraus resultierenden Beschleunigungswerte sind verglichen mit den maßgebenden Erdbebenbeschleunigungen in der Regel klein.

Bei großen Hohlräumen im näheren Umfeld einer Absperranlage sind weitergehende Untersuchungen bzw. Überlegungen erforderlich.

Langsam entstehende Setzungen durch bergbauliche Einwirkungen (Bergsenkungsgebiet) ergeben zwar keine dynamischen Einwirkungen, können aber – sofern sie die Aufstandsfläche eines Absperrbauwerkes betreffen – zu gravierenden Schäden führen.

2.10.2 Sprengungen

Sprengungen in der unmittelbaren Umgebung von Absperrbauwerken sind so auszulegen, dass dadurch die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Absperrbauwerkes nicht gefährdet sind. Hierzu sind Sonderuntersuchungen erforderlich. Es wurden beispielsweise Sprengungen in Staumauern zum Auffahren eines Kontrollganges ohne Beeinträchtigung des Mauertragverhaltens durchgeführt (z.B. Urfttalsperre, Oestertalsperre, Fürwiggetalsperre).

2.10.3 Stauinduzierte Beben

Insbesondere beim ersten Einstau eines Staubeckens können aus der Änderung der Kluftwasserdrücke Erdbeben entstehen. Stauinduzierte Beben wurden bislang erst ab einer Höhe des Absperrbauwerkes von 100 m beobachtet.

3 Nachweis der Erdbebensicherheit von Stauanlagen nach DIN 19700

3.1 Allgemeines Sicherheitskonzept der DIN 19700

3.1.1 Vorbemerkung

Die Zuverlässigkeit von Stauanlagen ist nachzuweisen. Dazu gehört, dass die Tragsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit des Absperrbauwerkes gegeben sind und die Dauerhaftigkeit während der vorgesehenen Nutzungsdauer erhalten bleibt.

Zudem ist nachzuweisen, dass die Zuverlässigkeit des Absperrbauwerkes nicht durch Einzelbauteile und –bauwerke, die im Zusammenhang mit dem Absperrbauwerk stehen, ungünstig beeinflusst wird. Gleiches gilt sinngemäß für die Staubeckenhänge sowie für Böschungen.

Die Vorgehensweise bei der Erstellung der erforderlichen Sicherheitsnachweise für Stauanlagen ist grundsätzlich in DIN 19700-11 erläutert. DIN 19700-11 ist zwar zunächst für Talsperren anzuwenden, in den Teilen 12-15 der DIN 19700 (Hochwasserrückhaltebecken, Staustufen, Pumpspeicherbecken, Sedimentationsbecken) wird aber hinsichtlich der Durchführung der Sicherheitsnachweise auf Teil 11 verwiesen.

3.1.2 Nachweis der Tragsicherheit von Absperrbauwerken

3.1.2.1 Vorbemerkung

Bei der Überprüfung der Tragsicherheit ist nachzuweisen, dass ein ausreichender Sicherheitsabstand des Tragwerks gegenüber Versagen vorhanden ist.

3.1.2.2 Vorgehensweise

Die Tragsicherheit von Stauanlagen wird durch die Untersuchung von Bemessungssituationen nachgewiesen. Es wird unterschieden zwischen drei Bemessungssituationen:

- Bemessungssituation I ständige Bemessungssituation
- Bemessungssituation II vorübergehende Bemessungssituation
- Bemessungssituation III außergewöhnliche Bemessungssituation

Lastfälle	Bemessungssituationen (BS) für Tragwiderstandsbedingungen		
	A	B	C
1	BS I	BS II	BS III
2	BS II	BS III	-
3	BS III	-	-

Tabelle 1: Bemessungssituationen (entspricht Tabelle 2 der DIN 19700-11)

Wie in Tabelle 1 erkennbar, ergeben sich die Bemessungssituationen aus der Verknüpfung von Lastfällen mit Tragwiderstandsbedingungen.

Die zu berücksichtigenden Lastfälle ergeben sich aus einer in der Norm vorgegebenen Kombination von Einwirkungen. In Abhängigkeit von ihrer Dauer und Häufigkeit werden die Einwirkungen in drei Gruppen eingeteilt

- Gruppe 1 ständig oder häufig wiederkehrende Einwirkungen
- Gruppe 2 seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen
- Gruppe 3 außergewöhnliche Einwirkungen

Es sind drei Lastfälle zu untersuchen:

- Lastfälle 1 Regelkombination
alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1
- Lastfälle 2 seltene Kombination
alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 und
je eine Einwirkung der Gruppe 2
- Lastfälle 3 außergewöhnliche Kombination
alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 und
je eine Einwirkung der Gruppe 3

In der folgenden Tabelle 2 und Tabelle 3 sind die nachzuweisenden Lastfälle für Staudämme bzw. Staumauern dargestellt.

Einwirkungen		Lastfälle (LF) (Einwirkungskombinationen)							
		1		2				3	
		1.1	1,2 ^a	2.1	2.2	2.3	2.4 ^c	3.1	3.2
Gruppe 1	Eigenlast	x	x	x	x	x	x	x	x
	Verkehrs- und Auflast	x	x	x	x	x	x	x	x
	Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau	x				x	x ^d		x ^d
Gruppe 2	Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1 (Z_{H1})			x					
	schnellstmögliche Wasserspiegelabsenkung				x ^b				
	außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände					x			
	Betriebserdbeben						x		
Gruppe 3	Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 2 (Z_{H2}), sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$							x	
	Bemessungserdbeben								x
a	Bau- und Konsolidierungszustände bis zum ersten Einstau sowie Zustand „leeres Becken“.								
b	beginnend vom Vollstau.								
c	Lastfall nur für Gebrauchstauglichkeitsnachweis.								
d	es darf der Wasserdruck und Strömungskraft bei Stauziel Z_{H2} angesetzt werden.								

Tabelle 2: Lastfälle bei Staudämmen (entspricht Tabelle 3 der DIN 19700-11)
Anmerkung: Bei Hochwasserrückhaltebecken entspricht in den Lastfällen 2.4 und 3.2 das Stauziel dem Dauerstauziel.

Einwirkungen		Lastfälle (LF) (Einwirkungskombinationen)								
		1		2				3		
		1.1	1.2	2.1	2.2	2.3	2.4 ^b	3.1	3.2	3.3
Gruppe 1	Eigenlast	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Verkehrs- und Auflast	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau	x			x ^c	x	x ^c		x	x ^c
	Erddruck	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	langfristige Temperatureinwirkung	x	x	x	x	x	x	x		x
	Kriechen und Schwinden des Betons	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Gruppe 2	Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1 (Z_{H1})			x						
	Eisdruck und Windlast				x					
	außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände					x				
	Betriebserdbeben						x			
Gruppe 3	Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 2 (Z_{H2}), sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$							x		
	seltene Temperatureinwirkungen								x	
	Bemessungserdbeben									x

a Bauzustände sowie Zustand „leeres Becken“.
b Lastfall nur für Gebrauchstauglichkeitsnachweis.
c Es darf der Wasserdruck und die Strömungskraft bei Stauziel Z_s angesetzt werden.

Tabelle 3: Lastfälle bei Staumauern (entspricht Tabelle 4 der DIN 19700-11)
Anmerkung: Bei Hochwasserrückhaltebecken entspricht in den Lastfällen 2.4 und 3.3 das Stauziel dem Dauerstauziel.

Die Tragwiderstände werden durch Kennwerte festgelegt, die die Verformbarkeit, Festigkeit, Durchlässigkeit und den allgemeinen Zustand von Absperrbauwerk und Untergrund sowie die Wirksamkeit von baulichen Einrichtungen beschreiben. Es wird zwischen drei Tragwiderstandsbedingungen unterschieden:

- Tragwiderstandsbedingung A wahrscheinliche Bedingung
- Tragwiderstandsbedingung B wenig wahrscheinliche Bedingung
- Tragwiderstandsbedingung C unwahrscheinliche Bedingung

3.1.2.3 Nachweiskriterien bei Staudämmen

Im Rahmen der Tragsicherheitsnachweise sind folgende Kriterien zu überprüfen (siehe DIN 19700-11, Abschnitt 7.2.6):

- Aufnahme der Spreizspannungen in der Gründungssohle
- Grundbruchsicherheit
- Sicherheit gegen Abschieben des Staudammes oder von Staudammbauteilen
- Böschungsbruchsicherheit

Hierbei gelten folgende Gesamtsicherheitsbeiwerte

- Bemessungssituation BS I: $\gamma = 1,3$
- Bemessungssituation BS II: $\gamma = 1,2$
- Bemessungssituation BS III: $\gamma = 1,1$

3.1.2.4 Nachweiskriterien bei Staumauern

Im Rahmen der Tragsicherheitsnachweise sind folgende Kriterien zu überprüfen (siehe DIN 19700-11, Abschnitt 7.3.6):

- Lage der Resultierenden der vom Bauwerk zu übertragenden Kräfte bzw. Auftreten klaffender Fugen
 - o Bemessungssituation BS I: Resultierende im Kernbereich
 - o Bemessungssituation BS II: Resultierende im Kernbereich
 - o Bemessungssituation BS III: Außermittigkeit der Resultierenden höchstens ein Drittel der Breite des Mauerquerschnittes
- Hauptdruckspannungen (siehe Tabelle 4)
- Kraftübertragung in Fugen (siehe Tabelle 4)

Tragsicherheitsnachweise für	Gesamtsicherheitsbeiwerte γ in Bemessungssituation (BS)		
	BS I	BS II	BS III
Hauptdruckspannungen bei unbewehrtem Beton, Bruchsteinmauerwerk und Fels	2,1	1,7	1,2
Gleitsicherheit in der Sohlfuge und in Bauwerksfugen	1,5	1,3	1,2
Gleitsicherheit bei Trennflächen im Fels	2,0	1,5	1,2

Tabelle 4: Gesamtsicherheitsbeiwerte für Staumauern (entspricht Tabelle 5 der DIN 19700-11)

3.1.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Absperrbauwerken

3.1.3.1 Vorbemerkung

Die Gebrauchstauglichkeit ist gegeben, wenn die festgelegten Nutzungseigenschaften vorhanden sind. I.d.R. ist dies der Fall, wenn beispielsweise Verformungen begrenzt und Rissbildungen beschränkt werden.

3.1.3.2 Vorgehensweise

Für die Durchführung von rechnerischen Gebrauchstauglichkeitsnachweisen gilt das konzeptionelle Vorgehen für Tragsicherheitsnachweise analog.

3.1.3.3 Nachweiskriterien bei Staudämmen

Im Rahmen der Gebrauchstauglichkeitsnachweise sind folgende Kriterien zu überprüfen (siehe DIN 19700-11, Abschnitt 7.2.7):

- Hydraulische Sicherheit
- Rissicherheit
- Verformungen

3.1.3.4 Nachweiskriterien bei Staumauern

Im Rahmen der Gebrauchstauglichkeitsnachweise sind folgende Kriterien zu überprüfen (siehe DIN 19700-11, Abschnitt 7.3.7):

- Begrenzung der Fugenklaffungen bzw. Lage der Resultierenden wie in Abschnitt 3.1.2.4 beschrieben
Ausnahme: Im Lastfall **Betriebserdbeben** ist eine Fugenklaffung bis zur Querschnittsmitte zulässig bzw. die Außermittigkeit der Resultierenden darf bis zu 1/3 der Querschnittsbreite betragen
- Messergebnisse entsprechen den rechnerischen Annahmen

3.1.4 Nachweis der Dauerhaftigkeit von Absperrbauwerken

Die Dauerhaftigkeit ist gegeben, wenn das Tragwerk seine Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit während der gesamten Nutzungsdauer ohne ungewöhnliche Instandsetzungsmaßnahmen beibehält. Es wird von einer Nutzungsdauer von 80 bis 100 Jahren ausgegangen.

3.1.5 Einzelbauteile und -bauwerke, Staubeckenhänge und Böschungen

Gemäß DIN 19700-11, Abschnitt 7.4 sind im Zusammenhang mit Talsperren stehende Einzelbauteile und -bauwerke nach den jeweils einschlägigen technischen Normen zu berechnen, zu bemessen und zu konstruieren (z.B. Beton, Stahlbeton- und Spannbetonbauteile und -bauwerke nach DIN 1045-1 und/oder DIN 19702, Mauerwerk nach DIN 1053-1, Stahlwasserbauten und -bauteile nach DIN 19704-1 bis DIN 19704-3).

Die Tragsicherheit der Staubeckenhänge und von Böschungen ist nach DIN 1054 und DIN 4084 nachzuweisen.

Die Zuverlässigkeit der Absperrbauwerke darf durch Einzelbauteile und -bauwerke sowie durch die Staubeckenhänge und Böschungen nicht ungünstig beeinflusst werden.

3.2 Umfang der erforderlichen Erdbebennachweise

3.2.1 Regelungen in DIN 19700-10: Gemeinsame Festlegungen

DIN 19700-10 enthält gemeinsame Festlegungen für Stauanlagen. Gemäß DIN 19700-10, Abschnitt 8.4 ist die Einwirkung von Erdbeben auf Stauanlagen zu untersuchen.

Erdbebeneinwirkungen sind gekennzeichnet durch die Intensität sowie durch die Charakteristik und die Höhe der Bodenbeschleunigung. Bei Talsperren der Klasse 1 ist die Erstellung eines seismologischen Gutachtens erforderlich; bei Talsperren der Klasse 2 sind diesbezüglich Vereinfachungen erlaubt (vgl. Abschnitt 4.1).

Bei den Erdbebennachweisen sind aktive Störzonen sowie das Verhalten vor und während seismischer Erregungen (bleibende Verformungen, Festigkeitsabfall, Bodenverflüssigung) zu berücksichtigen.

Grundsätzlich sind die Nachweise für zwei Erdbebenfälle zu führen:

Erdbebenfall 1 – Betriebserdbeben (BtE)

Der Erdbebenfall 1 dient dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit der Stauanlage. Die Stauanlage muss dem Betriebserdbeben ohne Nutzungsbeschränkungen widerstehen. Falls bei einem Erdbebenereignis die bei den Nachweisen des Betriebserdbebens berücksichtigten Beschleunigungen überschritten werden, ist nach dem Erdbebenereignis eine besondere Überprüfung der Stauanlage erforderlich.

Eine besondere Überprüfung beinhaltet im vorliegenden Fall mindestens eine zusätzliche visuelle Kontrolle des Absperrbauwerkes und der Einzelbauwerke, die Durchführung von Sondermessungen einschließlich Auswertung sowie eine Überprüfung der Verschlüsse.

Erdbebenfall 2 – Bemessungserdbeben (BmE)

Der Erdbebenfall 2 dient dem Nachweis der Tragsicherheit der Stauanlage. Die Stauanlage muss dem Bemessungserdbeben ohne globales Versagen widerstehen. Insbesondere darf die Tragsicherheit des Absperrbauwerkes nicht gefährdet werden; die Entleerungsmöglichkeit der Stauanlage nach einem Bemessungserdbeben ist zu bewerten. Das Auftreten lokaler Schäden kann toleriert werden; in jedem Fall ist nach einem derartigen Erdbebenereignis eine besondere Überprüfung der Stauanlage erforderlich.

Die Intensität des Bemessungserdbebens ist höher als die des Betriebserdbebens und tritt am Standort der Stauanlage äußerst selten auf. Die zu berücksichtigenden Auftretenshäufigkeiten der beiden Erdbebenfälle 1 und 2 sind in DIN 19700-11 festgelegt (vgl. Abschnitt 3.2.2.2).

Grundsätzlich gilt, dass an Standorten, an denen der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g des Bemessungserdbebens 4 % der Erdbeschleunigung unterschreitet, auf Nachweise gegenüber Erdbeben verzichtet werden darf, wenn nicht anderweitig verursachte erdbebenähnliche Beanspruchungen (z.B. Gebirgsschläge, Sprengungen, anlageninduzierte Seismizität) mit größeren Beschleunigungswerten auftreten können.

Anmerkung:

Bei Sonderlösungen (z.B. schlanke Mauer mit großer Masse am Mauerkopf) wird empfohlen, auch bei kleineren Beschleunigungswerten Nachweise gegenüber Erdbeben zu führen.

Restrisiko

Das verbleibende Risiko bei Überschreiten des Bemessungserdbebens ist zu bewerten und in Abhängigkeit von den lokalen Bedingungen durch flankierende konstruktive, bewirtschaftungsseitige und/oder organisatorische Maßnahmen ausreichend zu vermindern.

Als flankierende Maßnahme kann z.B. ein Notfallplan dienen.

3.2.2 Regelungen für Talsperren: DIN 19700-11

3.2.2.1 Vorbemerkung

Wie in Abschnitt 3.2.1 dargestellt, sind Tragsicherheitsnachweise für das Betriebserdbeben (Lastfall 2) und für das Bemessungserdbeben (Lastfall 3) zu führen.

Vor Durchführung der Nachweise ist eine Festlegung der Stärke des zu berücksichtigenden Erdbebens erforderlich. Von Bedeutung hierbei ist neben den geologisch-tektonischen Verhältnissen die Eintrittswahrscheinlichkeit bzw. Wiederkehrperiode des Bebens.

3.2.2.2 Wiederkehrperiode

Infolge eines Erdbebens entstehen Beanspruchungen der Talsperre. Die Beanspruchungen sind umso größer, je größer die Intensität eines Erdbebens ist. Die Intensität eines Erdbebens ist u.a. abhängig von der Wiederkehrperiode. Je länger die Wiederkehrperiode, desto höher ist die anzunehmende Intensität des Erdbebens.

Bei der Festlegung der Wiederkehrperiode wird unterschieden zwischen Talsperren der Klasse 1 (große Talsperren) und Talsperren der Klasse 2 (mittlere und kleine Talsperren). Folgende Wiederkehrperioden sind anzusetzen:

a) Bemessungserdbeben

Talsperren der Klasse 1: $T=2500a$ (Eintrittswahrscheinlichkeit 4×10^{-4})
 Talsperren der Klasse 2: $T=1000a$ (Eintrittswahrscheinlichkeit 1×10^{-3})

Bei Talsperren der Klasse 2 wird das Gesamtrisiko geringer eingeschätzt, sodass hier eine kürzere Wiederkehrperiode berücksichtigt werden darf.

b) Betriebserdbeben

Talsperren der Klasse 1: $T=500a$ (Eintrittswahrscheinlichkeit 2×10^{-3})
 Talsperren der Klasse 2: $T=100a$ (Eintrittswahrscheinlichkeit 1×10^{-2})

Die Wahl der Wiederkehrperiode für das Betriebserdbeben beruht nicht auf Sicherheitsüberlegungen, sondern berücksichtigt die Gebrauchstauglichkeit. Im Ausnahmefall ist es daher möglich, auch eine kürzere Wiederkehrperiode (kleineres Erdbeben) anzusetzen. Es ist jedoch zu beachten, dass dies dazu führen könnte, dass die Stauanlage häufig, d.h. bereits bei kleinen Erdbeben, außer Betrieb gesetzt und überprüft werden muss.

3.2.2.3 Grundsätzliche Nachweismöglichkeiten

Absperrbauwerke von Talsperren der Klasse 1

Bei Talsperren der Klasse 1 (große Talsperren) ist folgende Unterscheidung zu treffen:

1. Absperrbauwerke bis 40 m Höhe

Ein Nachweis mit quasistatischen Ersatzlasten (vgl. Abschnitt 4.2.1) ist zulässig.

Bei Staumauern ist dann mit dem 2,5-fachen Wert der Bodenbeschleunigung (effektive

Beschleunigung) gemäß Abschnitt 4.1.1 zu rechnen, bei Staudämmen mit dem 1,0-fachen Wert.

2. Absperrbauwerke mit einer Höhe von mehr als 40 m
Es sind Untersuchungen des Tragwerks mit dynamischen Berechnungsmodellen (vgl. Abschnitt 4.2.2) erforderlich.

Absperrbauwerke von Talsperren der Klasse 2

Bei Talsperren der Klasse 2 (mittlere und kleine Talsperren) genügt es im Allgemeinen, die Nachweise mit quasistatischen Ersatzlasten (vgl. Abschnitt 4.2.1) zu führen. Hierbei darf sowohl für Staudämme als auch für Staumauern der 1,0-fache Wert der Bodenbeschleunigung (effektive Beschleunigung) gemäß Abschnitt 4.1.1 angesetzt werden.

3.2.3 Sonderregelungen für Hochwasserrückhaltebecken, Staustufen, Pumpspeicherbecken, Sedimentationsbecken: DIN 19700-12 bis DIN 19700-15

3.2.3.1 Hochwasserrückhaltebecken (DIN 19700-12)

Für den Nachweis der Tragsicherheit gilt DIN 19700-11:Talsperren. Hinsichtlich der Nachweise im Lastfall Erdbeben sind für Hochwasserrückhaltebecken folgende Abweichungen zulässig:

- Das Bemessungserdbeben ist in Kombination mit dem Wasserdruck und der Strömungskraft bei Dauerstauziel anzusetzen.
- Bei Trockenbecken darf auf die Nachweise mit der Einwirkung „Betriebserdbeben“ verzichtet werden.

Fazit

- Bei Trockenbecken sind keine Nachweise für das Betriebserdbeben und das Bemessungserdbeben erforderlich.
- Bei Becken mit Dauerstau sind die Nachweise für das Betriebserdbeben und das Bemessungserdbeben mit dem Dauerstau zu führen (siehe auch Tabelle 2 und Tabelle 3).

Erläuterung

Bei konsequenter Vorgehensweise nach DIN 19700-12 sind bei Trockenbecken keine Erdbebennachweise erforderlich. Dies kann dazu führen, dass ein ggf. infolge eines Erdbebens entstehender Schaden nicht bemerkt wird (siehe hierzu Abschnitt 3.2.1). Bei einem später auftretenden Hochwasserereignis könnten dann weiterführende Schäden entstehen.

Nach DIN 19700-11 muss die Zuverlässigkeit des Bauwerkes gegeben sein. Um dies sicherzustellen, ist – falls keine Erdbebennachweise geführt worden sind – das Bauwerk nach jedem spürbaren Erdbebenereignis zu überprüfen. Es wird deshalb dringend empfohlen, auch bei Trockenbecken Nachweise für das Betriebserdbeben zu führen. Eine besondere

Überprüfung der Anlage ist dann erst nach einem Erdbeben erforderlich, das größer als das Betriebserdbeben war.

Nachweise des Bemessungserdbebens sind für ein Trockenbecken nicht erforderlich, da von einem leeren Becken kein erhöhtes Risiko ausgeht.

Theoretisch denkbar wäre eine Beschädigung des Absperrbauwerkes infolge eines Erdbebens, das größer als das Betriebserdbeben ist, und das anschließende Auftreten eines Hochwasserereignisses. Dieser Fall würde das Auftreten zweier sehr unwahrscheinlicher und voneinander unabhängiger Ereignisse bedeuten. Eine rechnerische Berücksichtigung eines derartigen, extrem unwahrscheinlichen Szenarios ist nicht erforderlich; im Rahmen einer Restrisikobetrachtung sind entsprechende Überlegungen anzustellen.

3.2.3.2 Staustufen (DIN 19700-13)

Staufstufen bestehen i.d.R. aus einer Wehranlage (bzw. Kraftwerk oder Schleuse) mit Stauhaltungsdämmen.

Für die Nachweise der Tragsicherheit sind in DIN 19700-13 folgende Regelungen enthalten:

1. Wehre

Für die Berechnung der Tragsicherheit von Massivbauwerken gilt DIN 19702; bei massiven Absperrbauwerken ggf. unter Heranziehung von DIN 19700-11.

Für die Berechnung der Tragsicherheit von Stahlwasserbauten gilt DIN 19704-1.

Anmerkung: DIN 19704-1 enthält als zu berücksichtigende Einwirkungen keine Erdbebenlasten. Als Mindestanforderung ist DIN 4149:2005 einzuhalten.

2. Stauhaltungsdämme

Die Nachweise sind unter Anwendung der Normen DIN 1054 und DIN 4048 zu führen. Die hierbei zu berücksichtigenden Nachweise werden in DIN 19700-13 vorgegeben. Nachweise im Lastfall Erdbeben sind bei konsequenter Auslegung demnach nicht zu führen. Es wird empfohlen, einen Nachweis entsprechend DIN 19700-11 zu führen.

3.2.3.3 Pumpspeicherbecken (DIN 19700-14)

Die Sicherheitsnachweise sind wie bei Talsperren (DIN 19700-11) durchzuführen. Besondere Regelungen hinsichtlich Erdbebenbeanspruchung sind nicht vorhanden.

3.2.3.4 Sedimentationsbecken (DIN 19700-15)

Grundsätzlich sind die Sicherheitsnachweise wie bei Talsperren (DIN 19700-11) durchzuführen. Abweichend hiervon ist bei Nachweisen gegenüber Erdbeben folgendes zu berücksichtigen:

- Bei Anwendung eines quasi-statischen Ersatzlastverfahrens ist die horizontale Bodenbeschleunigung mit dem Faktor 1,5 zu erhöhen (vgl. Abschnitt 4.2.1).

- Die Möglichkeit einer Verflüssigung bei dynamischer Beanspruchung ist besonders zu untersuchen.

3.2.4 Erdbebennachweise für Einzelbauteile und –bauwerke, Staubeckenhänge und Böschungen

In DIN 19700-10, Abschnitt 8.4 wird gefordert, dass die Entleerungsmöglichkeit der Stauanlage nach einem Bemessungserdbeben zu bewerten ist. Nach DIN 19700 sind nur Nachweise erforderlich, wenn bei einem Versagen von Einzelbauteilen und –bauwerken Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit des Absperrbauwerkes entstehen. Dies kann der Fall sein, wenn

- Entlastungseinrichtungen nicht mehr funktionsfähig sind (Grundablassleitung, Entlastungsstollen, Entlastungsgerinne, ggf. Stauklappen etc.)
- Schäden an Einzelbauwerken und –bauteilen zu Beschädigungen des Absperrbauwerkes führen (Umkipper der Entlastungsturm etc.)
- Hangrutschungen stattfinden (Anstieg des Wasserspiegels, Beschädigung des Absperrbauwerkes etc.).

Die beschriebenen Situationen müssen in jedem Fall ausgeschlossen werden. Dies bedeutet, dass entsprechende Nachweise für das Bemessungserdbeben erforderlich sind.

Vorab ist festzustellen, welche Einzelbauteile und –bauwerke im Hinblick auf die Zuverlässigkeitsanforderungen an die Stauanlage von Bedeutung sind.

Nachweise für das Betriebsbeben sind nicht erforderlich, wenn die Zuverlässigkeit bereits durch die Untersuchung des Bemessungserdbebens bestätigt wurde.

Anmerkung: Unabhängig von der beschriebenen Vorgehensweise nach DIN 19700 können Erdbebennachweise nach DIN 4149:2005 für Einzelbauwerke und –bauteile (separater Rohwasserentnahmeturm, Betriebsgebäude etc.) erforderlich sein.

Die Vorgehensweise bei der Erstellung von Erdbebennachweisen für Einzelbauwerke und –bauteile ist in Abschnitt 4.5 beschrieben.

3.3 Voraussetzungen für die Erstellung der Nachweise

Die Erstellung von Sicherheitsnachweisen im Lastfall Erdbeben setzt voraus, dass folgende für eine Berechnung erforderliche Eingangsgrößen bekannt sind:

- Geometrie des Absperrbauwerkes
- Materialeigenschaften
- Untergrundverhältnisse
- Hydrogeologische Verhältnisse
- Belastung. Neben den „normalen Lasten“ müssen die Einwirkungen infolge Erdbeben mit der entsprechenden Wiederkehrperiode bekannt sein.

Die Durchführung von Berechnungen setzt voraus, dass das zu untersuchende Bauwerk ausreichend genau in einem Rechenmodell abgebildet wird.

Bei vereinfachten Nachweisen mit quasistatischen Ersatzlasten dürfen auch vereinfachte Rechenverfahren bzw. -modelle verwendet werden. Bei Staumauern dürfen die Nachweise an einem Kragträgermodell geführt werden; bei Staudämmen dürfen Gleitkreisberechnungen sowie vereinfachte Gleitsicherheitsnachweise durchgeführt werden.

Sind Nachweise mit dynamischen Berechnungen erforderlich (Talsperren der Klasse 1 mit einer Höhe von mehr als 40 m), sind sowohl bei Staumauern als auch bei Staudämmen kontinuumsmechanische Berechnungen (FE-Methode) zweckmäßig.

3.4 Messeinrichtungen

Wie in Abschnitt 3.2.1 erläutert, muss eine Stauanlage einem Betriebserdbeben ohne Nutzungseinschränkungen widerstehen. Nach einem Betriebserdbeben sind dementsprechend auch keine besonderen Bauwerksüberprüfungen erforderlich.

Bei allen Stauanlagen für die ein Nachweis des Betriebserdbebens erforderlich ist, hat der Betreiber dafür Sorge zu tragen, dass er informiert wird, wenn ein Erdbeben mit einer Stärke größer der des Betriebserdbebens aufgetreten ist. Ein entsprechendes Konzept hierzu muss vom Betreiber erstellt und mit der Aufsichtsbehörde abgestimmt werden. Gegebenenfalls ist ein eigenes Schwingungsmessgerät aufzustellen.

An Standorten mit größerer seismischer Aktivität sollte überprüft werden, ob die Installation eines weiteren Messgerätes im Bereich der Mauerkrone möglich ist. Hierdurch kann die Reaktion der Mauer bei Erdbeben (Schwingfrequenzen, Dämpfung etc.) mit den Rechenergebnissen verglichen und damit die vorhandene Tragsicherheit verifiziert werden. Weiter besteht die Möglichkeit, durch Einsatz mobiler Messgeräte das Schwingverhalten des Bauwerkes während besonderer, vorübergehender Ereignisse (z.B. Sprengungen) zu überwachen.

Grundsätzlich sind an Seismometer zur permanenten Überwachung von Stauanlagen folgende Mindestanforderungen zu stellen:

- automatische Aufzeichnung von Messwerten ab einem vorzugebenden Schwellenwert
- Messung von Beschleunigungen in drei Richtungen
- Messung auch großer Beschleunigungen („Starkbeben“)
- Ausreichend hohe Abtastrate und Auflösung
- Alarmierungsfunktion

4 Vorgehensweise beim Nachweis der Erdbebensicherheit

4.1 Erdbeben als Einwirkung auf Stauanlagen

4.1.1 Grundsätze

Beschleunigungszeitverlauf

Infolge der seismischen Wellen bei einem Erdbeben (vgl. Abschnitt 2.2) entstehen vertikale und horizontale Schwingungen des Bodens. In Abhängigkeit von der Schwingungsfrequenz und der Stärke des Erdbebens ergeben sich Verformungen des Bodens sowie eine zugehörige Verformungsgeschwindigkeit und Beschleunigung. Hieraus resultieren Beanspruchungen von Bauwerken.

Werden Verformungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen des Untergrundes über die Zeit aufgetragen, ist eine charakteristische Darstellung der Erdbebeneinwirkungen möglich. Eine derartige Darstellung wird als Zeitverlauf bezeichnet. In einem Zeitverlauf ist die Einwirkungsrichtung mit enthalten.

In Abbildung 13 ist der Beschleunigungs-Zeitverlauf des Erdbebens von Roermond dargestellt. Die drei Schwingungsverläufe stellen die Beschleunigung in vertikaler (UD) und in horizontaler (NS und EW) Richtung dar. An der Ober- und Unterseite des Diagramms sind die Sekundenmarken aufgetragen.

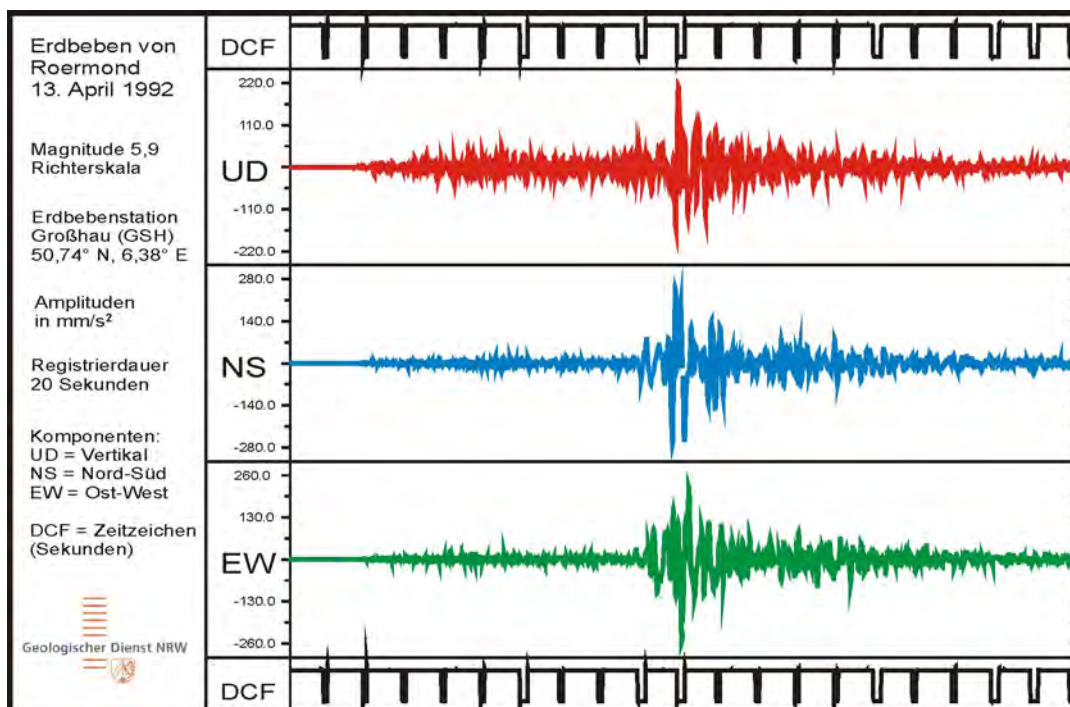


Abbildung 13: Beschleunigungszeitverlauf des Erdbebens von Roermond (identisch mit Abbildung 8)

Aus dem Abstand der „Zacken“ gleichen Vorzeichens kann die Schwingdauer der Erdbebanregung abgelesen werden. Der Kehrwert der Schwingdauer ist die Frequenz. Aus dem obigen Zeitverlauf ist erkennbar, dass der Abstand der „Zacken“ etwas variiert. Die für die Beanspruchung eines Bauwerkes maßgebenden „Zacken“ mit größerem Ausschlag haben

einen Abstand von ca. 0,1 bis 0,2 Sekunden; die Frequenz des Erdbebens liegt damit bei ca. 5 bis 10 Hertz. Die Anregung eines Bauwerkes erfolgt dementsprechend in diesem Frequenzbereich. In Abhängigkeit vom Eigenschwingverhalten wird ein Bauwerk mehr oder weniger stark zum Schwingen angeregt und damit belastet.

Je nach Art des Grundgebirges und Lage des Hypozentrums (Herdtiefe, Entfernung zum Standort) können die Zeitverläufe von Erdbeben sehr unterschiedlich aussehen. Die Erdbebeneinwirkung auf Bauwerke wird üblicherweise als Beschleunigung dargestellt.

Bemessungswert der Bodenbeschleunigung

Die maximale während eines Erdbebens auftretende Bodenbeschleunigung wird als **Bodenspitzenbeschleunigung** bezeichnet. Hierbei handelt es sich wegen der kurzen in Deutschland auftretenden Wirkungsdauer eines Erdbebens um Einzelwerte, die wegen ihres vergleichsweise geringen Energiegehaltes in der Regel nicht maßgebend für die Beanspruchung eines Bauwerkes sind [31].

Maßgebend für die Nachweise im Lastfall Erdbeben ist der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung, der auch als **effektive Beschleunigung** bezeichnet wird. Die effektive Beschleunigung wird aus der Bodenspitzenbeschleunigung durch einen Faktor in der Größenordnung von etwa 0,7 abgeleitet. Eingangswerte für Erdbebennachweise sind die effektiven Beschleunigungen (Ausnahme: Zeitschrittverfahren).

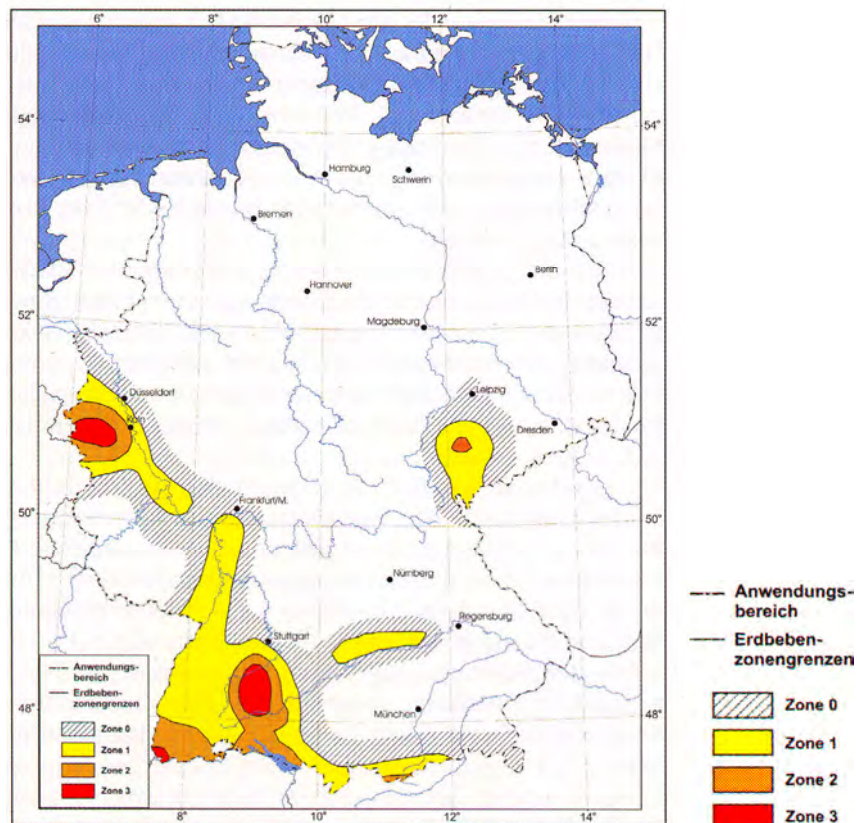


Abbildung 14: Zonenkarte der deutschen Erdbebengebiete (aus [31], entsprechend [5]) (Abdruck mit freundlicher Genehmigung des Verlags Ernst & Sohn)

Die Größe des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung ist abhängig von

- der seismischen Aktivität am Standort,

- der Wiederkehrperiode und
- den Untergrundverhältnissen.

Seismische Aktivität am Standort

In [31] ist die in der folgenden Abbildung 14 dargestellte Zonenkarte der deutschen Erdbebengebiete enthalten. Die größte seismische Aktivität tritt in Zone 3 auf.

Für Nordrhein-Westfalen gilt die in der folgenden Abbildung 15 dargestellte Zuordnung von Gemarkungen zu den Erdbebenzonen [50].

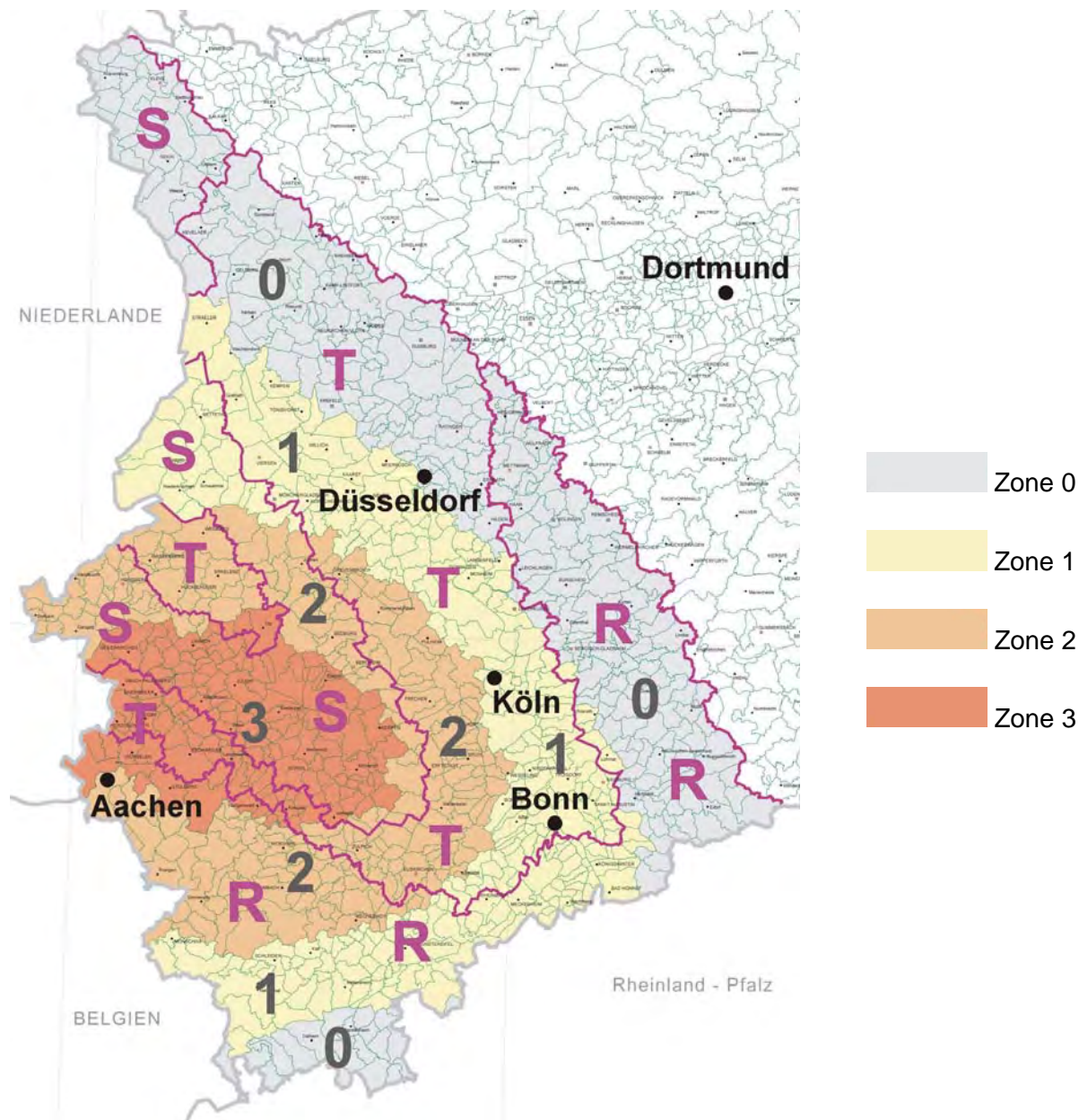


Abbildung 15: Zuordnung der Gemarkungen zu den Erdbebenzonen. Die grauen Ziffern bezeichnen die Erdbebenzonen. Verläuft die Zonengrenze durch eine Gemarkung, so wird dieses Gebiet der höheren Zone zugeordnet, wenn der zu dieser Zone gehörende Anteil mindestens 1/3 beträgt. Die weiß dargestellten Gebiete befinden sich außerhalb der Erdbebenzonen nach DIN 4149:2005. Die lila Linien grenzen die Untergrundklassen R, S und T voneinander ab.

Anmerkung zur Abbildung 15: Die Abbildung ist als „Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen der Bundesrepublik Deutschland 1:350 000 – Bundesland Nordrhein-Westfalen“ beim Geologischen Dienst Nordrhein-Westfalen erhältlich.

Wiederkehrperiode

Die bei Erdbebennachweisen nach DIN 19700 für Stauanlagen anzunehmenden Wiederkehrperioden sind in Abschnitt 3.2.2.2 dargestellt.

Untergrundverhältnisse

Die Untergrundverhältnisse haben Auswirkungen auf den Bemessungswert der Bodenbeschleunigung. In [31] wird entsprechend DIN 4149:2005 eine Einteilung des Untergrundes in drei geologische Untergrundklassen vorgenommen:

- Untergrundklasse R: Fels, Festgestein
- Untergrundklasse T: Flache Sedimentbecken und Übergangszonen
- Untergrundklasse S: Tiefe Sedimentbecken
-

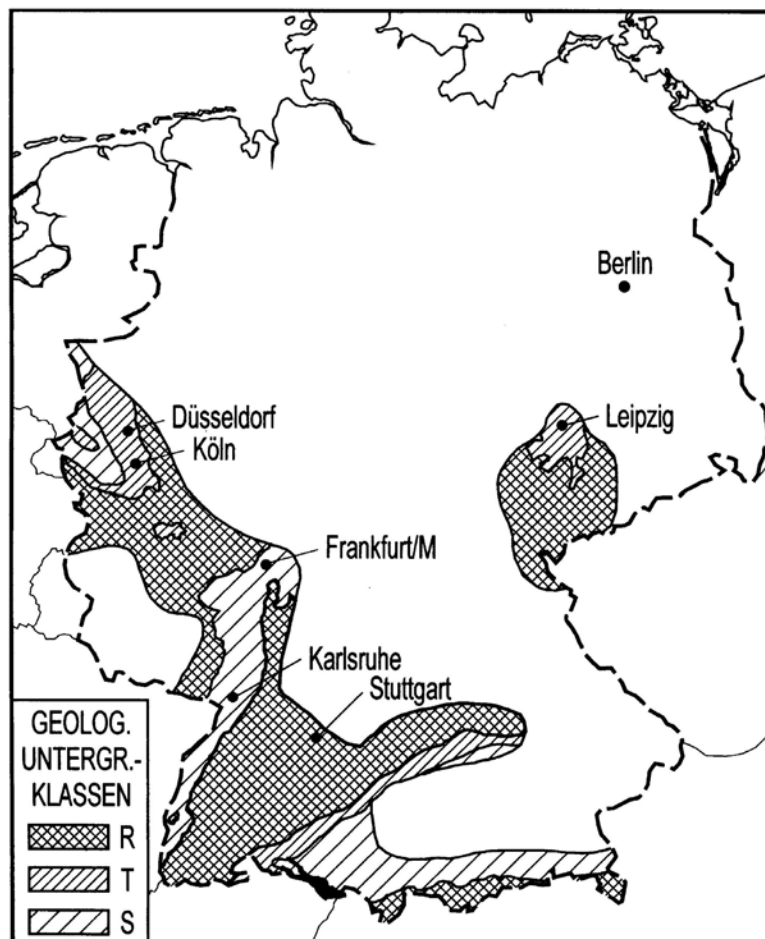


Abbildung 16: Geologische Untergrundklassen in den Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland (aus [17], entsprechend [5]) (Abdruck mit freundlicher Genehmigung des Verlags Ernst & Sohn)

Weiter wird in DIN 4149:2005 die oberflächennahe Schicht des Untergrundes in drei Baugrundklassen eingeteilt:

- Baugrundklasse A: feste bis mittelfeste Gesteine
- Baugrundklasse B: Lockergesteine, grobkörnig
- Baugrundklasse C: Lockergesteine, feinkörnig

Der Untergrund kann damit durch Kombination der Untergrundklassen mit Baugrundklassen beschrieben werden (AR, BR, CR, BT, CT, CS).

Richtung der Bodenbeschleunigung

Die Bodenbeschleunigungen treten in horizontaler und vertikaler Richtung auf.

Die horizontalen Beschleunigungen sind bei Erdbebennachweisen in zueinander senkrechten Richtungen (z.B. Ost-West und Nord-Süd) als gleichzeitig wirkend zu betrachten. Das bedeutet, dass bei konservativer Auslegung die Resultierende um den Faktor 1,41 größer ist als die beiden Einzelkomponenten. Untersuchungen an einer größeren Anzahl an registrierten Seismogrammen haben jedoch ergeben, dass die Maxima in den beiden Horizontalkomponenten normalerweise nicht gleichzeitig auftreten und die Maxima der Resultierenden gegenüber den Maxima der größten Horizontalkomponente nur um einen Faktor zwischen 1,0 und 1,1 größer sind. Es ist daher gerechtfertigt, bei Berücksichtigung eines zweidimensionalen Rechenmodells als Resultierende die Einzelkomponente multipliziert mit dem Faktor 1,1 anzusetzen.

Vertikale Bodenbeschleunigungen werden häufig als Bruchteil der Horizontalwerte angesetzt. DIN 4149:2005 gibt hierfür den Faktor 0,7 an und empfiehlt die Verwendung etwas unterschiedlicher Spektren. Mit diesem Ansatz können die vertikalen Beschleunigungen auf der sicheren Seite liegend für das Antwortspektrumsverfahren aus den horizontalen durch Multiplikation mit 0,7 gewonnen werden. Die vertikalen Beschleunigungen sind mit den horizontalen zu überlagern.

Untersuchungen zur Zeitlichkeit der Maximalwerte in der vertikalen und den horizontalen Komponenten haben ergeben, dass diese im Allgemeinen nicht zeitgleich einwirken [47, 48]. Mit diesen Untersuchungen ergibt sich für den Fall, dass vertikale und horizontale Beschleunigungen im Berechnungsverfahren als simultan und proportional zueinander einwirkend angesetzt werden, ein Faktor von 0,5 als konservative Annahme [51].

Die in Tabelle dargestellten Überlagerungen gelten für Bauwerke, die mit einem zweidimensionalen Rechenmodell nachgewiesen werden können (Absperrbauwerk mit gerader Bauwerksachse). Die horizontale Beschleunigung ist hierbei senkrecht zur Bauwerksachse anzusetzen.

	Einwirkungsrichtung der Erdbebenbeanspruchung	
Kombination 1	→ ↑	zur Luftseite / nach oben
Kombination 2	→ ↓	zur Luftseite / nach unten
Kombination 3	← ↑	zur Wasserseite / nach oben
Kombination 4	← ↓	zur Wasserseite / nach unten

Tabelle 5: Kombination der Einwirkungsrichtungen

Anmerkung: Bei Zeitverlaufsberechnungen sind die Beschleunigungsrichtungen (zur Wasserseite oder Luftseite bzw. nach oben oder unten) bereits im Beschleunigungszeitverlauf enthalten.

Bei Bauwerken mit dreidimensionaler Tragwirkung oder Beanspruchungsmöglichkeit (z.B. Bogenstaumauer, Pfeilerstaumauer) sind die Erdbebeneinwirkungen dementsprechend in drei Richtungen anzusetzen.

Die sich ergebenden Beanspruchungen sind zu überlagern mit den Beanspruchungen aus den übrigen maßgebenden Einwirkungen (vgl. Tabelle 2 bzw. Tabelle 3).

4.1.2 Lastansatz bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 2

Die folgenden Ansätze gelten nicht für Sedimentationsbecken. Hier ist in Abhängigkeit von der Konstruktion der Anlage immer eine bauwerksspezifische Vorgehensweise erforderlich.

Die Ansätze gelten für Absperrbauwerke mit zweidimensionalem Tragverhalten bzw. zweidimensionaler Beanspruchungsmöglichkeit.

Bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 2 darf bei Anlagen in Erdbebenzone 0 oder außerhalb der Erdbebenzonen gemäß Abbildung 14 bzw. Abbildung 15 auf Erdbebennachweise verzichtet werden.

Bei Anlagen in den Zonen 1, 2 oder 3 ist in Anlehnung an DIN 4149:2005 folgende Vorgehensweise zulässig:

Ermittlung des Bemessungswerts der Bodenbeschleunigung

1. Feststellen der Erdbebenzone

Hierbei dürfen Abbildung 14 bzw. Abbildung 15 verwendet werden.

2. Bodenbeschleunigung nach DIN 4149:2005

Die Bodenbeschleunigung ist zunächst entsprechend DIN 4149:2005 wie folgt zu berücksichtigen:

- Erdbebenzone 1: $a_{\text{DIN 4149}} = 0,4 \text{ m/s}^2$
- Erdbebenzone 2: $a_{\text{DIN 4149}} = 0,6 \text{ m/s}^2$
- Erdbebenzone 3: $a_{\text{DIN 4149}} = 0,8 \text{ m/s}^2$

Bei diesen Werten handelt es sich bereits um effektive Beschleunigungen.

3. Korrekturfaktor

Die oben angegebenen Bodenbeschleunigungen entsprechen einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren. Für Talsperren sind jedoch die in Abschnitt 3.2.2.2 angegebenen Wiederkehrperioden anzusetzen. Basierend auf Berechnungen beim Geologischen Dienst Nordrhein-Westfalen dürfen die in der folgenden Tabelle 6 angegebenen Umrechnungsfaktoren f_w für eine andere Wiederkehrperiode der Bodenbeschleunigung als 475 Jahre verwendet werden.

Wiederkehrperiode T [a]	Umrechnungsfaktor f_w
100	0,6
500	1,0
1000	1,3

Tabelle 6: Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung der Wiederkehrperiode

4. Untergrundfaktor

Die oben angegebenen Beschleunigungswerte beziehen sich auf felsartigen Untergrund. Bei anderen Untergrundverhältnissen ist folgender Untergrundfaktor f_U zu berücksichtigen (entsprechend DIN 4149:2005):

Untergrundverhältnisse	Untergrundfaktor f_U
AR	1,00
BR	1,25
CR	1,50
BT	1,00
CT	1,25
CS	0,75

Tabelle 7: Faktor zur Berücksichtigung der Untergrundverhältnisse

5. Bemessungswert der Bodenbeschleunigung

Der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung ergibt sich wie folgt:

$$a_g = a_{DIN\ 4149} * f_W * f_U$$

Beschleunigungsrichtung

Die oben genannten horizontalen Beschleunigungswerte für die jeweiligen Erdbebenzonen sind richtungsunabhängig. Dementsprechend berücksichtigen diese Werte bereits eine erhöhte Belastung infolge senkrecht zueinander stehender Beschleunigungsrichtungen. Der in Abschnitt 4.1.1 erläuterte Erhöhungsfaktor 1,1 ist somit nicht anzusetzen.

Auf die Berücksichtigung vertikaler Beschleunigungen darf verzichtet werden.

Anmerkung

In Abschnitt 3.2.1 wurde dargestellt, dass gemäß DIN 19700, Teil 10 auf Nachweise gegenüber Erdbeben verzichtet werden kann, wenn der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung des Bemessungserdbebens 4% der Erdbeschleunigung unterschreitet. Bei größeren Beschleunigungswerten sind Nachweise erforderlich.

In DIN 4149:2005 wird der Erdbebenzone 0 kein Beschleunigungswert zugeordnet. Bei Extrapolation unter Berücksichtigung der Werte der Zonen 1 bis 3 erhält man eine Beschleunigung von $0,2\ m/s^2$.

Es ergäbe sich somit bei der oben beschriebenen Vorgehensweise im ungünstigsten Fall (Wiederkehrperiode 1000 a, Untergrundklasse CR) in der Zone 0 ein Beschleunigungswert $a_g = 0,2 * 1,3 * 1,5 = 0,39\ m/s^2$, der etwa 4% der Erdbeschleunigung entspricht. Der Verzicht

auf die Durchführung von Erdbebennachweisen bei Absperrbauwerken der Talsperrenklasse 2 im Bereich der Erdbebenzone 0 bzw. außerhalb von Erdbebenzonen ist somit gerechtfertigt.

4.1.3 Lastansatz bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 1

4.1.3.1 Seismologisches Gutachten

Bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 1 ist beim Bemessungserdbeben von einer Wiederkehrperiode von 2500 Jahren auszugehen (siehe Abschnitt 3.2.2.2). Wegen des großen Unterschiedes zur Referenzperiode von 475 Jahren entsprechend DIN 4149:2005 ist eine Skalierung über einen Faktor entsprechend der Vorgehensweise bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 2 methodisch nicht mehr zulässig. Für lange Wiederkehrperioden nimmt die Bedeutung der seltenen Paläobeben (siehe Abschnitt 2.6) zu; diese haben eine andere geographische Verteilung als die historische und instrumentell registrierte Seismizität.

Bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 1 ist deshalb immer, auch für Anlagen außerhalb der Erdbebenzonen gemäß Abbildung 14 bzw. Abbildung 15, die Erstellung eines seismologischen Gutachtens erforderlich.

In Abhängigkeit vom geplanten Nachweisverfahren (vgl. Abschnitt 4.2), das vom Ersteller der Nachweise gewählt wird, muss ein seismologisches Gutachten mindestens die im Folgenden genannten Aussagen beinhalten. Die Wiederkehrperioden sind entsprechend DIN 19700 (siehe Abschnitt 3.2.2.2) anzusetzen und vom Ersteller der Nachweise vorzugeben.

Quasi-statische Berechnung

- Bemessungswert der horizontalen und vertikalen Bodenbeschleunigung (effektive Beschleunigungen).
- Angabe, ob ein Erhöhungsfaktor für die senkrecht zueinander stehenden Beschleunigungsrichtungen zu berücksichtigen ist, oder bereits im Bemessungswert enthalten ist.
- Ggf. Hinweise auf Besonderheiten.

Dynamische Berechnung

- Bemessungs-Antwortspektrum einschließlich Angabe der Freifeldbeschleunigung für horizontale und vertikale Richtung (effektive Beschleunigungen).
Das Spektrum muss Bauwerksdämpfungen von 5% und 10% berücksichtigen.
- Angabe, ob ein Erhöhungsfaktor für die senkrecht zueinander stehenden Beschleunigungsrichtungen zu berücksichtigen ist, oder bereits im Bemessungsspektrum enthalten ist.
- Ggf. Hinweise auf Besonderheiten.

4.1.3.2 Bemessungs-Antwortspektrum – Grundlagen

In einem Bemessungs-Antwortspektrum sind die „Antworten“ verschiedener Einmassenschwinger aus mehreren Erdbebenverläufen zusammengefasst.

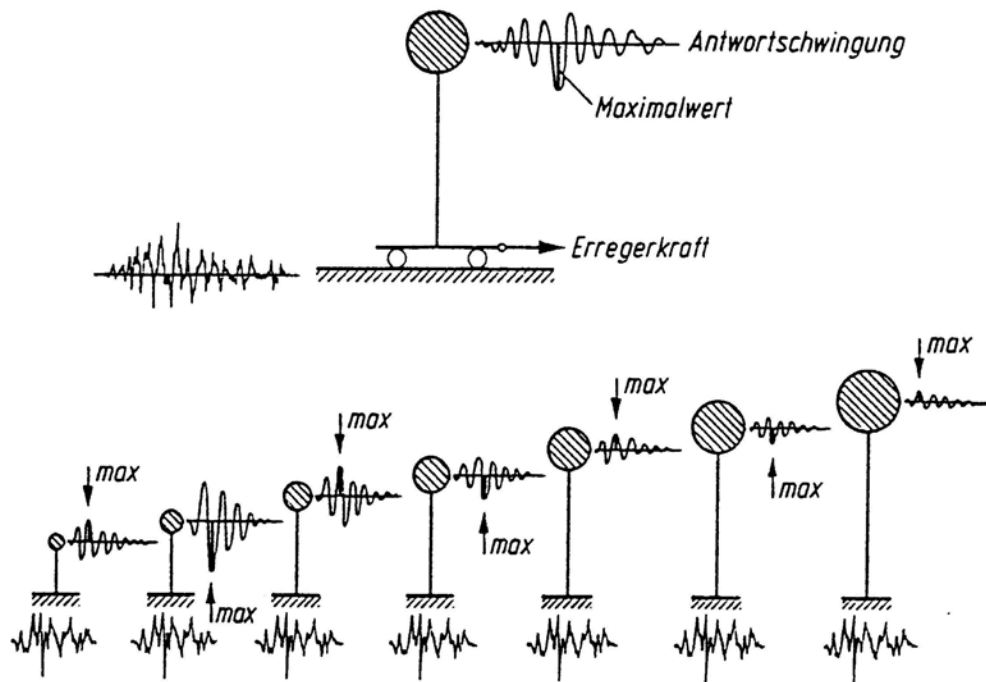


Abbildung 17: Erstellung eines Antwortspektrums

Die grundsätzliche Entwicklung eines Antwortspektrums kann kurz wie folgt beschrieben werden (siehe Abbildung 17): Ein Einmassenschwinger mit bekannter Eigenfrequenz, wird durch einen speziellen Erdbeben-Zeitverlauf angeregt. Die größte Antwort (meist als Beschleunigung ausgedrückt) wird in einem Diagramm aufgezeichnet. Mit demselben Erdbeben-Zeitverlauf werden weitere Einmassenschwinger unterschiedlicher Eigenfrequenz angeregt und die Antwort wiederum aufgezeichnet. Man erhält damit die Antworten verschiedener Einmassenschwinger für ein spezielles Erdbeben. Diese Antworten werden sich üblicherweise unterscheiden. Da die Charakteristik eines Erdbebens nicht exakt vorhergesagt werden kann, muss die beschriebene Vorgehensweise für mehrere für den jeweiligen Standort typische Erdbebenverläufe wiederholt werden. Aus jedem berücksichtigten Erdbebenverlauf ergibt sich ein spezielles Antwortspektrum. Aus diesen speziellen Antwortspektren wird ein charakteristisches Bemessungsspektrum erstellt. Hierbei wird unter Berücksichtigung eines angemessenen Fraktilwertes eine ingenieurmäßige Glättung der unregelmäßigen Kurvenverläufe vorgenommen.

Das Bemessungsspektrum für den jeweiligen Standort wird durch die Intensität am Standort, die Untergrundverhältnisse und die Dämpfung des Tragsystems gekennzeichnet.

Dämpfung des Tragsystems

Die Antwort eines Tragsystems auf eine Anregung hängt u.a. von ihrer Dämpfung ab. Bei einer kleinen Dämpfung sind die Antworten größer als bei einer großen Dämpfung. Beispielsweise wird bei Stahl von einer Dämpfung von etwa 2% und bei Mauerwerk und Beton sowie bei Erdkörpern von etwa 5% ausgegangen. Sind in einem Bauwerk Risse vorhanden, kann von einer Dämpfung von etwa 10% ausgegangen werden.

Die folgende Abbildung 18 zeigt beispielhaft ein Bemessungsantwortspektrum.

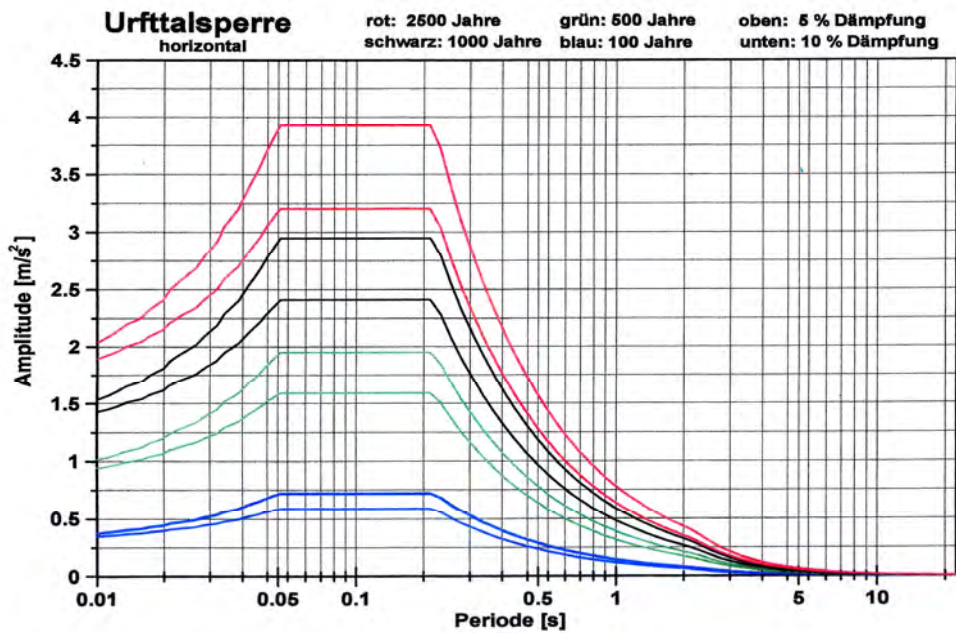


Abbildung 18: Bemessungs-Antwortspektrum der Urfttalsperre (Quelle: GD Nordrhein-Westfalen). Die Freifeldbeschleunigung kann näherungsweise am linken Rand des Diagramms (Schwingdauer 0,01 s bzw. Frequenz 100 Hz) abgelesen werden. Der Plateaubereich des Spektrums liegt zwischen 0,05 und 0,2 s (bzw. zwischen 20 und 5 Hz) und kennzeichnet das Hauptfrequenzspektrum der am Standort zu erwartenden Erdbeben.

Im Bemessungs-Antwortspektrum der folgenden Abbildung 19 ist die Freifeldbeschleunigung mit dargestellt (ca. 1,6 m/s²). Zudem wurde die Spektrumslinie auch für Schwingzeiten von weniger als 0,01 Sekunden dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Freifeldbeschleunigung näherungsweise und auf der sicheren Seite liegend am linken Rand des Diagramms abgelesen werden kann (ca. 1,8 m/s²)

Die Darstellung der Spektrumslinie im Bereich von 0,01 bis 10 Sekunden ist ausreichend, da Bauwerksschwingzeiten von weniger als 0,01 Sekunden üblicherweise nicht auftreten.

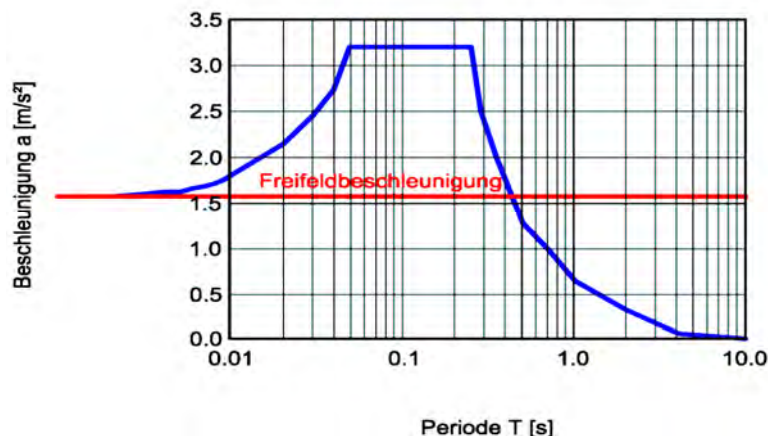


Abbildung 19: Bemessungs-Antwortspektrum mit Darstellung der Freifeldbeschleunigung

Das Bemessungs-Antwortspektrum kann als Grundlage für Nachweise bei Erdbebeneinwirkung verwendet werden. Durch Ermittlung der Eigenfrequenz eines Tragwerks kann mit Hilfe des Bemessungsspektrums die „Anregbarkeit“ des Tragwerks durch ein Erdbeben abgeschätzt und die Beanspruchung berechnet werden.

Bei Tragwerken mit hoher Eigenfrequenz stellt sich als „Antwort“ die Freifeldbeschleunigung ein; bei sehr niedrigen Eigenfrequenzen kann die „Antwort“ kleiner werden als die Freifeldbeschleunigung. Die ungünstigsten Beanspruchungen ergeben sich bei Tragwerken mit einer Eigenfrequenz, die im Anregungsspektrum des Erdbebens liegt. In diesem Resonanzbereich können bei Stauanlagen in Abhängigkeit vom Untergrund bis zu zwei bis drei mal höhere Beschleunigungen auftreten als die Freifeldbeschleunigung.

4.1.4 Mitschwingende Wassermasse

Der Einfluss des schwingenden Wassers im Staubecken ist durch eine Wassermasse zu berücksichtigen, die mit der Sperre mitschwingt. Bei näherungsweise vertikaler wasserseitiger Oberfläche kann die mitschwingende Wassermasse wie folgt angesetzt werden:

$$M_w(z) = \frac{7 \cdot \gamma_w}{8 \cdot g} \sqrt{z \cdot h}$$

Eine geneigte wasserseitige Oberfläche darf durch Multiplikation der obenstehenden Gleichung mit dem Faktor $\sin^2 \alpha$ berücksichtigt werden.

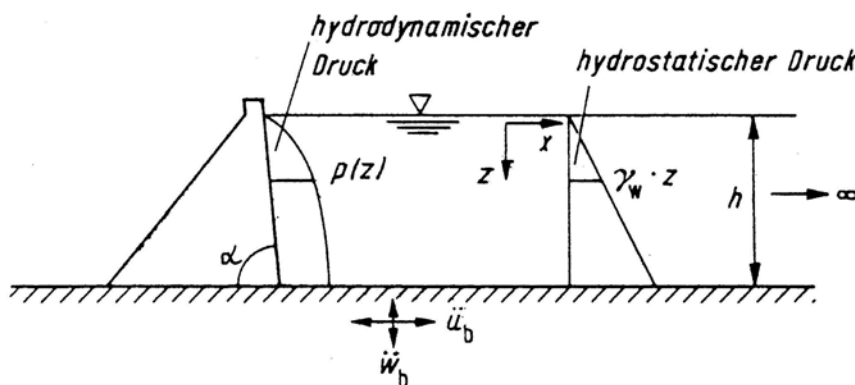


Abbildung 20: Ansatz einer mitschwingenden Wassermasse

Bei der dargestellten Vorgehensweise handelt es sich um eine Vereinfachung bzw. Modifikation der *Theorie von Westergaard*. Die Wechselwirkung zwischen Absperrbauwerk, Untergrund und Wasserkörper wird nur näherungsweise berücksichtigt. Beispielsweise wird von folgenden Vereinfachungen ausgegangen:

- Vernachlässigung von Oberflächenwellen
- Annahme eines unendlich langen, zweidimensionalen, rechteckförmigen Stauesees
- Erregerfrequenz ist kleiner als die Grundfrequenz des Stauesees
- Wasser ist nicht kompressibel

4.1.5 Verwerfungszonen

Standorte mit aktiven und „alten“ Verwerfungs- bzw. Störzonen sind zu vermeiden. Falls dies nicht möglich ist, sind weitergehende Untersuchungen erforderlich.

4.2 Erläuterung der Nachweisverfahren

4.2.1 Quasi-statische Berechnung

Quasi-statische Berechnungen stellen ein vergleichsweise wenig aufwändiges Verfahren zum Nachweis gegenüber Erdbebenbelastungen dar. Wie in Abschnitt 3.2.2.3 erläutert, dürfen quasi-statische Berechnungen bei Absperrbauwerken bis zu einer Höhe von 40 m angewandt werden. In der Regel liegen die Ergebnisse derartiger Berechnungen auf der sicheren Seite.

Zur Durchführung der Berechnungen ist eine Beschleunigung anzusetzen, die einheitlich auf die ganze Sperre wirkt. Die Höhe dieser Beschleunigung ist wie folgt geregelt:

Anmerkung: Der Begriff „Bodenbeschleunigung“ wurde DIN 19700-11 entnommen; für die Nachweise maßgebend ist der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung.

Talsperren der Klasse 1, Höhe des Absperrbauwerkes bis 40 m

Staumauern: 2,5-facher Wert der Bodenbeschleunigung
Staudämme: 1,0-facher Wert der Bodenbeschleunigung
jedoch Sedimentationsbecken: 1,5-facher Wert der Bodenbeschleunigung

Erläuterung:

Durch den Faktor 2,5 bei Staumauern wird berücksichtigt, dass die maßgebenden Eigenfrequenzen bei höheren Staumauern häufig im Bereich des Anregungsspektrums von Erdbeben liegen. Die dann auftretenden Resonanzeffekte werden durch diesen Faktor pauschal berücksichtigt.

Bei Staudämmen wird davon ausgegangen, dass die Eigenfrequenz des Dammes so niedrig ist, dass keine Resonanzeffekte auftreten. Anhand von Abbildung 18 ist erkennbar, dass der Ansatz des Faktors 1,0 gerechtfertigt ist, wenn die Eigenschwingdauer eines Dammes näherungsweise über 0,4 s liegt (bzw. die Eigenfrequenz unter 2,5 Hz).

Der Faktor 1,5 bei Sedimentationsbecken stellt einen zusätzlichen Sicherheitsfaktor dar, der berücksichtigen soll, dass bei einem Sedimentationsbecken z.T. keine eindeutigen Verhältnisse hinsichtlich der Geometrie und des Aufbaus des Absperrbauwerkes sowie hinsichtlich der Belastung vorliegen.

Talsperren der Klasse 2

1,0-facher Wert der Bodenbeschleunigung
jedoch Sedimentationsbecken: 1,5-facher Wert der Bodenbeschleunigung

Die Bodenbeschleunigung ist entsprechend Abschnitt 4.1.2 oder im Rahmen eines seismologischen Gutachtens festzulegen (siehe Abschnitt 4.1.3.1).

Die aus der Bodenbeschleunigung resultierenden Beanspruchungen werden durch Multiplikation der Masse des Bauwerks mit dieser Beschleunigung berechnet. Die Einwirkungsrichtungen sind entsprechend Tabelle 5 zu überlagern.

Die Beanspruchungen infolge Erdbeben sind mit den übrigen Beanspruchungen entsprechend Tabelle 2 und Tabelle 3 zu überlagern. Bei den Nachweisen der Tragsicherheit ist es zulässig, vereinfachte Rechenverfahren zu verwenden. Bei Staumauern dürfen die Nachweise an einem

Kragträgermodell geführt werden; bei Staudämmen dürfen Gleitkreisberechnungen sowie vereinfachte Gleitsicherheitsnachweise durchgeführt werden.

4.2.2 Dynamische Nachweisverfahren

4.2.2.1 Antwortspektrumsverfahren

Berechnungen mit der Antwortspektrumsmethode sind wirklichkeitsnäher als quasi-statische Berechnungen und ermöglichen ein genaueres Erfassen des Bauwerksverhaltens bei Erdbebenbelastung. Der Rechenaufwand ist größer. Berechnungen mit der Antwortspektrumsmethode werden angewandt, wenn die Anwendung quasi-statischer Berechnungen nicht mehr zulässig ist (Bauwerke mit einer Höhe von mehr als 40 m) oder wenn eine ausreichende Tragsicherheit mit quasi-statischen Berechnungen nicht bestätigt werden kann.

Tragwerke können als Schwingsysteme dargestellt werden. Sie sind jedoch keine Einmassenschwinger, sondern haben nahezu unendlich viele Schwingmöglichkeiten.

Erster Schritt bei Berechnungen mit dem Antwortspektrumsverfahren ist die Bestimmung des Eigenschwingverhaltens des Tragwerks. Bei Absperrbauwerken werden üblicherweise die ersten fünf Eigenformen und Eigenfrequenzen berechnet, da hieraus die maßgeblichen Beanspruchungen des Tragwerks resultieren.

Die Beispielberechnungen in der Anlage zeigen das Eigenschwingverhalten eines Dammes und einer Staumauer.

Für die berechneten Eigenfrequenzen kann die „Antwort“ aus dem Bemessungs-Antwortspektrum entnommen werden. Nachdem das Antwortspektrum nur für Einmassenschwinger gilt, müssen die Beschleunigungen für die einzelnen Massepunkte des Tragwerks mit einem speziellen Verfahren ermittelt werden.

$$b_{i,j} = b_i * \gamma_{i,j}$$

$$\gamma_{i,j} = \psi_{i,j} \frac{\sum_{j=1}^n m_j * \psi_{i,j}}{\sum_{j=1}^n m_j * \psi_{i,j}^2}$$

- i Ordnungszahl der betrachteten Eigenform
- j Nummer des Massepunktes
- $b_{i,j}$ Beschleunigungswert des Massepunktes j in der i -ten Eigenform
- b_i Beschleunigungswert in der i -ten Eigenform abgelesen aus dem Bemessungs-Antwortspektrum
- $\gamma_{i,j}$ Beiwert für das dynamische Verhalten in Abhängigkeit von der Eigenform
- $\psi_{i,j}$ normierte Auslenkung des Massepunktes j in der i -ten Eigenform
- n Anzahl der Massepunkte

Man erhält so für jeden Massepunkt des Tragwerks eine Beschleunigung, die als Belastung anzusetzen ist. Hieraus ergeben sich Querkräfte, Biegebeanspruchungen, Normalkräfte, Verformungen etc..

Die Einwirkungsrichtungen sind entsprechend Tabelle 5 zu überlagern. Bei Absperrbauwerken mit 3-dimensionalem Tragverhalten sind die horizontalen Einwirkungsrichtungen entsprechend dem Tragsystem sowie die Vertikalrichtung zu berücksichtigen.

Die Ermittlung der Beanspruchung (Schnittkräfte) ist für alle maßgebenden Eigenfrequenzen durchzuführen. Da nicht anzunehmen ist, dass die Größtbeschleunigungen der einzelnen Frequenzen zeitgleich auftreten, wird im Regelfall eine quadratische Überlagerung der Beanspruchungen wie folgt vorgenommen:

$$M_j = \sqrt{\sum_i M_{i,j}^2}$$

M_j Beanspruchung des Massepunktes j

$M_{i,j}$ Beanspruchung des Massepunktes j in der i -ten Eigenform

Die Beanspruchungen infolge Erdbeben sind mit den übrigen Beanspruchungen entsprechend Tabelle 2 und Tabelle 3 zu überlagern.

Üblicherweise werden die Berechnungen mit der Antwortspektrummethode als kontinuumsmechanische Berechnung (FE-Methode) durchgeführt.

4.2.2.2 Zeitschrittverfahren

Berechnungen mit dem Zeitschrittverfahren ermöglichen eine relativ genaue Abbildung des zeitlichen Verlaufs der Beanspruchung eines Bauwerks. Die Ergebnisse sind entsprechend genauer und in der Regel günstiger als bei Berechnungen mit der Antwortspektrummethode. Der Rechenaufwand ist jedoch deutlich höher. Derartige Berechnungen stellen die Ausnahme dar und werden üblicherweise nur angewandt, wenn bei Tragwerken mit einem nichtlinearen Materialverhalten eine wirklichkeitsnahe Tragwerksberechnung erforderlich ist oder wenn eine ausreichende Tragsicherheit mit einfacheren Nachweismethoden nicht bestätigt werden kann.

Bei einer Berechnung nach dem Zeitschrittverfahren muss die Erdbebenerregung in Form eines oder mehrerer Zeitverläufe der Bodenbeschleunigung gegeben sein.

In der Regel deckt ein an einem speziellen Standort tatsächlich aufgetretener Erdbebenzeitverlauf nicht das an diesem Standort grundsätzlich mögliche Frequenzspektrum eines Erdbebens ab. Es ist deshalb nicht zulässig, ausgehend von einem bekannten Erdbebenzeitverlauf, die Erdbebensicherheit eines Bauwerks nachzuweisen.

Üblicherweise wird der für den jeweiligen Standort charakteristische Erdbebenzeitverlauf künstlich generiert. Dies kann durch entsprechende Auswertung einer ausreichenden Anzahl tatsächlich aufgetretener Zeitverläufe erfolgen. Sofern für den jeweiligen Standort ein Bemessungs-Antwortspektrum als seismische Lastannahme gegeben ist, kann hieraus ein

repräsentativer Erdbebenzeitverlauf generiert werden. Wichtig hierbei ist, dass der Frequenzgehalt des Zeitverlaufs im wesentlichen mit dem des Bemessungsspektrums übereinstimmt. Falls von einem Bemessungs-Antwortspektrum mit effektiven Beschleunigungen ausgegangen wird (Regelfall), ist vorab mit dem Faktor $1/0,7$ eine Umrechnung des Spektrums auf Spitzenbeschleunigungen erforderlich. Die Länge des Zeitverlaufs ist standortabhängig, üblicherweise wird von 5 bis 10 Sekunden ausgegangen.

Die Beschleunigungen des für die Berechnungen zu verwendenden Zeitverlaufs werden in kleine Zeitschritte aufgeteilt, sodass innerhalb des einzelnen Zeitschrittes die Belastung nahezu konstant ist. Durch die Beschleunigung im ersten Zeitschritt erfährt die Konstruktion eine Auslenkung und auch eine Geschwindigkeit; im zweiten Zeitschritt werden durch die dazugehörige Beschleunigung die Geschwindigkeit und die Auslenkung vergrößert. Falls im dritten Zeitschritt die Beschleunigung sich umgekehrt hat, wird die Geschwindigkeit des Tragsystems kleiner, bis sie sich ebenfalls umkehrt. Durch eine Vielzahl von Rechenoperationen kann das tatsächliche Schwingverhalten eines solchen Tragsystems nachgerechnet werden. Die größten Schnittgrößen (oder Verformungen), die sich im Laufe der Zeitschritte ergeben, sind für die Beurteilung der Standsicherheit maßgebend.

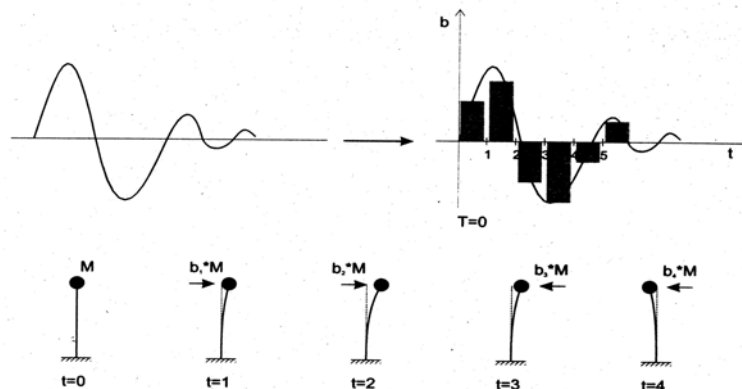


Abbildung 21: Prinzip des Zeitschrittverfahrens

Die Länge der einzelnen Zeitschritte sollte bei $1/100$ Sekunde liegen. Bei größeren Zeitschritten besteht die Gefahr, dass Beschleunigungsspitzen unberücksichtigt bleiben und die Beanspruchung durch das Beben unterschätzt wird.

Bei Zeitverlaufsberechnungen werden die Ränder des Rechenmodells mit dem maßgebenden Zeitverlauf angeregt. Es sind Zeitverläufe für horizontale und vertikale Erregungen zu berücksichtigen und die Beanspruchungen zu überlagern.

Berechnungen mit der Zeitverlaufsmethode und auch die Auswertung der Berechnungen sind sehr aufwändig. Zunächst muss mit einem speziellen Rechenprogramm (z.B. [41]) ein künstlicher Beschleunigungs-Zeitverlauf generiert werden, der dem vorgegebenen Bemessungsspektrum entspricht. Hiervon ausgehend werden mit einem geeigneten FE-Programm (z.B. [45]) die eigentlichen Nachweise durchgeführt.

Die folgende Abbildung zeigt ein Bemessungsspektrum und einen künstlich generierten Beschleunigung-Zeitverlauf, der diesem Bemessungsspektrum entspricht.

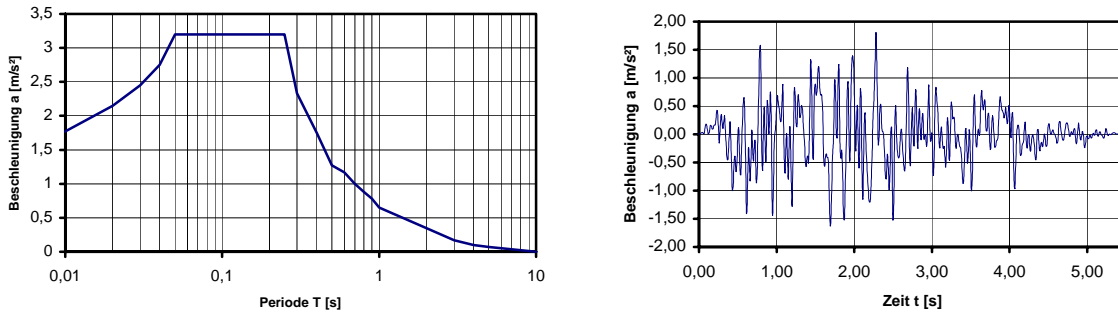


Abbildung 22: Bemesungsspektrum und entsprechender zugehöriger künstlich generierter Beschleunigungs-Zeitverlauf (Beispiel Urfttalsperre)

Rechnet man den Beschleunigungs-Zeitverlauf in ein Antwortspektrum zurück, muss dieses, wie in der folgenden Abbildung dargestellt, in etwa wieder dem ursprünglichen Bemesungsspektrum entsprechen.

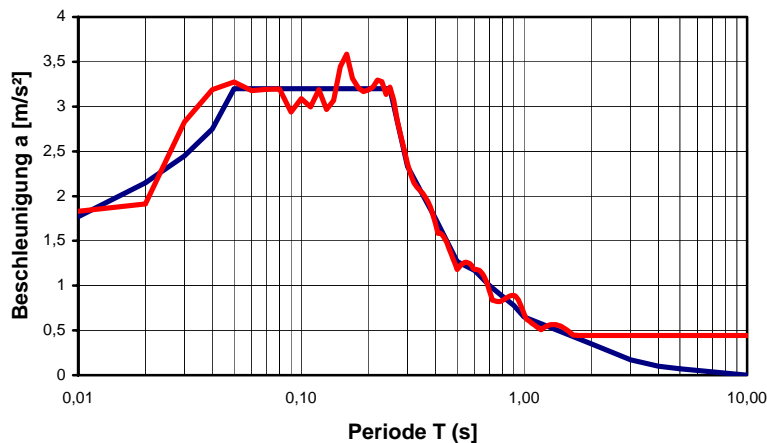


Abbildung 23: Vergleich des ursprünglichen Bemesungsspektrums mit dem Antwortspektrum entsprechend dem künstlich generierten Beschleunigungs-Zeitverlauf

4.2.2.3 Dekonvolutionsberechnung

Bei einer Modellierung des Tragwerks im Rahmen einer FE-Berechnung kann es durch das elastische Verhalten des Untergrundes bei der Berechnung der Beschleunigungswerte des Tragwerks zu einer Überschätzung der Beschleunigungen am Bauwerk und im Untergrund kommen. Es werden dann im Rahmen der dynamischen Berechnungen beispielsweise Beschleunigungen an der Geländeoberkante ermittelt, die höher sind als die vorgegebenen Freifeldbeschleunigungen im Bemesungsspektrum. Dies führt zu Ergebnissen, die zwar auf der sicheren Seite liegen, aber dementsprechend auch ungünstiger sind. Mittels einer sogenannten Dekonvolutionsberechnung besteht die Möglichkeit, das Bemesungsspektrum von der Geländeoberkante auf die Unterkante des verwendeten FE-Modells zu transformieren, sodass dann eine gute Übereinstimmung der Beschleunigungen an der Geländeoberkante mit den Freifeldbeschleunigungen des Bemesungsspektrums erreicht wird. Man erhält in Abhängigkeit vom Rechenmodell ein modifiziertes Antwortspektrum.

Dekonvolutionberechnungen können in Kombination mit Berechnungen nach der Antwortspektrummethode und bei Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt werden. Ziel der Berechnung ist die Erstellung eines rechenmodellspezifischen Antwortspektrums. In der Regel ergibt sich ein günstigeres Antwortspektrum, sodass eine derartige Berechnung sinnvoll sein kann, wenn mittels herkömmlicher Berechnungen eine ausreichende Tragsicherheit des Bauwerks nicht nachweisbar ist. Dekonvolutionsberechnungen sind vergleichsweise aufwändig und setzen entsprechende Fachkenntnisse voraus. Im Normalfall werden Dekonvolutionberechnungen nicht durchgeführt.

Abbildung 24 zeigt beispielhaft ein auf die Geländeoberkante bezogenes Bemessungsspektrum und das rechenmodellabhängige, durch Dekonvolutionsberechnung modifizierte Antwortspektrum.

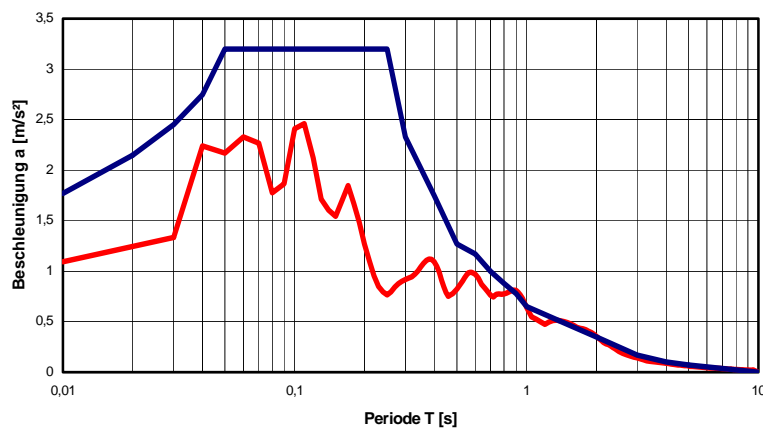


Abbildung 24: Bemessungsspektrum und durch Dekonvolutionsberechnung modifiziertes Antwortspektrum (Beispiel Ufittalsperre)

Die Durchführung von Dekonvolutionsberechnungen erfolgt mit speziellen Rechenprogrammen (z.B. [42]).

4.2.2.4 Berechnung an einem Blockmodell

Berechnungen an einem Blockmodell werden zur Abschätzung der Verformungen entlang einer Schwächezone oder eines Risses in einer Stauwand durchgeführt. Verformungen können hierbei in Form von Verschiebungen und/oder Kippbewegungen auftreten.

Risse oder Schwächezonen in einer Stauwand können entweder bereits vorhanden sein oder können infolge eines Erdbebens erwartet werden.

Meist werden Berechnungen an einem Blockmodell als Ergänzung zu Spannungsanalysen gemäß der Abschnitte 4.2.1, 4.2.2.1 und 4.2.2.2 durchgeführt. Zweck der Berechnungen ist es, in kritischen Bereichen mit bereits vorhandener oder rechnerischer Rissbildung die Tragsicherheit durch vertiefende Analysen zu verifizieren.

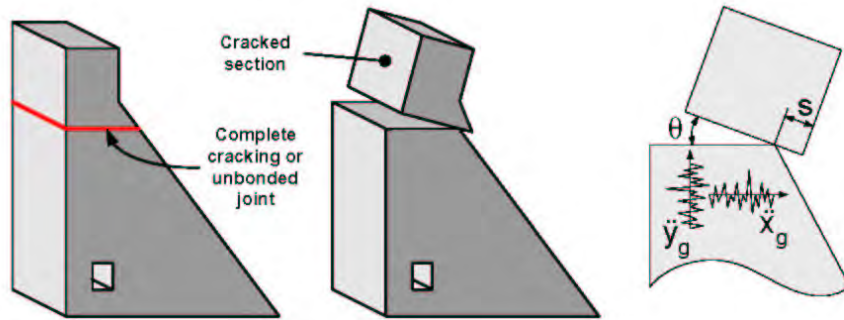


Abbildung 25: Verschiebungen (S) bzw. Kippbewegungen (θ) entlang eines Risses bei Erdbebenanregung (aus [44])

Unter Verwendung von Beschleunigungs-Zeitverläufen wird an einem Starrkörpermodell die Tiefe von klaffenden Fugen und ggf. der Drehwinkel bei Kippbewegungen oder die Größe von Verschiebungen berechnet.

Die Durchführung von Berechnungen an einem Blockmodell erfolgt mit speziellen Rechenprogrammen (z.B. [44]).

4.3 Nachweise bei Staudämmen Grundsätze der Berechnung, Besonderheiten

Die Beanspruchungen infolge Erdbeben sind mit den übrigen Beanspruchungen entsprechend Tabelle 2 zu überlagern. Die Tragsicherheit ist entsprechend der Vorgaben in DIN 19700 nachzuweisen (siehe hierzu Abschnitt 3.1.2.3).

Bei der Ermittlung der Beanspruchung infolge Erdbeben sind folgende Grundsätze zu beachten:

Materialverhalten

- Die Flexibilität des Untergrundes (Verformungsverhalten) ist zu berücksichtigen.
- Es ist von dynamischen Elastizitätsmodulen auszugehen. Diese werden üblicherweise von einem Geologen vorgegeben oder können entsprechender Literatur entnommen werden.
- Der Untergrund ist ohne Masse anzusetzen.
- Bei der Berechnung des Eigenschwingverhaltens darf in der Regel von linear-elastischem Materialverhalten ausgegangen werden.
- Folgende Materialdämpfung ist für das Dammschüttmaterial anzusetzen:
 Betriebserdbeben: $\delta = 5\%$
 Bemessungserdbeben: $\delta = 10\%$

Hinweis: Die aufgeführten Anmerkungen zum Materialverhalten sind für die vereinfachten, quasi-statischen Berechnungen nicht relevant.

Erdbebenanregung

- Bei den Berechnungen sind effektive Beschleunigungswerte zu verwenden (siehe Abschnitt 4.1); (Ausnahme: Zeitschrittverfahren).
- Die Horizontalbeschleunigung ist senkrecht zur Dammmachse wirkend anzunehmen. Die Beschleunigungswerte sind zur Berücksichtigung der horizontalen Einwirkungen in zwei zueinander senkrechten Richtungen bei Talsperren der Klasse 1 mit dem Faktor 1,1 zu erhöhen (siehe Abschnitt 4.1.1).
- Bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 1 sind die vertikalen Beschleunigungen zu berücksichtigen.

Auswirkungen durch das Wasser im Stauraum

- Wegen der wasserseitigen Neigung der Dammoberfläche ergeben sich nur kleine mitschwingende Wassermassen (vgl. Abschnitt 4.1.4), die bei Dämmen vernachlässigt werden dürfen.
- Durch die vertikalen Beschleunigungen des Beckenbodens vergrößert bzw. verringert sich die effektive Wichte des Wassers. Hieraus resultiert eine entsprechende Vergrößerung bzw. Reduzierung des horizontalen und des vertikalen Wasserdruckes. Eine Berücksichtigung dieses Effekts ist jedoch in der Regel nicht erforderlich, da die Höchstwerte der horizontalen und der vertikalen Beschleunigungen normalerweise nicht zusammenfallen und die Auswirkungen deshalb gering sind.

Zusätzlich sind bei Staudämmen folgende Kriterien zu überprüfen:

Bodenverflüssigung

Bei Dämmen ist neben der Erstellung von Tragsicherheitsnachweisen im Lastfall Erdbeben zusätzlich zu überprüfen, ob die Gefahr einer Bodenverflüssigung gegeben ist.

Insbesondere gleichförmige und feine Sande neigen bei Erschütterungen zum Verlust der Scherfestigkeit. Diese Gefahr wächst mit der Dauer und Intensität des Erdbebens, mit dem Wassergehalt und nimmt mit der Lagerungsdichte des Sandes ab. Infolge der Erschütterungen bei einem Erdbeben kommt es zu geringfügigen Verdichtungen des Materials. Diese Volumenverkleinerung führt zu einem Porenwasserdruckanstieg, der infolge der relativ großen Belastungsgeschwindigkeit nur unzureichend durch Abströmen des Wassers abgebaut werden kann. Dies führt zu einem Abbau der effektiven Spannungen, sodass die Körner im Extremfall im Porenwasser „schwimmen“.

Die Vorgehensweise zur Überprüfung der Gefahr einer Bodenverflüssigung ist in [9] erläutert. Grundsätzlich gefährdet sind Sande mit Kornverteilungskurven im Bereich der Zone 2 entsprechend folgender Abbildung. Ungünstig sind zudem eine lockere Lagerung und wassergesättigtes Material.

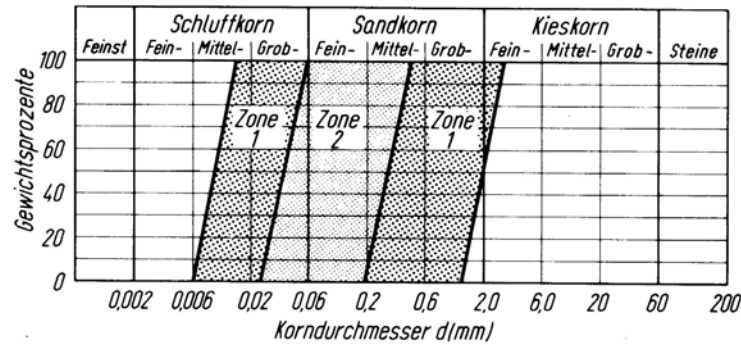


Abbildung 26: Verflüssigungsgefährdete Kornverteilungsbereiche

Falls die Gefahr einer Bodenverflüssigung nicht ausgeschlossen werden kann, sind weiterführende Berechnungen in Verbindung mit zusätzlichen Material- bzw. Felduntersuchungen erforderlich. Ein Baugrundgutachter ist dann hinzuzuziehen.

Verformungen

Bei Dämmen ist zusätzlich abzuschätzen, ob die bei einem Erdbeben auftretenden Verformungen zu Beeinträchtigungen der Zuverlässigkeit des Dammes führen können. Die Abschätzung erfolgt mit folgender Zielsetzung:

- Ein Überströmen des Dammes muss vermieden werden.
- Die Gefahr innerer Erosion ist auszuschließen.
- Die Tragsicherheit muss auch im verformten Zustand gewährleistet sein.

Bei Dämmen mit ausreichender Tragsicherheit gemäß Abschnitt 3 (potentielle Gleitkörper sind stabil bzw. es ist kein Abrutschen von Dammmaterial zu erwarten) kann auf rechnerische Nachweise der Verformungen verzichtet werden. Eine Beurteilung von ggf. vorhandenen Dichtungselementen ist aber in jedem Fall erforderlich (siehe hierzu auch Abschnitt 4.5.2).

Für den Fall, dass die Tragsicherheitsnachweise ergeben haben, dass im Erdbebenfall instabile Gleitkörper vorhanden sind, ist eine Berechnung der zu erwartenden Gleitverschiebungen erforderlich. Die Auswirkungen dieser Verschiebungen auf das Bauwerk sind dann zu beurteilen.

Ein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung der zu erwartenden Gleitverschiebungen ist in [32] angegeben. Zudem sind Berechnungen unter Berücksichtigung von Zeitverläufen möglich.

4.4 Nachweise bei Staumauern

Grundsätze der Berechnung, Besonderheiten

Die Beanspruchungen infolge Erdbeben sind mit den übrigen Beanspruchungen entsprechend Tabelle 3 zu überlagern. Die Tragsicherheit ist entsprechend der Vorgaben in DIN 19700 nachzuweisen (siehe hierzu Abschnitt 3.1.2.4)

Bei der Ermittlung der Beanspruchung infolge Erdbeben sind folgende Grundsätze zu beachten:

Materialverhalten

- Die Flexibilität des Untergrundes (Verformungsverhalten) ist zu berücksichtigen.
- Es ist von dynamischen Elastizitätsmodulen auszugehen. Diese werden üblicherweise von einem Geologen vorgegeben oder können entsprechender Literatur entnommen werden.
- Der Untergrund ist ohne Masse anzusetzen.
- Bei der Berechnung des Eigenschwingverhaltens darf in der Regel von linear-elastischem Materialverhalten ausgegangen werden.
- Folgende Materialdämpfung ist für Beton und Bruchsteinmauern anzusetzen:
Betriebserdbeben: $\delta = 5\%$
Bemessungserdbeben: $\delta = 10\%$

Hinweis: Die aufgeführten Anmerkungen zum Materialverhalten sind für die vereinfachten, quasi-statischen Berechnungen nicht relevant.

Erdbebenanregung

- Bei den Berechnungen sind effektive Beschleunigungswerte zu verwenden (siehe Abschnitt 4.1); (Ausnahme: Zeitschrittverfahren).
- Bei Sperren mit zweidimensionalem Tragverhalten ist die Horizontalbeschleunigung senkrecht zur Mauerachse wirkend anzunehmen. Die Beschleunigungswerte sind zur Berücksichtigung der horizontalen Einwirkungen bei Talsperren der Klasse 1 in zwei zueinander senkrechten Richtungen mit dem Faktor 1,1 zu erhöhen (siehe Abschnitt 4.1.1).
- Bei Sperren mit dreidimensionalem Tragverhalten sind Beschleunigungen entsprechend dem Tragsystem in zwei horizontalen Richtungen gleichzeitig wirkend anzusetzen.
- Bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 1 sind die vertikalen Beschleunigungen zu berücksichtigen.

Auswirkungen durch das Wasser im Stauraum

- Die mitschwingende Wassermasse ist entsprechend Abschnitt 4.1.4 zu berücksichtigen. Dies gilt sowohl bei der Berechnung des Eigenschwingverhaltens als auch bei der Berechnung der Bauwerksbeanspruchung. Die mitschwingende Wassermasse ist in horizontaler Richtung wirkend anzunehmen.
- Durch die vertikalen Beschleunigungen des Beckenbodens vergrößert bzw. verringert sich die effektive Wichte des Wassers. Hieraus resultiert eine entsprechende Vergrößerung bzw. Reduzierung des horizontalen Wasserdruckes. Eine Berücksichtigung dieses Effekts ist jedoch in der Regel nicht erforderlich, da die Höchstwerte der horizontalen und der vertikalen Beschleunigungen normalerweise nicht zusammenfallen und die Auswirkungen deshalb gering sind.
- Entstehen infolge der Erdbebeneinwirkungen Risse an der Wasserseite der Staumauer, darf im Bereich dieser Risse von einem Porenwasserdruck ausgegangen werden, der dem Porenwasserdruck vor dem Erdbebenereignis entspricht.
Anmerkung: Hierzu gibt es in der entsprechenden Fachliteratur unterschiedliche Auffassungen: Teilweise wird davon ausgegangen, dass in einem Riss der volle hydrostatische Druck anzunehmen ist, teilweise wird aber auch vom Gegenteil

ausgegangen, nämlich dass durch das Öffnen des Risses eine Entspannung des Porendruckes auf 0 stattfindet und sich in der kurzen Öffnungsphase des (schmalen) Risses kein neuer Porenwasserdruck aufbauen kann. Fundierte Kenntnisse zu dieser Thematik existieren derzeit nicht.

4.5 Nachweis der Einzelbauwerke und –bauteile, Staubecken

4.5.1 Anforderungen

Wie in Abschnitt 3.2.4 erläutert, sind entsprechend DIN 19700 Erdbebennachweise für Einzelbauteile und –bauwerke dann erforderlich, wenn bei deren Versagen Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit des Absperrbauwerkes entstehen. Gleiches gilt sinngemäß für Staubeckenhänge und Böschungen.

4.5.2 Dichtungselemente

Die Auswirkungen von Erdbebeneinwirkungen auf Dichtungselemente sowie auf die Anschlüsse der Dichtungselemente an andere Bauteile sind zu beurteilen. Dies gilt insbesondere für Oberflächen- und Innendichtungen bei Staudämmen.

Von Bedeutung in diesem Zusammenhang sind die zu erwartenden Verformungen eines Dammes bei einem Erdbebenereignis.

4.5.3 Hochwasserentlastungsturm und Wasserentnahmeturm

Erdbebennachweise für Hochwasserentlastungstürme und Wasserentnahmetürme sind erforderlich,

- wenn der Turm für die Entleerung der Talsperre notwendig ist oder
- wenn der Einsturz des Turmes zu einem Schaden am Absperrbauwerk führen könnte.

Gleiches gilt sinngemäß für Schiebertürme, wie sie bei Intze-Mauern zu finden sind.

In der Regel ist es ausreichend, Erdbebennachweise für ein gefülltes Staubecken zu führen.

Je nach Bewirtschaftung der Anlage sind die Nachweise ggf. für einen gefüllten und/oder leeren Turm zu führen.

Erdbebennachweise für Wasserentnahmetürme werden üblicherweise mit dem Antwortspektrumsverfahren (siehe auch Abschnitt 4.2.2.1) durchgeführt. Nachweise mit dem Zeitschrittverfahren sind ebenso möglich.

Im folgenden wird die Vorgehensweise bei Anwendung des Antwortspektrumsverfahrens kurz dargestellt:

- Abbildung des Entnahmeturmes in einem Rechenmodell (Geometrie, Materialkennwerte etc.)
- Ermittlung der mitschwingenden Wassermassen

- Berechnung des Eigenschwingverhaltens des Entnahmeturms unter Berücksichtigung der mitschwingenden Wassermassen
- Berechnung der Beanspruchungen unter Verwendung eines Bemessungs-Antwortspektrums

Der Einfluss der mit dem Bauwerk mitschwingenden Wassermasse ist zu berücksichtigen. Hierbei ist zu unterscheiden zwischen den äußeren und den inneren Wassermassen.

Die äußeren Wassermassen können stark vereinfacht nach *Westergaard* (siehe Abschnitt 4.1.4) angesetzt werden. Dieser Ansatz liegt in der Regel weit auf der sicheren Seite. Ein genaueres, sehr aufwändiges Verfahren ist für zylinderförmige Türme in [22] dargestellt. Das Verfahren berücksichtigt die strömungsmechanisch günstigere Geometrie eines zylindrischen Turmes verglichen mit der Annahme einer unendlich langen Wand gemäß *Westergaard*. Wegen der Komplexität des Verfahrens wird auf eine genauere Erläuterung hier verzichtet.

Die Berücksichtigung einer Belastung aus dem inneren Wasserdruck (bei gefülltem Turm) erfolgt ebenfalls durch den Ansatz von mitschwingenden Wassermassen.

Wird ein Flüssigkeitsbehälter (z.B. Entnahmeturm) durch ein Erdbeben angeregt, entsteht in diesem Behälter infolge der Trägheit der Flüssigkeit ein impulsiver Druckanteil und durch das Schwappen der Flüssigkeitsoberfläche ein konvektiver Druckanteil. Die mitschwingenden Wassermassen werden dementsprechend in zwei Anteile unterteilt, nämlich in die impulsive Masse und die konvektive Masse.

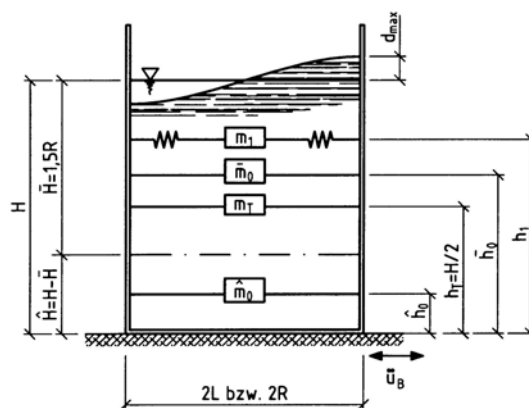


Abbildung 27: Wassermassen in einem Behälter (aus [24]); hierbei bedeuten:
 \hat{m}_0 / m_0 impulsive Wassermasse, „gehalten“ / „bewegt“
 m_1 konvektive Wassermasse
 m_T Masse des Behälters

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der mitschwingenden Wassermassen ist in [24] entsprechend dem Näherungsverfahren von *Housner* ausführlich dargestellt und wird hier nicht näher erläutert.

4.5.4 Rohrleitungen zur Entleerung der Stauanlage

4.5.4.1 Im Beton/Mauerwerk eingebettete Rohrleitung

Das Schwingverhalten von Rohrleitungen, die im Beton oder im Mauerwerk einer Staumauer eingebettet sind, entspricht dem Schwingverhalten der Staumauer. Die Erstellung dynamischer Berechnungen für die Rohrleitungen ist somit nicht erforderlich.

Die Auswirkungen von Erdbeben auf die Rohrleitungen sind anhand der Erdbebennachweise für die Staumauer abzuschätzen.

4.5.4.2 In einem Stollen verlegte Rohrleitung

Bei Rohrleitungen, die in einem Stollen verlegt sind, entsteht durch die Horizontal- und die Vertikalbeschleunigungen bei einem Erdbeben eine Beanspruchung der Rohrleitungen. Die Höhe der Beanspruchung hängt davon ab, inwieweit die Rohrleitungen bei einem Erdbeben zum Schwingen angeregt werden können. Die Anregbarkeit hängt vom Eigenschwingverhalten der Rohrleitungen ab und dieses wiederum

- vom Material der Rohrleitungen
- den Lagerbedingungen (Stützweite, starre oder elastische Lagerung) und
- dem Füllungsgrad der Rohrleitungen.

Es ist damit zunächst eine Abschätzung des Eigenschwingverhaltens (Eigenfrequenz) erforderlich.

Bei starr auf Betonsockeln gelagerten Stahlrohrleitungen mit größerem Durchmesser und biegefesten Verbindungen der einzelnen Rohrabschnitte liegt die maßgebende Eigenfrequenz in der Regel über dem Frequenzspektrum des Erdbebens. Es ist dann ausreichend, als Beanspruchung den Bemessungswert der Bodenbeschleunigung anzusetzen.

Bei anderen Verhältnissen (GFK-Rohre, elastische Lagerung, kleiner Rohrdurchmesser etc.) kann eine rechnerische Ermittlung der maßgebenden Eigenfrequenz erforderlich werden. In Abhängigkeit von der Eigenfrequenz kann dann z.B. mit der Antwortspektrummethode eine genauere Ermittlung der anzusetzenden Beschleunigung durchgeführt werden.

Bei den eigentlichen Tragsicherheitsnachweisen ist es üblicherweise ausreichend,

- die Beanspruchung der Rohrleitung,
- die Befestigung der Rohrleitung auf den Lagern und
- die Tragsicherheit der Rohrlager (Kippen etc.)

zu überprüfen.

In der Regel ergibt sich bei gefüllter Rohrleitung eine ungünstigere Beanspruchung als bei leerer Rohrleitung. Unter Berücksichtigung des zu erwartenden Eigenschwingverhaltens der Rohrleitung kann dies abgeschätzt werden. Ggf. kann auf Nachweise mit leerer Rohrleitung verzichtet werden.

4.5.5 Stützwände

Infolge eines Erdbebens können sich Vergrößerungen des auf ein Bauwerk wirkenden Erddrucks ergeben. Im wesentlichen resultieren diese Vergrößerungen aus den horizontalen Bodenbeschleunigungen während eines Bebens.

Zu berücksichtigen ist, dass bei der Ermittlung des Erddruckes unterhalb des Wasserspiegels die auftretende Bodenbeschleunigung auch auf die Masse des in den Poren des Bodens eingeschlossenen Wassers wirkt.

Eine Berechnungsmöglichkeit ist in [9] dargestellt.

4.5.6 Staubeckenhänge

In der Regel ist eine qualitative Beurteilung der Verhältnisse ausreichend. Die Erstellung von Erdbebennachweisen für die Staubeckenhänge kann jedoch bei ungünstigen geologischen Verhältnissen (steile Hänge, ungünstiges Trennflächengefüge etc.) erforderlich werden. Im Zweifelsfall ist ein mit den örtlichen Verhältnissen vertrauter Geologe hinzuzuziehen.

4.5.7 Stollen, Hohlraumbauten

4.5.7.1 Stollen, Hohlraumbauten innerhalb einer Staumauer oder im Fels

Bei Stollen oder anderen Hohlraumbauten innerhalb einer Staumauer oder im Fels kann in der Regel auf die Erstellung von Erdbebennachweisen verzichtet werden. Bei sehr ungünstigen geologischen Verhältnissen (ausgeprägte Trennflächen im Bereich der Bauwerke) ist im Zweifelsfall ein mit den örtlichen Verhältnissen vertrauter Geologe hinzuzuziehen.

4.5.7.2 Stollen, Hohlraumbauten innerhalb eines Staudammes oder im Lockergestein

Bei Stollen oder anderen Hohlraumbauten innerhalb eines Staudammes oder im Lockergestein ergeben sich infolge der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen während eines Erdbebens erhöhte Beanspruchungen.

Nachweise bzw. Abschätzungen der entstehenden Beanspruchungen sind erforderlich. Als maßgebende Beschleunigung kann vom Bemessungswert der Bodenbeschleunigung ausgegangen werden.

Infolge der vertikalen Beschleunigungen ergibt sich eine Vergrößerung bzw. Reduzierung der vertikalen Bodenspannungen und damit auch eine veränderte Belastung des Bauwerks. Horizontale Beschleunigungen können zu einer einseitigen Belastung des Bauwerks führen.

5 Glossar

Antwortspektrum

Ein Antwortspektrum gibt die maximale Amplitude (Geschwindigkeit, Beschleunigung, Verformung) von Einmassenschwingern auf eine transiente Bodenbewegung bei vorgegebener Dämpfung wieder. Eine ausführliche Erläuterung ist in Abschnitt 4.1.3.2 enthalten.

Bemessungsspektrum

Ein Bemessungsspektrum repräsentiert eine Vielzahl von Antwortspektren und stellt normalerweise deren Einhüllende dar. Je nach Berechnungsverfahren dienen Bemessungsspektren als Grundlage für die Tragsicherheitsnachweise bei Erdbebenbeanspruchung. Eine ausführliche Erläuterung ist in Abschnitt 4.1.3.2 enthalten.

Bemessungswert der Bodenbeschleunigung

Rechenwert der Bodenbeschleunigung für die Erstellung von Tragsicherheitsnachweisen. Eine ergänzende Erläuterung ist in Abschnitt 4.1.1 enthalten.

Bodenbeschleunigung

An der Geländeoberfläche auftretende Beschleunigung infolge eines Erdbebens.

Bodenspitzenbeschleunigung

Die maximale während eines Erdbebens auftretende Bodenbeschleunigung. Bei Berechnungen mit dem Zeitschrittverfahren wird von Bodenspitzenbeschleunigungen ausgegangen.

Dislokation

Die relative Bewegung zweier Gesteinsschollen entlang einer Verwerfung bei einem Erdbeben, meistens in Zentimetern oder Metern angegeben.

Effektive Beschleunigung

Bei den Bodenspitzenbeschleunigungen handelt es sich wegen der kurzen in Deutschland auftretenden Wirkungsdauer eines Erdbebens um Einzelwerte, die wegen ihres vergleichsweise geringen Energiegehaltes in der Regel nicht maßgebend für die Tragsicherheitsnachweise eines Bauwerkes sind. Bei quasi-statischen Berechnungen und bei Berechnungen mit dem Antwortspektrumsverfahren wird deshalb von effektiven Beschleunigungen ausgegangen. Die effektive Beschleunigung kann aus der Bodenspitzenbeschleunigung durch einen Faktor in der Größenordnung von etwa 0,7 abgeleitet werden.

Epizentrum

Der Punkt an der Erdoberfläche direkt über dem Hypozentrum.

Extensionales Regime

Tektonische Verhältnisse, bei denen die Erdkruste durch Konvektionsströme im Erdmantel gedehnt wird. Die Erdkruste reagiert darauf häufig mit Zerbrechen in einzelne Schollen und Kippung dieser Schollen. Die Niederrheinische Bucht ist ein Gebiet mit extensionalem (Spannungs-) Regime.

Freifeldbeschleunigung

An der Geländeoberfläche auftretende maximale effektive Beschleunigung infolge eines Erdbebens. Die Freifeldbeschleunigung wird auch als Grundbeschleunigung bezeichnet.

Grundbeschleunigung

siehe Freifeldbeschleunigung.

Herd

Identisch mit Herdfläche. Der Flächenanteil einer Verwerfung, an dem bei einem Erdbeben ein Versatz stattfindet und von dem seismische Wellen abgestrahlt werden.

Hypozentrum

Der Punkt im Erdinneren, an dem bei einem Erdbeben die Verschiebung (Dislokation) der Gesteinsschollen beginnt. Vom Hypozentrum aus breitet sich der Verschiebungsvorgang entlang der Verwerfung über die Herdfläche aus.

Intensität

Ein Maß für die Bodenbewegung, das aus den Schäden an Gebäuden, Veränderungen der Erdoberfläche und den Beobachtungen von Menschen ermittelt wird. Die Intensität ist u.a. von der Beschaffenheit des Untergrundes und von der Entfernung zum Epizentrum abhängig. Es gibt viele Intensitätsskalen, die meisten sind zwölfstufig. In Mitteleuropa wird derzeit vorwiegend die Skala EMS 98 verwendet.

Konvektionsströmung

Langsame Massenbewegungen im Erdmantel mit Geschwindigkeiten von einigen Zentimetern pro Jahr. Der Erdmantel wird von unten durch den flüssigen Erdkern aufgeheizt und reagiert darauf mit plastisch zähfließenden Konvektionsbewegungen, analog zu Wasser in einem Kochtopf auf einer heißen Kochplatte.

Longitudinalwellen

Seismische Wellen in Flüssigkeiten, Gasen oder im Gestein, bei denen sich die schwingenden Teilchen des Ausbreitungsmediums in Ausbreitungsrichtung bewegen. Sie haben die höchste Geschwindigkeit aller Wellentypen, deshalb auch P-Wellen genannt (P für „Primär“).

Magnitude

Maß für die Stärke eines Erdbebens. Es gibt verschiedene Magnitudenskalen, u.a. die lokale (Richter-) Magnitude M_L und die Oberflächenwellenmagnitude M_S . Die Magnitudenwerte werden berechnet aus dem Logarithmus der maximalen Bodenbewegung eines Wellentyps und einem Korrekturterm für die Entfernung zum Epizentrum. Eine neuere Magnitudenskala ist die Momentmagnitude M_W . Sie wird aus dem Produkt der Herdfläche, der Dislokation und der Scherfestigkeit des umgebenden Gesteins berechnet.

Oberflächenwellen

Wellenarten, die sich nur entlang der Erdoberfläche bewegen. Der eine Typ – Rayleigh-Wellen – ähnelt Wasserwellen. Die Teilchen des Ausbreitungsmediums bewegen sich ellipsenförmig in vertikaler und in Ausbreitungsrichtung. Bei dem anderen Typ – Love-Wellen – bewegen sie sich senkrecht zur Ausbreitungsrichtung. Die Geschwindigkeit beider Wellentypen ist geringer als die von P- und S-Wellen.

Paläobeben

Erdbeben, die weder instrumentell registriert noch in historischen Quellen beschrieben wurden, für die es aber Hinweise geologischer Art gibt. Diese sind häufig scharfe Versätze von Schichtungen an einer Verwerfung oder Spuren von Bodenverflüssigungen.

Poissonverteilung

Statistische Verteilung, mit der sich das statistische Verhalten vieler physikalischer Phänomene näherungsweise beschreiben lässt. Eine der Voraussetzungen für ihre Verwendung ist, dass die einzelnen Ereignisse unabhängig voneinander auftreten – in diesem Fall, dass die Erdbeben sich gegenseitig nicht bezüglich des Zeitpunktes ihres Auftretens und ihrer Stärke beeinflussen. Diese Voraussetzung ist in vielen Gebieten über längere Zeiträume annähernd erfüllt. Nicht anwendbar ist die Verteilung u.a. bei Nachbeben oder durch Spannungsumlagerungen getriggerten Beben in der Nachbarschaft eines stärkeren Bebens.

Saturationseffekt

Die Erscheinung, dass die Berechnung der Magnitude aus Seismogrammen bei sehr starken Beben ab einem Saturationswert keine höheren Werte mehr ergibt, wenn die Herdfläche und die Dislokation noch weiter anwachsen. Typisches Beispiel ist die lokale Magnitude M_L , deren Berechnungsverfahren auch bei sehr starken Beben nicht zu höheren Werten als etwa 6,5 führt. Der Saturationseffekt ist einer der Gründe für die Einführung der Momentmagnitude, die einen solchen Effekt nicht aufweist.

Subduktionszone

Langgestreckte, schmale Zonen der Erde, an denen durch die Konvektionsbewegungen im Erdmantel eine Platte der Erdkruste unter eine andere geschoben wird. Die abtauchende Platte ist fast immer ozeanisch, die aufgeschobene Platte kontinental. Beispiele sind die Ränder des Pazifischen Ozeans oder im Indischen Ozean der Bereich vor den Inseln Sumatra und Java. In diesen Gebieten finden weltweit die stärksten Erdbeben statt.

Transiente Bodenbewegung

Durchgang von Erdbebenwellen an einem Ort. Der Begriff „transient“ weist darauf hin, dass die Bodenbewegung nur eine bestimmte Zeit lang andauert.

Transversalwellen

Seismische Wellen im Gestein, bei denen sich die schwingenden Teilchen des Ausbreitungsmediums senkrecht zur Ausbreitungsrichtung bewegen. Ihre Geschwindigkeit ist geringer als die der Longitudinalwellen, sie treffen später ein und werden deshalb auch S-Wellen genannt (S für „Sekundär“). Sie können sich nicht durch Flüssigkeiten oder Gase fortbewegen.

Wiederkehrperiode

Die Wiederkehrperiode eines Erdbebens bezeichnet den Zeitraum, in dem das Ereignis statistisch einmal auftritt.

6 Literatur und Rechenprogramme

6.1 Literatur

- [1] Abrahamczyk, L., Langhammer, T., Schwarz, J.: Erdbebengebiete der Bundesrepublik Deutschland – eine statistische Auswertung; Bautechnik August 2005, Seiten 500 bis 507
- [2] Ambraseys, N. N. & Bommer, J. J. (1991): The Attenuation of Ground Accelerations in Europe. – Earthquake Eng. Struct. Dyn. 20: 1179-1202.
- [3] Cornell, C.A. (1994): Statistical analysis of maximum magnitudes. – In: The Earthquakes of Stable Continental Regions, Vol. 1: Assessment of Large Earthquake Potential, Electric Power Research Institute Report TR-102261-V1.
- [4] Day, R. W. (2002): Geotechnical Earthquake Engineering Handbook, pp. 5.33-5.41. – McGraw-Hill.
- [5] DIN 4149:2005-04: Bauten in deutschen Erdbebengebieten. – Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.; Berlin (Beuth-Verlag)
- [6] DIN 19700-10 bis DIN 19700-15:2004: Stauanlagen. – Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.; Berlin (Beuth-Verlag).
- [7] DIN EN 1998-1:2006-04: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004. – 69 S; Berlin (Beuth).
- [8] Flesch, R.: Baudynamik praxisgercht Band 1 und Band 2, Bauverlag, 1997
- [9] Grundbau Taschenbuch Teil 1, Verlag Ernst & Sohn
- [10] Grünthal, G. (Hrsg., 1998): European Macroseismic Scale 1998. – Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie 15: 99 S.; Luxembourg.
- [11] Gutenberg, B. & Richter, C.F. (1954): Seismicity of the Earth and Associated Phenomena. – 2. Aufl., 310 S.; Princeton, N. J. (Princeton Univ. Press).
- [12] Hanks, Th.C. & Kanamori, H. (1979): A moment magnitude scale. – J. Geophys. Res. 84: 2348-2350.
- [13] Holmes, W.T. (2000): The 1997 NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. – Earthquake Spectra 16 (1): 101-114.
- [14] Hosser, D. (1987): Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke. – Bauingenieur 62: 565-574.
- [15] ICOLD: Bulletin 52; Earthquake analysis procedures for dams; 1986
- [16] Joyner, W.B. & Boore, D.M. (1981): Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake. – Bull. Seismol. Soc. Am. 71 (6): 2011-2038.
- [17] Keintzel, E. (2005): Über den Weg zur neuen Erdbebennorm DIN 4149:2005-04. Bautechnik 82, H.8, S. 475-485
- [18] Kramer, St.L., 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. – 653 S.; Upper Saddle River, N. J. (Prentice Hall).
- [19] Lehmann, K., Klostermann, J. & Pelzing, R. (2001): Paleoseismological investigations at the Rurrand fault, Lower Rhine Embayment. – Netherlands Journal of Geosciences / Geologie en Mijnbouw 80 (3/4): 139-154.
- [20] Leydecker, G. (2005): Erdbebenkatalog für die Bundesrepublik Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 –2004. – Datenfile: www.bgr.de/quakecat; Bundesanst. f. Geowiss. U. Rohstoffe (BGR), Hannover.

- [21] Leyendecker, E. V., Hunt, R. J., Frankel, A. D. & Rukstales, K. S. (2000): Development of Maximum Considered Earthquake Ground Motion Maps. – *Earthquake Spectra* 16 (1): 21-38.
- [22] Liaw, C-Y., Chopra, Anil K.: Dynamics of towers surrounded by water; *Earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 3, 33-49, John Wiley & Sons Ltd.; 1974
- [23] Meidow, 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. - Diss. Univ. Köln; 305 S.
- [24] Meskouris, K.: *Baudynamik*, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1998
- [25] Murphy, J. R. & O'Brien, L. J. (1977): The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters. - *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 67: 877 – 915.
- [26] Pelzing, R. (1994): Source parameters of the 1992 Roermond earthquake, the Netherlands, and some of its aftershocks recorded at the stations of the Geological Survey of Northrhine-Westphalia. – *Geologie en Mijnbouw* 73 (2-4): 215-223.
- [27] Pelzing, R., Lehmann, K. & Klostermann, J. (2000): Paläoseismologische Untersuchungen an der Rurrand-Verwerfung, Niederrheinische Bucht. D-A-CH-Mitteilungsblatt 19 (3): 8-10.
- [28] Pelzing, R. & Lehmann, K. & Klostermann, J. (2000b): Paleoseismological investigations at the Rurrand Fault, Lower Rhine Embayment, Germany. – In: PALEOSIS – Evaluation of the Potential for Large Earthquakes in Regions of Present Day Low Seismicity Activity in Europe. Final report, project no. ENV4-CT97-0578: 57-70, 7 Abb.; Bruxelles (Commission of the European Communities, DG XII for Science, Research, and Development).
- [29] Reiter, L. (1990): *Earthquake Hazard Analysis – Issues and Insights*, pp. 80-82. – Columbia University Press.
- [30] Schwarz, J. (1998): Festlegung effektiver Beschleunigungen für probabilistische Erdbebenzonenkarten im Zusammenhang mit der nationalen Anwendung des EC8. In: Savidis (Hrsg.): *Paläoseismologie, Eurocode 8 und Schwingungsisolierung*. DGEB, Berlin
- [31] Schwarz, J., Grünthal, G.: *Bauten in deutschen Erdbebengebieten – zur Einführung der DIN 4149: 2005*; *Bautechnik* August 2005, Seiten 486 bis 499
- [32] *Sicherheit der Stauanlagen – Basisdokument zu dem Nachweis der Erdbebensicherheit*; Bundesamt für Wasser und Geologie BWG; 2003
- [33] Sieberg, A. (1940): *Beiträge zum Erdbebenkatalog Deutschlands und angrenzender Gebiete für die Jahre 58 - 1799*. - Mitt. Deutsch. Reichserdbebendienst, 2: 1 - 111; Berlin.
- [34] Smolka, A. (1999): *Erdbebensituation Deutschland – Gefährdung, Risiko, Forschungs- und Handlungsbedarf*. – D-A-CH-Mitteilungsblatt Nr. 1 (April).
- [35] Sponheuer, W. (1960): *Methoden zur Herdtiefenbestimmung in der Makroseismik*. - Freib. Forsch.-H., C 88: 117 S.
- [36] Spudich, P., Joyner, W.B., Lindh, A.G., Boore, D.M., Margaris, B.M. & Fletcher, J.B. (1999): SEA99: A revised ground motion prediction relation for use in extensional tectonic regimes. – *Bull. Seismol. Soc. Am.* 89 (5): 1156-1170.
- [37] Thenhaus, P. C. & Campbell, K. W. (2003): *Seismic Hazard Analysis*. – In: *Earthquake Engineering Handbook*, eds.: Chen, W.-F. & Scawthorn, CRC Press, Boca Raton, London, New York, Washington D. C.
- [38] Vanneste, K. & Verbeeck, K. (2001) : Paleoseismological analysis of the Rurrand fault near Jülich, Roer Valley graben, Germany: Coseismic or aseismic faulting history? – *Netherlands Journal of Geosciences / Geologie en Mijnbouw* 80 (3/4): 155-169.
- [39] Vanneste, K., Verbeeck, K., Camelbeeck, T., Paulissen, E., Meghraoui, M., Renardy, F., Jongmans, D. & Frechen, M. (2001): Surface-rupturing history of the Bree fault scarp, Roer Valley graben: Evidence for six events since the late Pleistocene. *J. Seism.* 5: 329-359.

- [40] Wells, D.L. & Coppersmith, K.J. (1994): Empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture area, and surface displacement. – Bull. Seism. Soc. Am. 84: 974-1002.

Ergänzung; März 2010

- [47] Ambraseys, N. N. & Douglas, J. (2000): Reappraisal of the effect of vertical ground motion on response. – Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Report No. 00-4, 60 S.; London (Imperial College of Science, Technol. and Med., Civil Eng. Dept.)
- [48] Ambraseys, N. N. & Douglas, J. (2003): Near-field horizontal and vertical earthquake ground motions. – Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23: 1-18.
- [49] Hosser, D. & Klein, H. (1983): Realistische seismische Lastannahmen für bauliche Anlagen mit erhöhtem Sekundärrisiko. Abschlussbericht T 1257; Stuttgart (IRB Verlag).
- [50] Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen der Bundesrepublik Deutschland, Blatt Nordrhein-Westfalen 1: 350 000 (Karte zur DIN 4149). – Krefeld 2006 (Geol. Dienst NRW).
- [51] Leydecker, G., Schmitt, T. & Busche, H. (2006): Erstellung ingenieurseismologischer Gutachten – Leitfaden. – 58 S.; Hannover (Bundesanst. f. Geowiss. u. Rohst.).
- [52] Skupin, K., Buschhüter, K., Hopp, H., Lehmann, K., Pelzing, R., Prüfert, J., Salamon, M., Schollmayer, G., Techmer, A. & Wrede, V. (2008): Paläoseismische Untersuchungen im Bereich der Niederrheinischen Bucht. – Scriptum 17: 72 S.; Krefeld (Geol. Dienst Nordrh.-Westf.).

6.2 Rechenprogramme

- [41] Meskouris, K.: Baudynamik – Anwendungsprogramme, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1998
- [42] Idriss, I.M., Sum, J.I.: SHAKE91 Software, Center for Geotechnical Modelling , Department of Civil Environmental Engineering, University of California
- [43] CADAM Version 1.4.3; Department of Civil, Geological and Mining Engineering; École Polytechnique de Montréal; 2001
- [44] RS-DAM Version 1.0; Department of Civil, Geological and Mining Engineering; École Polytechnique de Montréal; 2002
- [45] SOFISTIK FEM & CAD Software für den Ingenieurbau; Programmmodule ASE, DYNA, HYDRA jeweils aktuelle Version
- [46] GGU Software; Programmmodule STABILITY, FLOW2D jeweils aktuelle Version

Inhaltsverzeichnis der Anlagen

Anlage 1	Tragsicherheitsnachweise gegenüber Erdbeben – Schema
Anlage 2	Beispiel – Nachweis der Erdbebensicherheit eines Staudammes
Anlage 3	Beispiel – Nachweis der Erdbebensicherheit einer Staumauer

Anlage 1

Tragsicherheitsnachweise gegenüber Erdbeben für

Schema 1:	Talsperren nach DIN 19700-11
Schema 2:	Hochwasserrückhaltebecken nach DIN 19700-12
Schema 3:	Staustufen nach DIN 19700-13
Schema 4:	Pumpspeicherbecken nach DIN 19700-14
Schema 5:	Sedimentationsbecken nach DIN 19700-15

Schema 1: Tragsicherheitsnachweise gegenüber Erdbeben für Talsperren nach DIN 19700-11

		Absperrbauwerke von Talsperren der Klasse 1	Absperrbauwerke von Talsperren der Klasse 2						
Wiederkehrperiode [a]	Bemessungserdbeben (BmE)	2500	1000						
	Betriebserdbeben (BtE)	500	100						
Notwendigkeit von Erdbebennachweisen, Ermittlung der Erdbebenlasten		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tragsicherheitsnachweise sind erforderlich, wenn der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung größer als 0,04 g ist. ▪ Die Erstellung eines seismologischen Gutachtens ist erforderlich. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tragsicherheitsnachweise sind erforderlich, wenn der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung größer als 0,04 g ist. ▪ Vereinfachter Bemessungsansatz <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Erdbebenzone (DIN 4149):</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Keine Zone / Zone 0:</td> <td>Tragsicherheitsnachweis nicht erforderlich</td> </tr> <tr> <td>Zone 1 bis Zone 3:</td> <td>Ermittlung der Erdbebenlasten in Anlehnung an DIN 4149:2005; siehe Abschnitt 4.1.2</td> </tr> </table>	Erdbebenzone (DIN 4149):		Keine Zone / Zone 0:	Tragsicherheitsnachweis nicht erforderlich	Zone 1 bis Zone 3:	Ermittlung der Erdbebenlasten in Anlehnung an DIN 4149:2005; siehe Abschnitt 4.1.2
Erdbebenzone (DIN 4149):									
Keine Zone / Zone 0:	Tragsicherheitsnachweis nicht erforderlich								
Zone 1 bis Zone 3:	Ermittlung der Erdbebenlasten in Anlehnung an DIN 4149:2005; siehe Abschnitt 4.1.2								
Nachweisverfahren		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Höhe des Absperrbauwerkes: H ≤ 40 m Tragsicherheitsnachweise dürfen mit quasistatischen Ersatzlasten geführt werden. Staumauern: Ermittlung der Ersatzlast mit dem 2,5-fachen Wert der Bodenbeschleunigung Staudämme: Ermittlung der Ersatzlast mit dem 1,0-fachen Wert der Bodenbeschleunigung	Tragsicherheitsnachweise dürfen mit quasistatischen Ersatzlasten geführt werden. Ermittlung der Ersatzlast mit dem 1,0-fachen Wert der Bodenbeschleunigung						
		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Höhe des Absperrbauwerkes: H > 40 m Tragsicherheitsnachweise sind mit dynamischen Berechnungsmodellen zu führen.							

Schema 2: Tragsicherheitsnachweise gegenüber Erdbeben für Hochwasserrückhaltebecken nach DIN 19700-12

		Große Hochwasserrückhaltebecken	Mittlere, kleine und sehr kleine Hochwasserrückhaltebecken				
Wiederkehrperiode [a]	Bemessungserdbeben (BmE)	2500	1000				
	Betriebserdbeben (BtE)	500	100				
Notwendigkeit von Erdbebennachweisen, Ermittlung der Erdbebenlasten		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Becken mit Dauerstau: Erdbebennachweise sind – falls erforderlich – mit dem Dauerstau zu führen ▪ Trockenbecken: Nach DIN 19700-12 sind keine Erdbebennachweise erforderlich. Es wird empfohlen, Nachweise für das Betriebserdbeben zu führen; siehe Abschnitt 3.2.3.1 					
		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tragsicherheitsnachweise sind erforderlich, wenn der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung größer als 0,04 g ist. ▪ Die Erstellung eines seismologischen Gutachtens ist erforderlich. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tragsicherheitsnachweise sind erforderlich, wenn der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung größer als 0,04 g ist. ▪ Vereinfachter Bemessungsansatz <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Erdbebenzone (DIN 4149):</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Keine Zone / Zone 0:</td> <td>Tragsicherheitsnachweis nicht erforderlich</td> </tr> <tr> <td>Zone 1 bis Zone 3:</td> <td>Ermittlung der Erdbebenlasten in Anlehnung an DIN 4149:2005; siehe Abschnitt 4.1.2</td> </tr> </table>	Erdbebenzone (DIN 4149):		Keine Zone / Zone 0:	Tragsicherheitsnachweis nicht erforderlich
Erdbebenzone (DIN 4149):							
Keine Zone / Zone 0:	Tragsicherheitsnachweis nicht erforderlich						
Zone 1 bis Zone 3:	Ermittlung der Erdbebenlasten in Anlehnung an DIN 4149:2005; siehe Abschnitt 4.1.2						
Nachweisverfahren		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Höhe des Absperrbauwerkes: H ≤ 40 m Tragsicherheitsnachweise dürfen mit quasistatischen Ersatzlasten geführt werden. Staumauern: Ermittlung der Ersatzlast mit dem 2,5-fachen Wert der Bodenbeschleunigung Staudämme: Ermittlung der Ersatzlast mit dem 1,0-fachen Wert der Bodenbeschleunigung 	Tragsicherheitsnachweise dürfen mit quasistatischen Ersatzlasten geführt werden. Ermittlung der Ersatzlast mit dem 1,0-fachen Wert der Bodenbeschleunigung				
		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Höhe des Absperrbauwerkes: H > 40 m Tragsicherheitsnachweise sind mit dynamischen Berechnungsmodellen zu führen. 					

Schema 3: Tragsicherheitsnachweise gegenüber Erdbeben für Staustufen nach DIN 19700-13

	Wehr, bzw. Kraftwerk oder Schiffschleuse	Stauhaltungsdämme
Wiederkehrperiode [a]	Entsprechende Regelungen sind in den einschlägigen Normen enthalten: Massivbauwerke: DIN 19702, ggf. DIN 19700-11 Stahlwasserbauten: DIN 19704-1 Anmerkung: DIN 4149 ist als Mindestanforderung einzuhalten.	Es wird empfohlen, Nachweise gegenüber Erdbeben zu führen. Die Regelungen nach DIN 19700-11 dürfen verwendet werden.
Notwendigkeit von Erdbebennachweisen, Ermittlung der Erdbebenlasten		
Nachweisverfahren		

Schema 4: Tragsicherheitsnachweise gegenüber Erdbeben für Pumpspeicherbecken nach DIN 19700-14

		Absperrbauwerke entsprechend Talsperren der Klasse 1	Absperrbauwerke entsprechend Talsperren der Klasse 2						
Wiederkehrperiode [a]	Bemessungserdbeben (BmE)	2500	1000						
	Betriebserdbeben (BtE)	500	100						
Notwendigkeit von Erdbebennachweisen, Ermittlung der Erdbebenlasten		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tragsicherheitsnachweise sind erforderlich, wenn der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung größer als 0,04 g ist. ▪ Die Erstellung eines seismologischen Gutachtens ist erforderlich. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tragsicherheitsnachweise sind erforderlich, wenn der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung größer als 0,04 g ist. ▪ Vereinfachter Bemessungsansatz <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Erdbebenzone (DIN 4149):</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Keine Zone / Zone 0:</td> <td>Tragsicherheitsnachweis nicht erforderlich</td> </tr> <tr> <td>Zone 1 bis Zone 3:</td> <td>Ermittlung der Erdbebenlasten in Anlehnung an DIN 4149:2005; siehe Abschnitt 4.1.2</td> </tr> </table>	Erdbebenzone (DIN 4149):		Keine Zone / Zone 0:	Tragsicherheitsnachweis nicht erforderlich	Zone 1 bis Zone 3:	Ermittlung der Erdbebenlasten in Anlehnung an DIN 4149:2005; siehe Abschnitt 4.1.2
Erdbebenzone (DIN 4149):									
Keine Zone / Zone 0:	Tragsicherheitsnachweis nicht erforderlich								
Zone 1 bis Zone 3:	Ermittlung der Erdbebenlasten in Anlehnung an DIN 4149:2005; siehe Abschnitt 4.1.2								
Nachweisverfahren		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Höhe des Absperrbauwerkes: H ≤ 40 m <p>Tragsicherheitsnachweise dürfen mit quasistatischen Ersatzlasten geführt werden.</p> <p>Staumauern: Ermittlung der Ersatzlast mit dem 2,5-fachen Wert der Bodenbeschleunigung</p> <p>Staudämme: Ermittlung der Ersatzlast mit dem 1,0-fachen Wert der Bodenbeschleunigung</p>	Tragsicherheitsnachweise dürfen mit quasistatischen Ersatzlasten geführt werden. Ermittlung der Ersatzlast mit dem 1,0-fachen Wert der Bodenbeschleunigung						
		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Höhe des Absperrbauwerkes: H > 40 m <p>Tragsicherheitsnachweise sind mit dynamischen Berechnungsmodellen zu führen.</p>							

Schema 5: Tragsicherheitsnachweise gegenüber Erdbeben für Sedimentationsbecken nach DIN 19700-15

		Absperrbauwerke entsprechend Talsperren der Klasse 1 Anmerkung: Sedimentationsbecken werden in der Regel bereits ab einem Gesamtstauraum von 100.000 m ³ der Talsperrenklasse 1 zugeordnet	Absperrbauwerke entsprechend Talsperren der Klasse 2
Wiederkehrperiode [a]	Bemessungserdbeben (BmE)	2500	1000
	Betriebserdbeben (BtE)	500	100
Notwendigkeit von Erdbebennachweisen, Ermittlung der Erdbebenlasten		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tragsicherheitsnachweise sind erforderlich, wenn der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung größer als 0,04 g ist. ▪ Bei der Ermittlung der Erdbebenlast ist eine bauwerkspezifische Vorgehensweise erforderlich. 	
Nachweisverfahren		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Höhe des Absperrbauwerkes: H ≤ 40 m Tragsicherheitsnachweise dürfen mit quasistatischen Ersatzlasten geführt werden. Ermittlung der Ersatzlast mit dem 1,5-fachen Wert der Bodenbeschleunigung	Tragsicherheitsnachweise dürfen mit quasistatischen Ersatzlasten geführt werden. Ermittlung der Ersatzlast mit dem 1,5-fachen Wert der Bodenbeschleunigung
		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Höhe des Absperrbauwerkes: H > 40 m Tragsicherheitsnachweise sind mit dynamischen Berechnungsmodellen zu führen.	

Anlage 2

Beispiel

Nachweis der Erdbebensicherheit eines Staudammes

1 Staudammmodell, Annahmen und Voraussetzungen

Vorbemerkung

In den folgenden Abschnitten werden Tragsicherheitsnachweise im Lastfall Erdbeben als quasistatische Berechnung und mit dem Antwortspektrumsverfahren durchgeführt. Hierbei wird jeweils von folgendem Staudammmodell ausgegangen.

Staudammmodell

Dammtyp:
Steinschüttdamm mit
Lehmkerndichtung und
Untergrundabdichtung

Höhe über Gründungssohle:
40 m

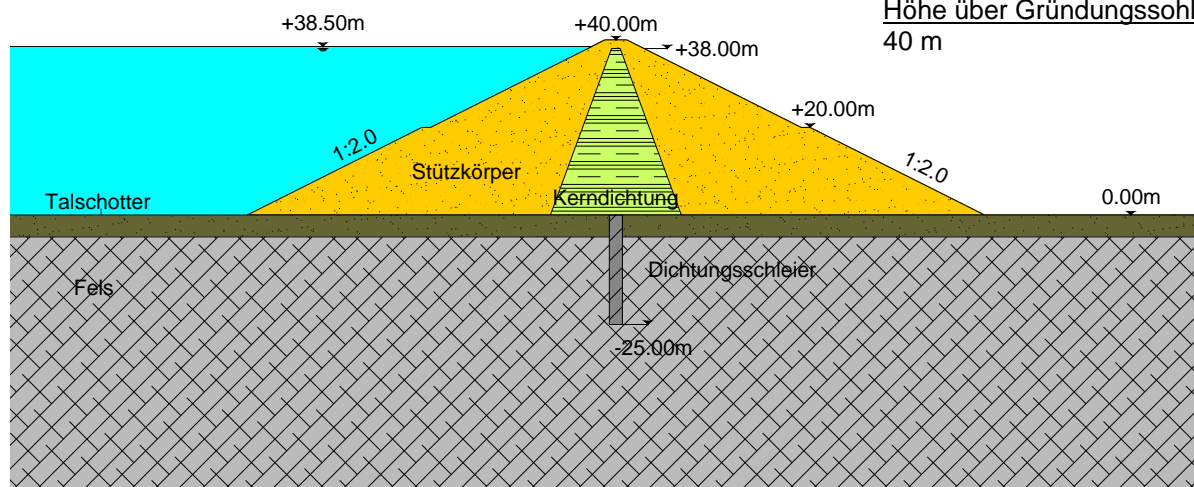


Abbildung A2-1: Querschnitt Berechnungsbeispiel Staudamm

Materialkennwerte

Stützkörper:	Wichte	$\gamma/\gamma' = 20/11 \text{ kN/m}^3$
	E-Modul statisch/dynamisch	$E_s = 200 \text{ MN/m}^3; E_d = 500 \text{ MN/m}^3$
	Scherparameter	$\varphi = 35^\circ; c = 10 \text{ kN/m}^2$
	Querdehnzahl	$\eta = 0,25$
	Durchlässigkeit	$k_f = 10^{-4}$
Talschotter:	Wichte	$\gamma/\gamma' = 22/13 \text{ kN/m}^3$
	E-Modul statisch/dynamisch	$E_s = 200 \text{ MN/m}^3; E_d = 500 \text{ MN/m}^3$
	Scherparameter	$\varphi = 35^\circ; c = 0$
	Querdehnzahl	$\eta = 0,25$
	Durchlässigkeit	$k_f = 10^{-4}$
Fels:	Wichte	$\gamma/\gamma' = 26/16 \text{ kN/m}^3$
	E-Modul statisch/dynamisch	$E_s = 3.000 \text{ MN/m}^3; E_d = 5.000 \text{ MN/m}^3$
	Scherparameter	$\varphi = 35^\circ; c = 700 \text{ kN/m}^2$
	Querdehnzahl	$\eta = 0,35$
	Durchlässigkeit	$k_f = 10^{-6}$
Lehmdichtung:	Wichte	$\gamma/\gamma' = 20/10 \text{ kN/m}^3$
	E-Modul statisch/dynamisch	$E_s = 100 \text{ MN/m}^3; E_d = 300 \text{ MN/m}^3$
	Scherparameter	$\varphi = 30^\circ; c = 100 \text{ kN/m}^2$
	Querdehnzahl	$\eta = 0,25$
	Durchlässigkeit	$k_f = 10^{-8}$

Dichtschiefer:	Wichte	$\gamma/\gamma' = 26/16 \text{ kN/m}^3$
	E-Modul statisch/dynamisch	$E_s = 3.000 \text{ MN/m}^3$; $E_d = 5.000 \text{ MN/m}^3$
	Scherparameter	$\varphi = 35^\circ$; $c = 700 \text{ kN/m}^2$
	Querdehnzahl	$\eta = 0,25$
	Durchlässigkeit	$k_f = 10^{-8}$

Lastannahmen

Es wird entsprechend DIN 19700-11 vom Lastfall 3.2 mit Bemessungserdbeben ausgegangen (vgl. Tabelle 2 des Haupttextes). Verkehrs- und Auflasten werden zur Vereinfachung der Beispielberechnung nicht berücksichtigt.

Eigengewicht:	siehe oben – Materialkennwerte
Einstauhöhe:	38,5 m
Erdbebenbeanspruchung:	Bemessungsspektrum gemäß Abbildung A2-2 (effektive Beschleunigungen) Freifeldbeschleunigung $0,6 \text{ m/s}^2$ Ein Faktor für zueinander senkrecht stehende Beschleunigungsrichtungen ist im Spektrum bereits enthalten. Faktor für vertikale Beschleunigung: 0,7

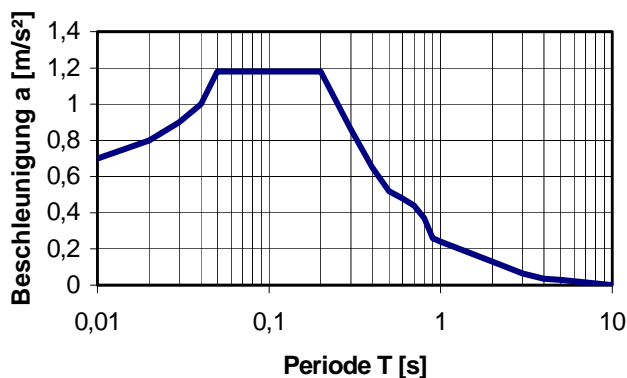


Abbildung A2-2: Bemessungsspektrum für Berechnungsbeispiel Staudamm, Bauwerkdämpfung 10%

Das Bemessungsspektrum gilt für eine Bauwerkisdämpfung von 10%. Im vorliegenden Fall wird von dieser Bauwerkisdämpfung ausgegangen, da die Nachweise für das Bemessungserdbeben erstellt werden und mit (zulässigen) Rissen im Bauwerk gerechnet wird. Die Freifeldbeschleunigung liegt bei $0,6 \text{ m/s}^2$, der Plateaubereich reicht von 5 bis 20 Hz, dies entspricht einer Schwingdauer von 0,05 bis 0,2 s.

2 Quasistatischer Nachweis

Rechenmodell

Die Berechnungen wurden nach herkömmlichen Methoden als Gleitkreisberechnung unter Berücksichtigung der Durchströmung des Dammes durchgeführt [46]. Abbildung A2-3 zeigt das verwendete Rechenmodell.

Materialkennwerte, allgemeine Lasten

Gemäß Abschnitt 1.

Erdbebenbelastung

Wie in Abschnitt 4.2.1 des Haupttextes erläutert, ist bei Dämmen von Talsperren der Klasse 1 (wie im Beispiel) eine Beschleunigung anzusetzen, die dem 1,0-fachen Wert der Bodenbeschleunigung entspricht. Die in den Berechnungen zu berücksichtigende Beschleunigung beträgt damit $0,6 \text{ m/s}^2$.

Berechnungsergebnisse

Die folgende Abbildung A2-3 zeigt beispielhaft den ungünstigsten Gleitkreis bei Annahme einer Beschleunigung zur Luftseite und nach oben. Der Sicherheitsbeiwert beträgt 1,48 und liegt damit über dem zulässigen Wert von 1,1.

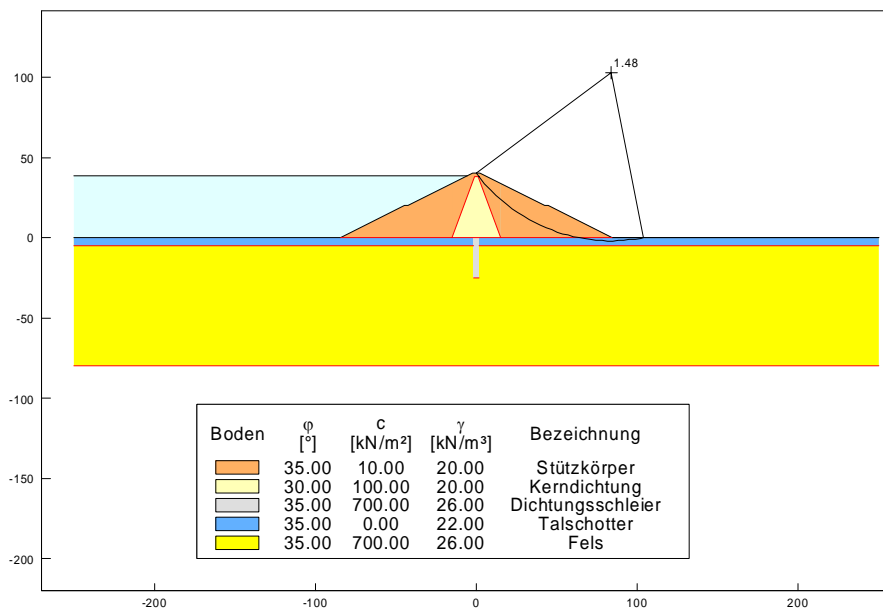


Abbildung A2-3: Rechenmodell mit Darstellung des ungünstigsten Gleitkreises unter Berücksichtigung des Bemessungserdbebens; Sicherheitsbeiwert: 1,48

3 Antwortspektrumsverfahren

Rechenmodell

Die Berechnungen werden mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt [45]. Abbildung A2-4 zeigt das verwendete Rechenmodell.

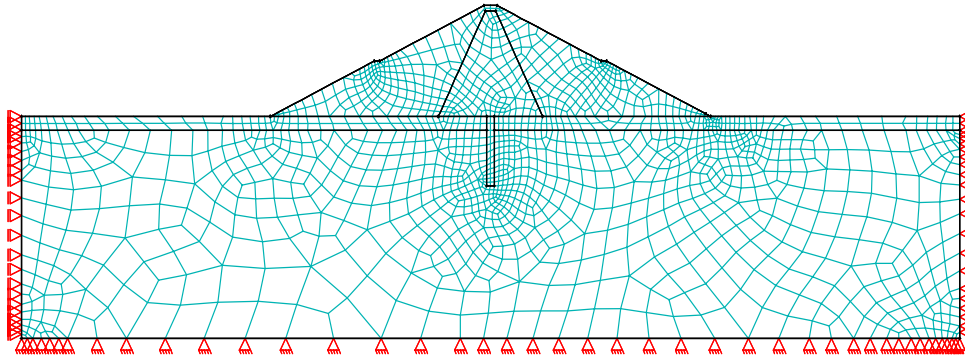


Abbildung A2-4: Staudamm – Rechenmodell FE-Methode

Materialkennwerte, allgemeine Lasten

Gemäß Abschnitt 1.

Erdbebenbelastung

Antwortspektrum gemäß Abschnitt 1.

Vorgehensweise bei der Berechnung, Berechnungsergebnisse

In einem ersten Schritt werden die Eigenfrequenzen und die Eigenformen berechnet (Abbildung A2-5). Da für derartige Rechenmodelle keine geschlossenen Lösungen vorliegen, werden üblicherweise – wie auch im vorliegenden Fall – numerische Verfahren verwendet.

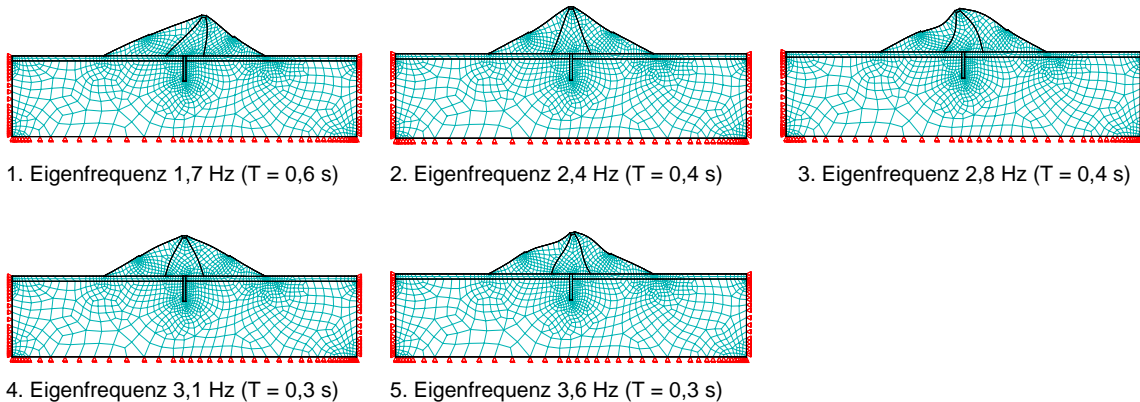


Abbildung A2-5: Staudamm – Eigenfrequenzen und Eigenformen

Es ist erkennbar, dass die ersten Eigenfrequenzen bei Anwendung des Antwortspektrums gemäß Abbildung A2-2 Beschleunigungen liefern, die etwa der Freifeldbeschleunigung entsprechen.

Im nächsten Schritt wird zunächst von linear-elastischem Materialverhalten ausgegangen. Die Beanspruchungen infolge Erdbeben werden unter Berücksichtigung der ersten fünf Eigenformen als Spannungen berechnet (siehe Abschnitt 4.2.2.1 des Haupttextes) und mit den Spannungen infolge Eigengewicht und Einstau überlagert. Unter Berücksichtigung

nichtlinearen Materialverhaltens wird anschließend die Tragsicherheit berechnet; hierbei kann beispielsweise die Fellinius-Regel angewendet werden.

Die folgende Abbildung A2-6 zeigt horizontale Verformungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Annahme einer Beschleunigung zur Luftseite und nach oben. Es ist erkennbar, dass sich im Bruchzustand eine gleitkreisartige Bruchfläche einstellen würde. Die Tragsicherheit beträgt 1,65 und liegt damit etwas höher als bei der Gleitkreisberechnung.

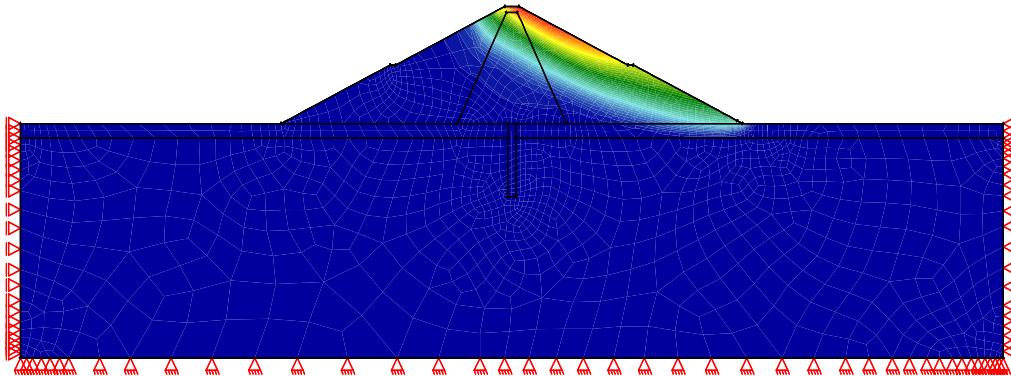


Abbildung A2-6: horizontale Verformungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des Bemessungserdbebens; Sicherheitsbeiwert: 1,65
Die Bereiche mit den größten Verformungen sind rot dargestellt; die Bereiche ohne bzw. mit geringen Verformungen sind blau dargestellt.

Die folgende Abbildung A2-7 zeigt die verschobene Struktur im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

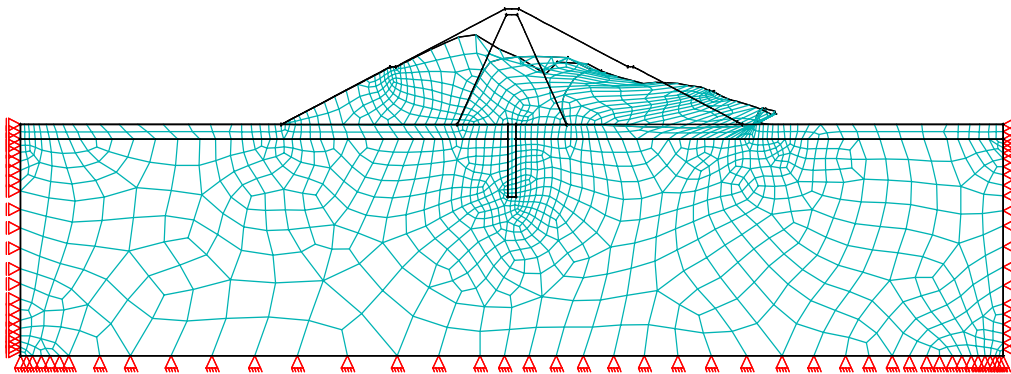


Abbildung A2-7: Verschobene Struktur im Grenzzustand der Tragfähigkeit (sehr stark überhöht)

Anlage 3

Beispiel

Nachweis der Erdbebensicherheit einer Staumauer

1 Staumauermodell, Annahmen und Voraussetzungen

Vorbemerkung

In den folgenden Abschnitten werden Tragsicherheitsnachweise im Lastfall Erdbeben als quasistatische Berechnung sowie mit dem Antwortspektrumsverfahren und dem Zeitschrittverfahren durchgeführt. Hierbei wird jeweils von folgendem Staumauermodell ausgegangen.

Staumauermodell

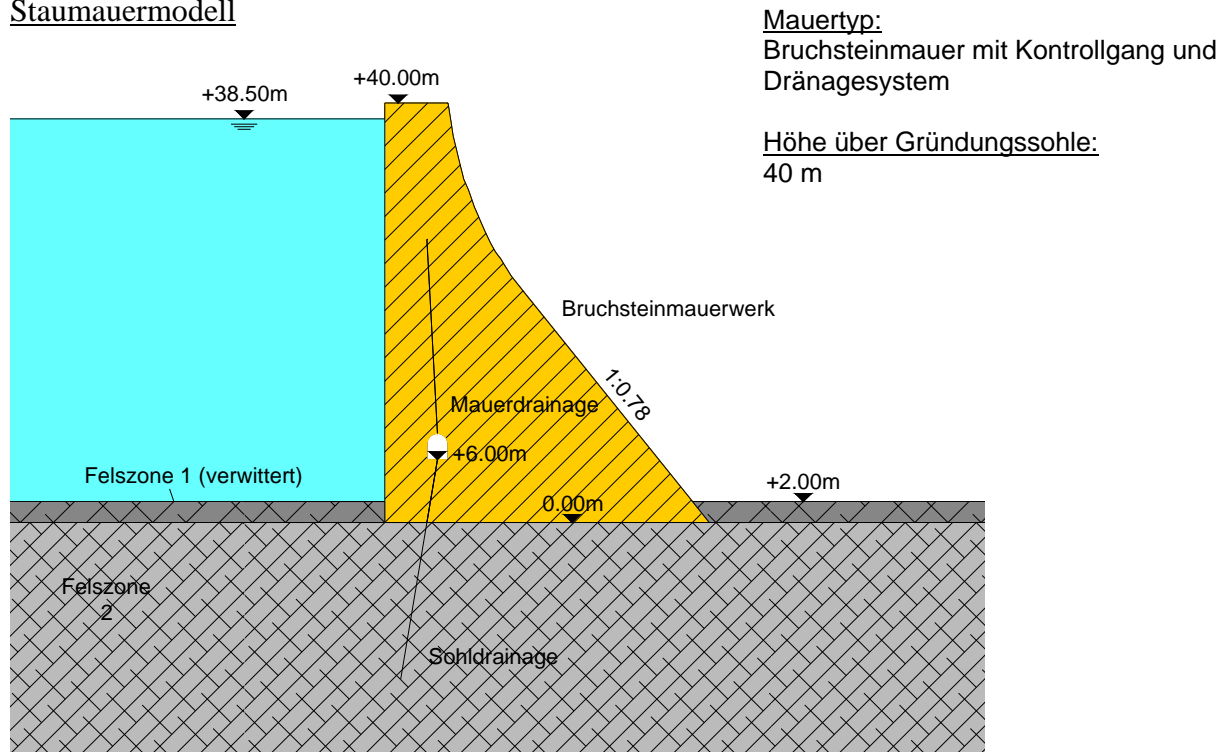


Abbildung A3-1: Querschnitt Berechnungsbeispiel Staumauer

Materialkennwerte

Mauerwerk:	Wichte	$\gamma/\gamma' = 23/13,5 \text{ kN/m}^3$
	E-Modul statisch/dynamisch	$E_s = 3.000 \text{ MN/m}^3; E_d = 4.500 \text{ MN/m}^3$
	Scherparameter	$\varphi = 39^\circ; c = 640 \text{ kN/m}^2$
	Querdehnzahl	$\eta = 0,2$
	Durchlässigkeit	$k_f = 10^{-7}$
Felszone 1:	Wichte	$\gamma/\gamma' = 25/15 \text{ kN/m}^3$
	E-Modul statisch/dynamisch	$E_s = 1.500 \text{ MN/m}^3; E_d = 3.000 \text{ MN/m}^3$
	Scherparameter	$\varphi = 35^\circ; c = 500 \text{ kN/m}^2$
	Querdehnzahl	$\eta = 0,35$
	Durchlässigkeit	$k_f = 10^{-7}$
Felszone 2:	Wichte	$\gamma/\gamma' = 26/16 \text{ kN/m}^3$
	E-Modul statisch/dynamisch	$E_s = 2.000 \text{ MN/m}^3; E_d = 4.000 \text{ MN/m}^3$
	Scherparameter	$\varphi = 35^\circ; c = 700 \text{ kN/m}^2$
	Querdehnzahl	$\eta = 0,35$
	Durchlässigkeit	$k_f = 10^{-8}$

Lastannahmen

Es wird entsprechend DIN 19700-11 vom Lastfall 3.3 mit Bemessungserdbeben ausgegangen (vgl. Tabelle 3 des Haupttextes). Verkehrs- und Auflasten sowie Temperatureinflüsse werden zur Vereinfachung der Beispielerrechnung nicht berücksichtigt.

Eigengewicht: siehe oben – Materialkennwerte
 Einstauhöhe: 38,5 m
 Erdbebenbeanspruchung: Bemessungsspektrum gemäß Abbildung A3-2 (effektive Beschleunigungen)
 Freifeldbeschleunigung 0,7 m/s²
 Ein Faktor für zueinander senkrecht stehende Beschleunigungsrichtungen ist im Spektrum bereits enthalten.
 Faktor für vertikale Beschleunigung: 0,7

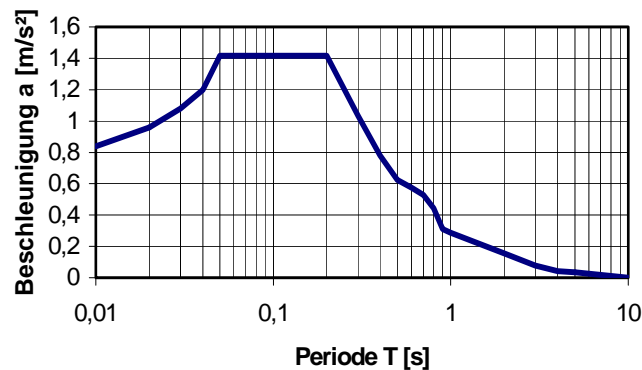


Abbildung A3-2: Bemessungsspektrum für Berechnungsbeispiel Staumauer, Bauwerkdämpfung 10%

Das Bemessungsspektrum gilt für eine Bauwerkisdämpfung von 10%. Im vorliegenden Fall wird von dieser Bauwerkisdämpfung ausgegangen, da die Nachweise für das Bemessungserdbeben erstellt werden und mit (zulässigen) Rissen im Bauwerk gerechnet wird. Die Freifeldbeschleunigung liegt bei 0,7 m/s², der Plateaubereich reicht von 5 bis 20 Hz, dies entspricht einer Schwingdauer von 0,05 bis 0,2 s.

2 Quasistatischer Nachweis

Rechenmodell

Die Berechnungen wurden nach herkömmlichen Methoden an einem Kragträgermodell durchgeführt [43].

Abbildung A3-3 zeigt das verwendete Rechenmodell.

Materialkennwerte, allgemeine Lasten

Gemäß Abschnitt 1.

Erdbebenbelastung

Gemäß Abschnitt 1 ist die Bodenbeschleunigung mit 0,7 m/s² anzusetzen. Wie in Abschnitt 4.2.1 des Haupttextes erläutert, ist bei Talsperren der Klasse 1 (wie im Beispiel) eine Beschleunigung anzusetzen, die dem 2,5-fachen Wert der Bodenbeschleunigung entspricht. Die in den Berechnungen zu berücksichtigende Beschleunigung beträgt damit 1,75 m/s² und liegt damit über dem Beschleunigungswert im Plateaubereich des Bemessungsspektrum (1,4 m/s²)

Berechnungsergebnisse

In der folgenden

Abbildung A3-3 sind die vertikalen Spannungen bei Annahme einer Beschleunigung zur Luftseite und nach oben dargestellt.

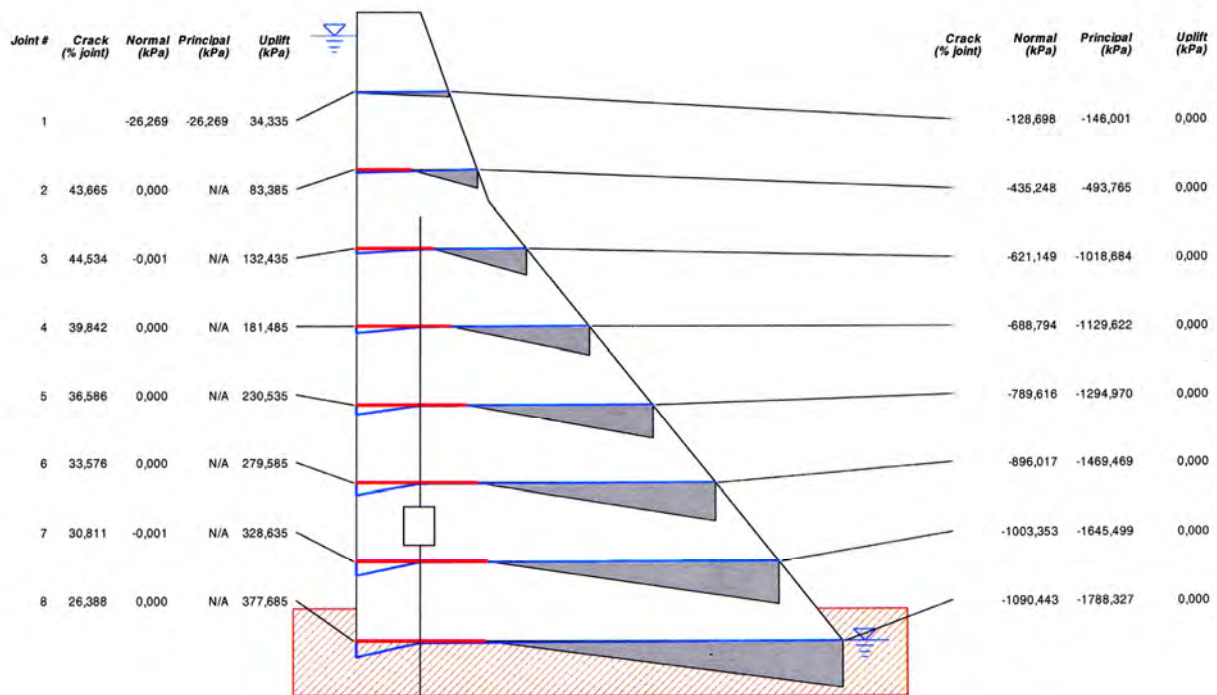


Abbildung A3-3: Vertikale Spannungen bei Erdbebenbeanspruchung
 klaffende Fugen sind rot gekennzeichnet, die blaue Linie zeigt den berücksichtigten Porenwasserdruck

Es ergeben sich deutliche klaffende Fugen, die aber nicht bis über die Querschnittsmitte reichen und damit noch zulässig sind.

3 Antwortspektrumsverfahren

Rechenmodell

Die Berechnungen werden mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt [45].
Abbildung A3-4 zeigt das verwendete Rechenmodell.

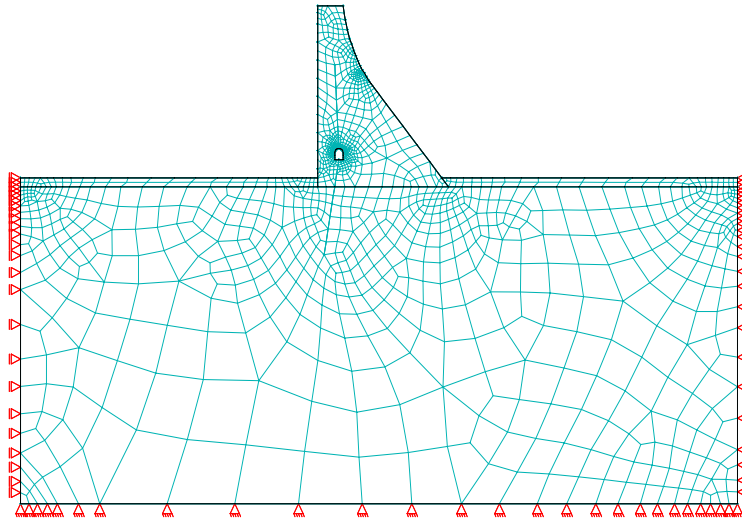


Abbildung A3-4: Staumauer – Rechenmodell FE-Methode

Materialkennwerte, allgemeine Lasten

Gemäß Abschnitt 1.

Erdbebenbelastung

Antwortspektrum gemäß Abschnitt 1.

Vorgehensweise bei der Berechnung, Berechnungsergebnisse

In einem ersten Schritt werden die Eigenfrequenzen und die Eigenformen berechnet (Abbildung A3-5). Da für derartige Rechenmodelle keine geschlossenen Lösungen vorliegen, werden üblicherweise – wie auch im vorliegenden Fall – numerische Verfahren verwendet.

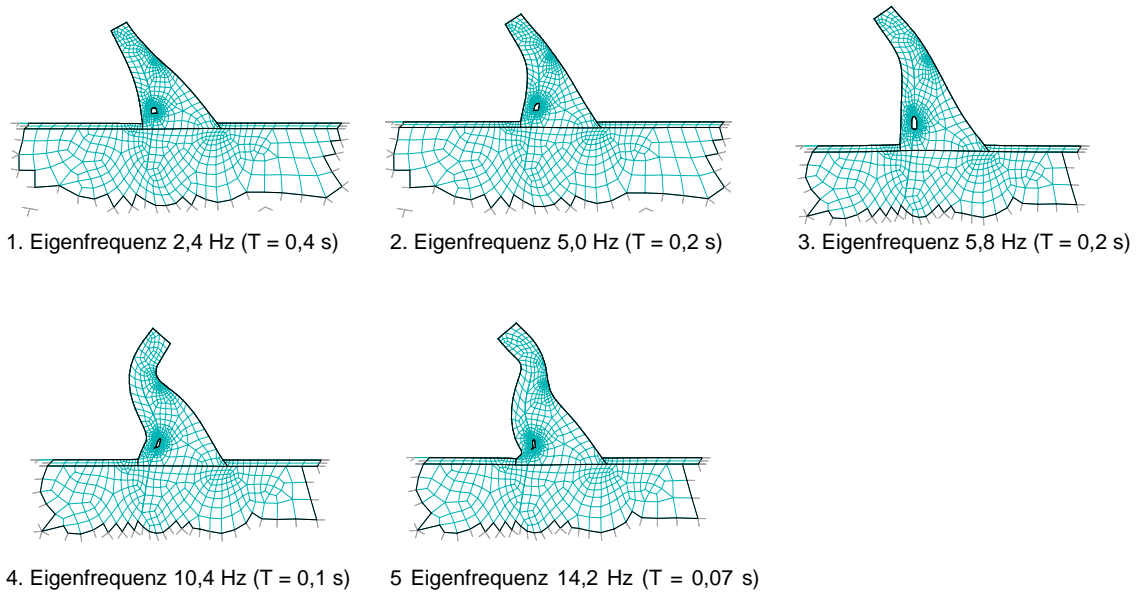


Abbildung A3-5: Staumauer – Eigenfrequenzen und Eigenformen

Es ist erkennbar, dass die Eigenformen 2 bis 5 im Plateaubereich des Bemessungsspektrum liegen. Die 1. Eigenform liegt außerhalb des Plateaubereichs und liefert Beschleunigungen die in der Größenordnung der Freifeldbeschleunigung liegen. Die 3. Eigenform stellt im wesentlichen eine Vertikalschwingung dar.

Die Beanspruchungen infolge Erdbeben (Beschleunigung zur Luftseite und nach oben) werden zunächst für die ersten fünf Eigenformen unter Zugrundelegung linearen Materialverhaltens als vertikale Spannungen berechnet. Bei quadratischer Überlagerung dieser Beanspruchungen gemäß Abschnitt 4.2.2.1 des Haupttextes ergibt sich die in

Abbildung A3-6 „links“ dargestellte Verteilung der vertikalen Spannungen. Die vertikalen Spannungen infolge Einstau und Eigengewicht sind in

Abbildung A3-6 „rechts“ dargestellt.

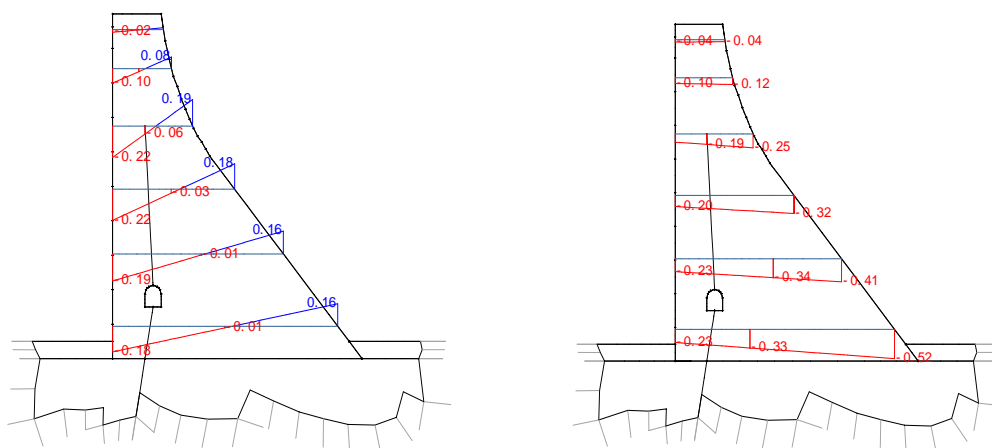


Abbildung A3-6: vertikale Spannungen [MN/m²] infolge Erdbebenbeanspruchung (linkes Bild) und infolge Eigengewicht mit Wasserlast (rechtes Bild)

Bei Überlagerung der dargestellten Beanspruchungen ergibt sich der in Abbildung A3-7 dargestellte Spannungsverlauf. Es wurde zunächst eine Berechnung mit linearen Materialeigenschaften durchgeführt (linkes Bild) und aufbauend auf den so berechneten Spannungen eine weitere Berechnung unter Zugrundelegung von nichtlinearen Materialeigenschaften durchgeführt (rechtes Bild).

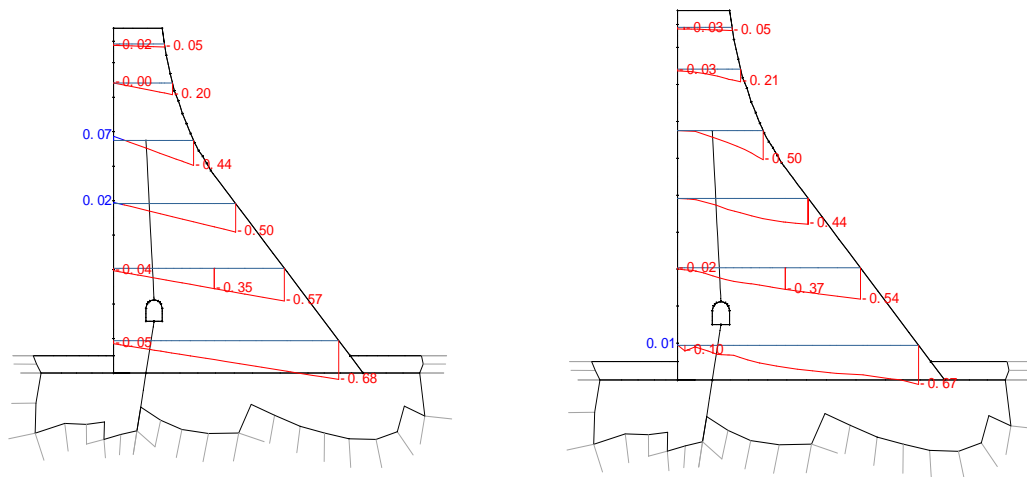


Abbildung A3-7: Überlagerung der vertikalen Spannungen aus Erdbeben und Eigengewicht und Wasserlast; linkes Bild: lineare Materialeigenschaften, rechtes Bild: nichtlineare Materialeigenschaften

Es ist erkennbar, dass an der Wasserseite klaffende Fugen entstehen, die aber nicht bis zur Querschnittsmitte reichen und damit zulässig sind. Gegenüber der Berechnung am Kragträgermodell ergeben sich deutlich günstigere Ergebnisse.

4 Zeitschrittverfahren

Rechenmodell

Die Berechnungen werden mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt [45]. Es wurde das in Abbildung A3-4 dargestellte Rechenmodell verwendet.

Materialkennwerte, allgemeine Lasten

Gemäß Abschnitt 1.

Erdbebenbelastung

Aus dem Antwortspektrum gemäß Abschnitt 1 wurde der in der folgenden Abbildung A3-8 dargestellte Beschleunigungs-Zeitverlauf künstlich generiert. Die effektiven Beschleunigungen des Antwortspektrums wurden mit dem Faktor 1/0,7 auf Bodenspitzenbeschleunigungen umgerechnet.

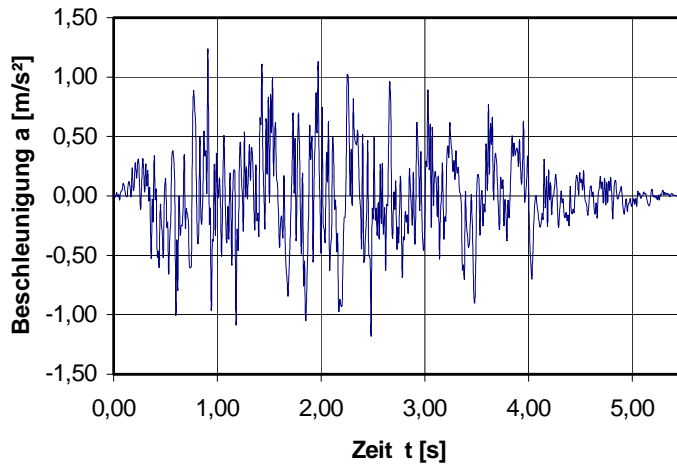


Abbildung A3-8: künstlich generierter Beschleunigungs-Zeitverlauf

Vorgehensweise bei der Berechnung, Berechnungsergebnisse

Im Rahmen der Berechnung werden jeweils in Zeitschritten von 1/100 Sekunden die Beanspruchungen infolge der Erdbebenbelastung berechnet. Für die ungünstigsten Beanspruchungen während des Zeitverlaufs wird eine Überlagerung mit den Beanspruchungen aus Eigengewicht und Einstau durchgeführt. Unter Zugrundelegung nichtlinearer Materialeigenschaften wird anschließend die Tragsicherheit der Staumauer berechnet.

In der folgenden Abbildung A3-9 ist der für die Tragsicherheitsnachweise ungünstigste Bereich des Zeitverlaufs vergrößert dargestellt.

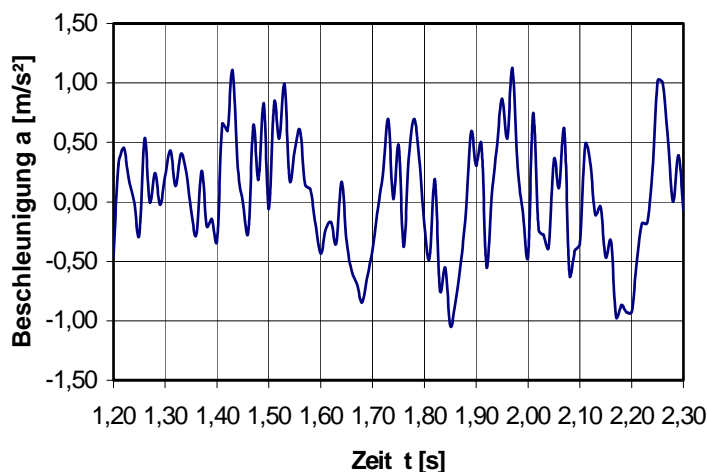


Abbildung A3-9: Ausschnitt aus dem Beschleunigungs-Zeitverlauf

Die folgende Abbildung A3-10 stellt Verformungen der Staumauer zu ausgewählten Zeitpunkten dar.

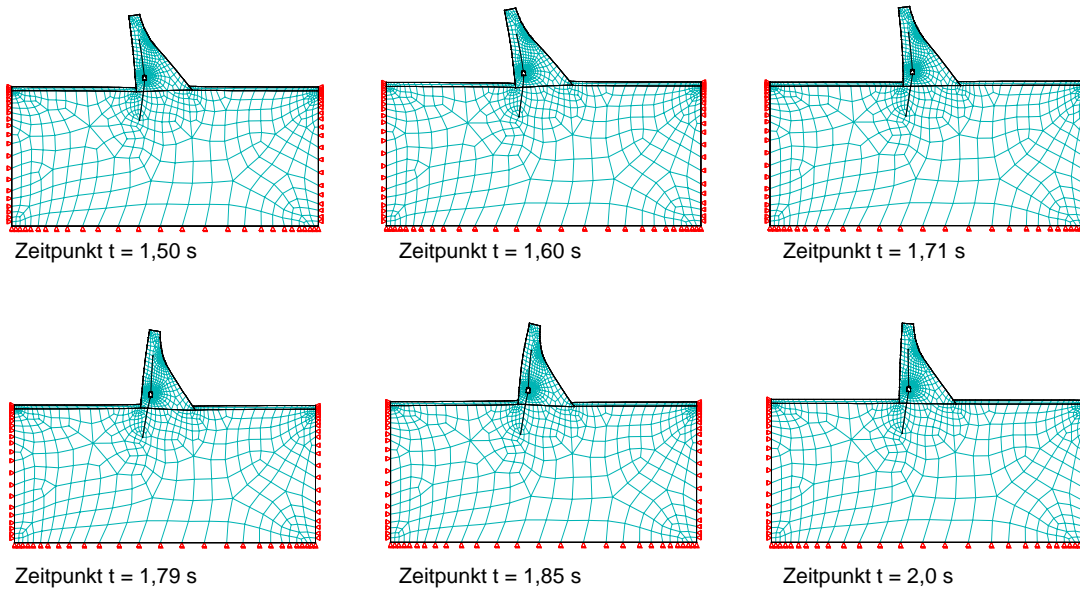


Abbildung A3-10: Verformungen der Staumauer zu ausgewählten Zeitpunkten während des Bemessungserdbebens (1000-fache Überhöhung)

Zum Zeitpunkt $t = 1,85$ s ergibt sich die ungünstigste Beanspruchung. Die folgende Abbildung A3-11 stellt die vertikalen Spannungen zu diesem Zeitpunkt dar.

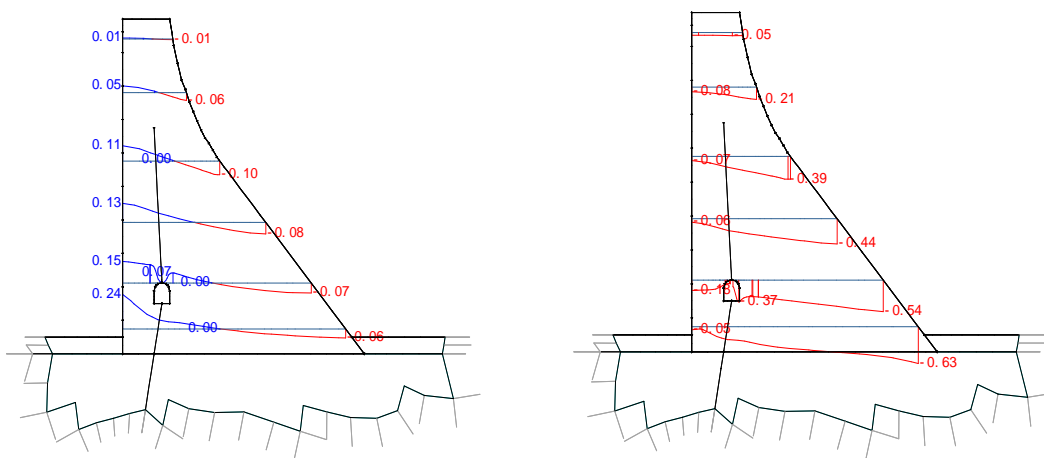


Abbildung A3-11: linkes Bild: Vertikale Spannungen [MN/m²] aus Erdbeben zum Zeitpunkt $t = 1,85$ s
rechtes Bild: Überlagerung dieser Spannungen mit Spannungen aus Eigengewicht und Wasserlast

Es entstehen keine klaffenden Fugen. Gegenüber der Berechnung mit dem Antwortspekt-rumsverfahren ergeben sich somit günstigere Ergebnisse.