

**AKADEMIE DER WISSENSCHAFTEN DER DDR
ZENTRALINSTITUT FÜR PHYSIK DER ERDE**

Veröffentlichungen des Zentralinstituts für Physik der Erde
Nr. 116

ERDBEBENINGENIEURWESEN

III. Kolloquium

Pößneck, 3. – 5. Januar 1990

Herausgegeben von
P. Knoll
D. Werner
R. Koehler



Herausgeber: Der Direktor des Zentralinstituts für Physik der Erde
Potsdam

Als Manuskript gedruckt
Potsdam 1990

1990-742

AKADEMIE DER WISSENSCHAFTEN DER DDR
ZENTRALINSTITUT FÜR PHYSIK DER ERDE

Veröffentlichungen des Zentralinstituts für Physik der Erde
Nr. 112

ERDBEBBENINGENIEURWESEN

H. Kollmann

Böndel 3 - 7 Januar 1990



Herausgegeben von:
E. Kroll
D. Wenzel
K. Kowitz



1990. 742

<u>I N H A L T</u>	Seite
CIGAN, F.: Ermittlung von effektiven Eingangserregungen auf der Basis von Freifelduntersuchungen des Standortes	5
FISCHER, L.: Bergbauinduzierte Seismizität	15
GERECKE, W.: Geodynamische Probleme bei Talsperren	19
GOLDBACH, K.: Erdbebenvorschrift für das Territorium der DDR (2): Zur Erfassung der Torsionswirkungen für vereinfachte Modelle	33
HAUSNER, H.: Baugrunduntersuchung für Bauwerke unter Erdbebeneinwirkung	43
JENTZSCH, K.: Bauwissenschaftliche Untersuchung der Gebäudeschäden infolge des Gebirgsschlages vom 13. März 1989	45
KIRCHHÜBEL, H.: Zur Berechnung eines Containments mit der Zeitverlaufsmethode für die Lastfälle Erdbeben und Sprengimpuls bei Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung	63
KRELL, A., und D. von ZESCHAU: Zu Problemen und Einsatzmöglichkeiten von Basisisolierungen unter mitteleuropäischen Bedingungen	77
LANGER, W.-O.: Erdbebenprüfung im ZME	95
MILITZER, H.: Einige Gedanken aus geophysikalischer Sicht zur Bewertung natürlicher und künstlicher Erschütterungen auf Bauwerke und Menschen	97
MÖLLER, K.-H.: Stochastische Analyse von Tragwerken unter Erdbebenerregung in schwach seismischen Gebieten	102
RIEDEL, G.: Fragen der Modellbildung bei der Untersuchung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung von Tragwerken des Industriebaus	111

SCHILDBACH, D.: Erste Ergebnisse von Erschütterungs- messungen bei dynamischer Anregung eines Reaktor- gebäudes	123
SCHMIDT, H.-G., P. HALTENHOF und G. Ost: Eingerdete Bauwerke unter dynamischen Einwirkungen	128
SCHWARZ, J.: Erdbebenvorschrift für das Territorium der DDR (1): Konzeption der Nachweisführung und ausgewählte Probleme	134
SILBE, H.: Beitrag zur Erarbeitung eines Berechnungs- modells für seismische Untersuchungen von Rohr- Baugrund-Systemen	148
WAGENKNECHT, E.: Modellbildung für Reaktorgebäude	167
WERNER, D.: Einige Bemerkungen zum IAEA SAFETY GUIDE No. 50-SG-52 "Seismic Design and analysis of Nuclear Power Plants" Überarbeiteter Entwurf vom August 1989	184

Ermittlung von effektiven Eingangserregungen auf der Basis von Freifelduntersuchungen des Standortes

Cigan, Frank

Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar

Zusammenfassung

Unabhängig von der Wahl der Analysemethode liefert die Freifeldanalyse als ersten Schritt die Basisdaten für eine effektive Wechselwirkungsuntersuchung. Ausgehend von der Ermittlung der Übertragungseigenschaften des Baugrundes sollen für den Bauingenieur wichtige Erregungsgrößen wie Zeitverlauf bzw. Antwortspektrum standortgebunden und tiefenabhängig quantifiziert werden können. Standortbereiche sollen auf ihre potentielle Gefährdung hinsichtlich Verstärkung von Frequenzanteilen und Versagenszuständen (z.B. Verflüssigung) charakterisiert werden können. Da diese Werte von Erdbeben zu Erdbeben möglichst wiederholbar und Quelle und Wegeffekte dabei vernachlässigbar sein sollen, sind bestimmte Annahmen hinsichtlich der Modellbildung von Erregung und Baugrund erforderlich.

1. Festlegung der Kontrollbewegung

Für Analyse Zwecke ist die Ermittlung von wahrscheinlichen Charakteristiken eines möglichen Bebens an der Oberfläche des austretenden Festgesteins vorteilhaft, da die zufällige Form einer seismischen Erregung, gekennzeichnet durch signifikante Parameter wie dominante Frequenz, Stärke und Dauer der Erregung, durch Korrelationsbeziehungen /1/ relativ gut auf den Standort übertragen werden kann. Der starke Resonanzeinfluß der überlagernden Sedimentationen wird dann gesondert untersucht.

Bei fehlenden reichen instrumentellen Informationen des Standortes zur Konvertierung der Makroseismik ist die in dieser Hinsicht vorteilhaftere Magnitudenmethode jedoch nicht anwendbar (Bild 1). Die seismologischen Standortinformationen beschränken sich dann in erster Linie auf die Be-

reitstellung von Basisintensitäten mit bestimmten Überschreitenswahrscheinlichkeiten und der möglichen relativen Lage von historischen Bebenquellen. Von den möglichen Bewegungscharakteristiken kann i.d.R. nur die maximale Beschleunigung (für Fels) abgeleitet werden. Diese Größe ist jedoch sehr dispersiv. Eine Überleitung auf mögliche Bewegungsgrößen (Accelerogramme) müßte dann unter der Überlegung erfolgen, daß für den Baugrund "ungünstige" Erregungen eintreffen, die Maximalwerte in seinen gefährdeten Frequenzbereichen, bestimmt durch seine Übertragungsfunktion, erzeugen. Der Sachverhalt ist in Bild 2 dargestellt.

Aus der Frequenzanalyse des Baugrundes können aus vorhandenen Zeitverläufen "standortungünstige" Beben mit Methodologie /2/ skaliert und durch die entsprechenden Übertragungsfunktionen auf die Oberfläche transformiert werden. Da es auf diesem deterministischen Weg natürlich immer Unbestimmtheiten gibt, hinsichtlich der Form der Erregung am spezifischen Standort, ist es so klar wünschenswert, daß die Analysen für eine Anzahl möglicher aber realistischer Basiserregungen durchgeführt werden sollten, um die Reihe der möglichen Oberflächenbewegungen einzuzugrenzen. (Bild 2).

2. Transformation von Bewegungsgrößen durch den Baugrund

Zur Charakterisierung des frequenzabhängigen Bodenverhaltens und der Untersuchung einzelner Wellenanteile auf den Energietransport im Baugrund ist die Anwendung der Wellenausbreitungsmethode (z.B. im /5/) vorteilhaft. Neben der Möglichkeit der bei bestimmten Dehnungsbereichen erregungsunabhängigen Relativierung der Bewegungsgrößen im Frequenzbereich können neben endlichen auch unendliche Gebiete korrekt beschrieben werden und somit die natürlichen Abstrahlungsbedingungen (Radiation) erfasst werden. Dazu wurde das Programm VERLAUF entwickelt /4/.

Die Qualifizierung der Übertragungseigenschaften wird durch Übertragungsfunktionen bestimmt. Die Erfassung des nichtlinearen Stoffverhaltens des Baugrundes beruht hier auf äquivalent-linearen Beziehungen nach /3/ für 4 Stoffklassen. Zur Transformation der im Kontrollpunkt wirkenden Erregung auf andere Ebenen des Baugrundes wird die schnelle Fourier Transformation genutzt (Bild 3). Bei den Konvolutionsprozessen wird davon ausgegangen, daß der Energietransport durch die Schichten des Bodens nur von den Raum-

wellen übernommen wird. der Sonderfall des vertikalen Einfalls ermöglicht hierbei die Unabhängigkeit der Ergebnisse von der Lokalisierung des seismischen Ereignisses (in einiger Entfernung vom Standort möglich) und ermöglicht eine entkoppelte Betrachtungsweise von horizontalen und vertikalen Bewegungen. Resonanzaussagen zum Bodenverhalten werden dadurch nicht beeinträchtigt.

Parameterstudie z.B. in /5/ zeigen, daß horizontale Bewegungen dabei überschätzt werden. Mögliche Rotationen eines an der Oberfläche ruhenden Fundamentes werden dadurch nicht erfasst. Die Untersuchung von Grenzfällen des Einfallswinkels, unabhängig von der Lokalisierung eines möglichen Bebens, ermöglicht hier eine konservative Bestimmung möglicher Oberflachererregungen.

3. Resonanzverhalten des Baugrundes

Die Überführung der geologischen und bodenmechanischen Bedingungen am Standort in das entsprechende Berechnungsmodell gestaltet sich häufig als schwierig. Insbesondere können für stark inhomogene Gebiete selbst in kleinen Arealen unterschiedliche Konditionen auftreten. Zudem sind die verfügbaren geologischen Parameter häufig sehr dispersiv oder müssen abgeschätzt werden. Parameterstudien sind dann sinnvoll, die eine geugende konservative Wertung der Ergebnisse sichern. Vorteilhaft ist eine Variation der geologischen Charakteristiken um $\pm 30\%$. Für Grundaussagen zum Resonanzverhalten können dann für konstante Einfallswinkel folgende Studien durchgeführt werden:

- Variation der Standortsteifigkeit
- Variation einzelner Parameter (Dicke, v_s , Dichte, Dämpfung)
- Einfluß des Grundwasserstandes
- Einfluß des dehnungsabhängigen Materialverhaltens in Abhängigkeit der Stärke der Erregung
- Einfluß dehnungsempfindlicher eingelagerter Schichten

Im Bild 4 werden Beispiele solcher Untersuchungen für eine 40m dicke Baugrundschtichtung aus Sand über einem elastischen Halbraum dargestellt. Bei

Berücksichtigung des typischen Frequenzinhaltes von Erdbebenerregungen kann die Gefährdung dieses Bodens anhand seines Verstärkungspotentials in den einzelnen Frequenzen charakterisiert werden. Die Übertragungsfunktion ist keine bodentypisch fixierte Größe, sondern stark von der Größe der Erregung abhängig (Bild 4a). Weiche Standorte verstärken insbesondere niedrigere Frequenzbereiche im Gegensatz zu steifen Standorten (Bild 4b). Gleiches ergibt sich für eine Variation der Tiefe von weichen Schichtungen (Bild 4c).

Diese Sachverhalte können vorteilhaft im Zusammenhang mit den zuvor getroffenen Feststellungen (Pkt.1 und 3) genutzt werden. Z.B. würde trotz gleicher maximaler Beschleunigung ein mögliches Erdbeben mit einer willkürlich angenommenen maximalen Fels-Beschleunigung von $a_{\max} = 0.33g$ und einer dominanten Frequenz von $f_0 = 6.6$ Hz, bei den Standortverhältnissen entsprechend Bild 4a, geringere Maximalwerte der Spektralampplituden erzeugen als das gleiche Beben mit $f_0 = 3$ Hz (Bild 5). Dieser Fall korrespondiert zu der Möglichkeit von verschiedenen Distanzen der Quelle vom Standort, für Bauwerke, die ihre Grundfrequenzen in diesem Bereich haben. Deshalb ist für die gesuchte Freifeldbelastung die Kenntnis der Frequenzcharakteristik des zu errichtenden Bauwerks von Interesse, um eine genügende konservative Einschätzung möglicher Belastungen zu sichern.

Literaturverzeichnis

- /1/ Murphy, J.R.; O'Brien, L.J.
The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameter
Bul. of the seismol. Soc. of America, 1977, Vol 67 No. 3, 877-915
- /2/ Seed, H.B.; Idriss, I.M.
Characteristics of rock motions during earthquakes
J. ASCE, Sept. 1969, SM 5, 1199-1219
- /3/ Seed, H.B.; Idriss, I.M.
Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses
Rep. No. EERC 70-10, Berkeley 1970

/4/ Haltenhof, P.; Schröter, K.
Erdbebenwirkung im Baugrund unter Freifeldbedingungen
Diplomarbeit am WB Grundbau HAB Weimar, 19 89, unveröffentlicht

/5/ Wolf, J.P.
Dynamic soil-structure-interaction
Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1985

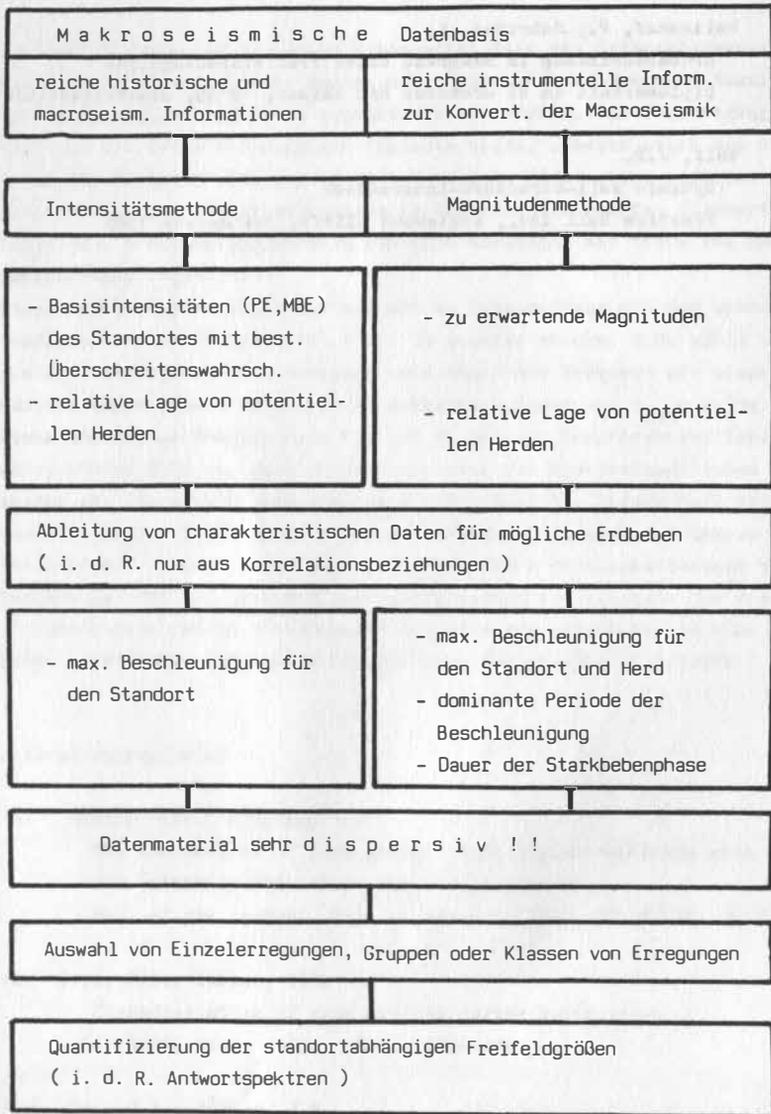


Bild 1: Konvertierung von makroseismischen Daten in standortabhängigen Bewegungsgrößen

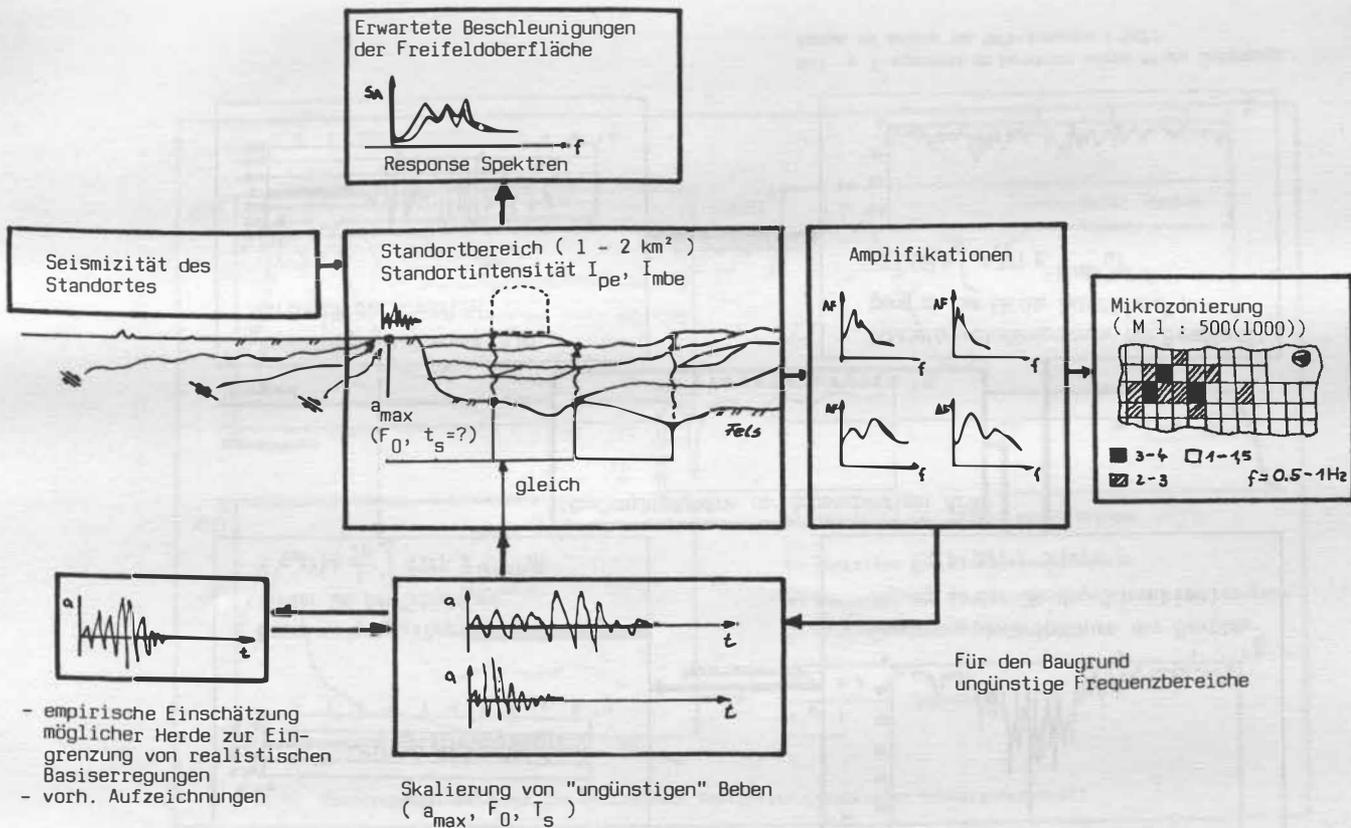


Bild 2: Ermittlung von standortabhängigen Eingangserregungen

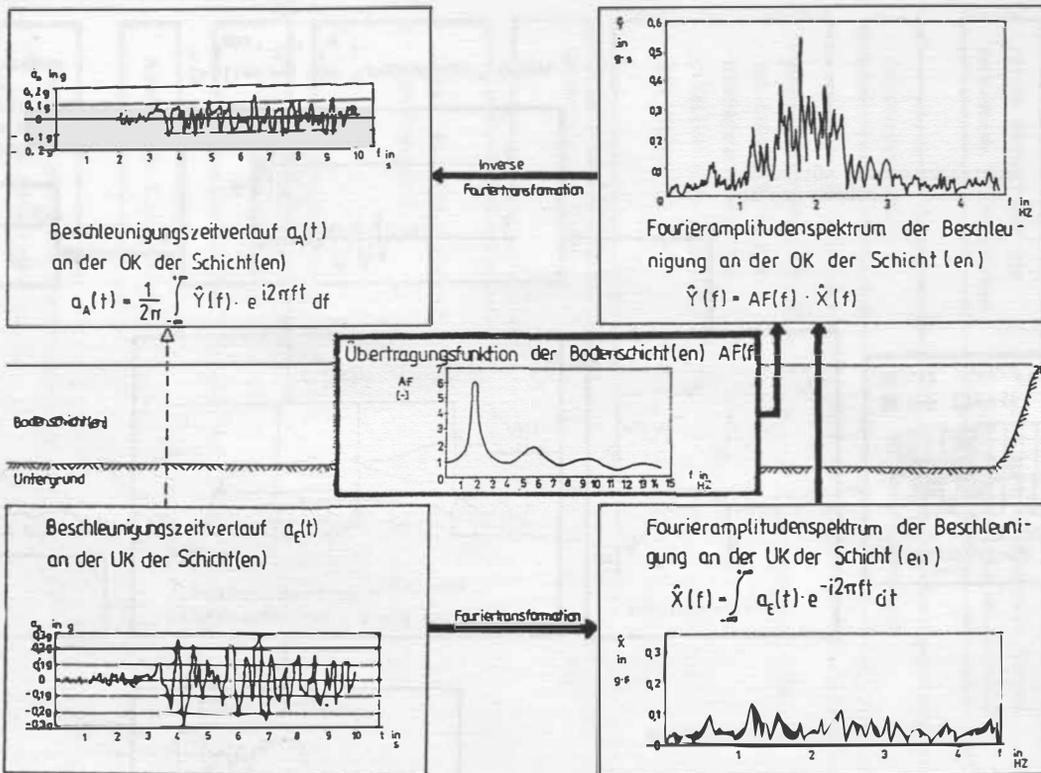


Bild 3) Algorithmus der Berechnung mittels FT und Übertragungsfunktion mit Beispiel des TAFI-Erdbebens (1952)

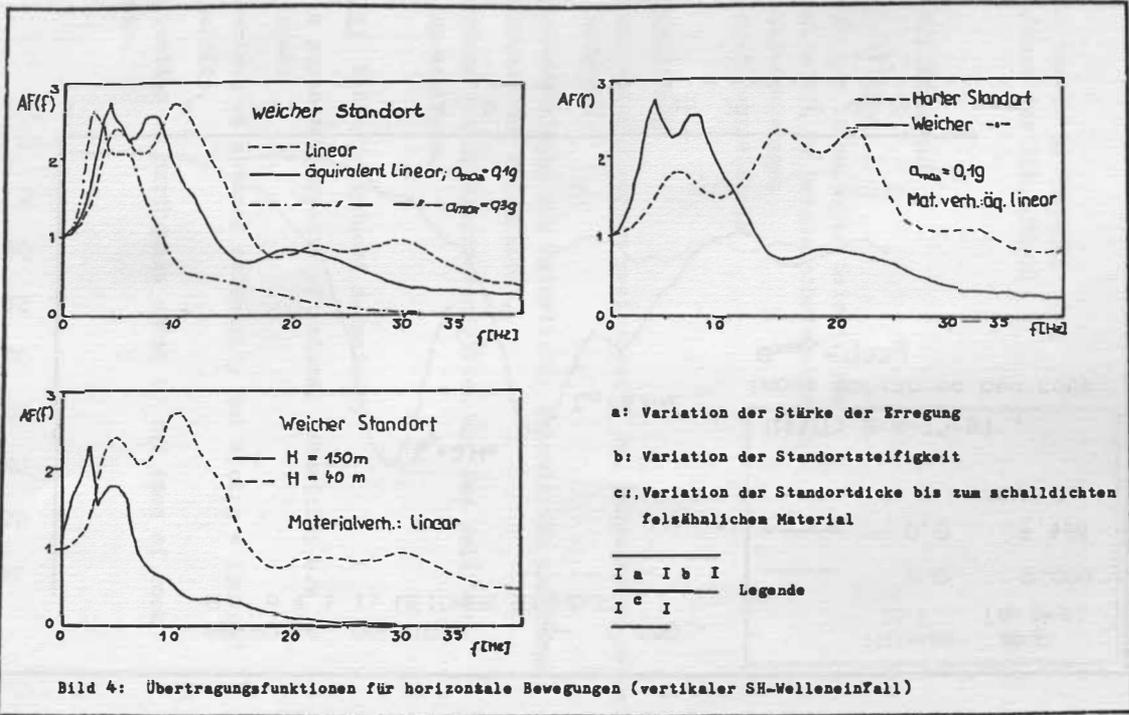


Bild 4: Übertragungsfunktionen für horizontale Bewegungen (vertikaler SH-Welleneinfall)

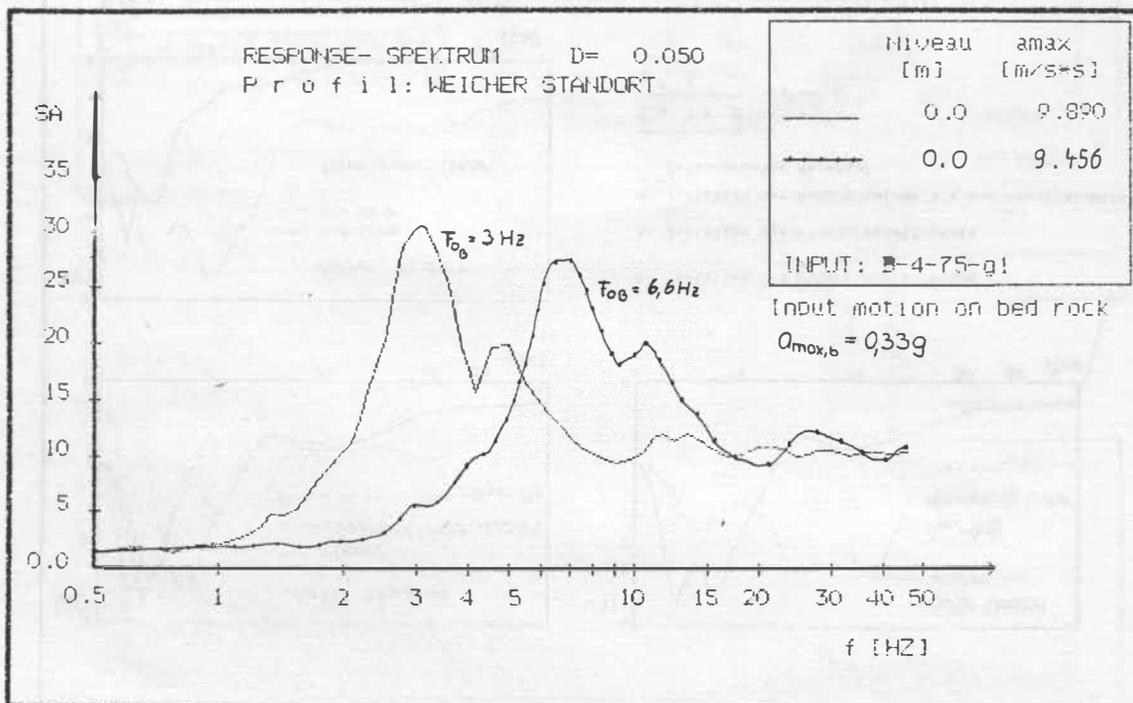


Bild 5: Oberflächenantwortspektrien bei variabler dominanter Frequenz eines Zeitverlaufs

Bergbauinduzierte Seismizität

Dr. sc. techn. I. FISCHER
Bauakademie der DDR, IHLGB

Inhaltsverzeichnis

1. Zielstellung
2. Arten der induzierten Seismizität
3. Seismizität in Bergbauschutzgebieten
4. Schlußbemerkungen
5. Literaturverzeichnis

Zusammenfassung

In diesem Beitrag werden zwei Aspekte der induzierten Seismizität erörtert:

- Gegenüberstellung von natürlicher Seismizität und bergbauinduzierter Seismizität,
- Anwendung von Erdbebenvorschriften auf den Fall von Gebirgsschlägen.

Summary: Mining - induced seismicity

In this paper two aspects of induced seismicity are considered:

- Comparison of natural seismicity and mining - induced seismicity,
- Application of earthquake codes to the case of rock bursts.

1. Zielstellung

Anlaß der Beschäftigung mit dem Problemkreis der bergbauinduzierten Seismizität war der Gebirgsschlag vom 13. März 1989 im VEB Kalibetrieb "Werra". Eine Kurzcharakteristik des Ereignisses kann bei JENTZSCH 1990 nachgelesen werden.

Die Projektierung von Bauwerken und baulichen Anlagen hat nach entsprechenden Vorschriften und Standards zu erfolgen. In einem Bergbauschutzgebiet kommen zu den im allgemeinen anzusetzenden Eigen-, Nutz-, Schnee- und Windlasten noch Einwirkungen hinzu, die durch die bergbauliche Tätigkeit bedingt sind. Es gehört nicht zu den üblichen Aufgaben eines Bauingenieurs, eine Projektierung für Baukonstruktionen vorzunehmen, dessen Auflagerbedingungen sich im Laufe der Zeit mit dem vom Bergbau verursachten Bodenverformungen ändern.

Im Zuge eines Gebirgsschlages tritt kurzzeitig, bei dem Gebirgsschlag am 13. 3. 1989 waren es etwa 5s, eine dynamische Erschütterung des Bodens auf, die Komponenten in horizontaler und in vertikaler Richtung hat. Eine anschließende Senkung des Bodens darf in quasistatischer Weise interpretiert werden, doch fällt eine exakte Abgrenzung beider Erscheinungsformen schwer. Das mag auch dadurch bedingt sein, daß zum Ereignis vom 13. 3. 1989 keine meßtechnischen Aufzeichnungen im Nahfeld vorhanden sind.

Das Ziel der Untersuchung besteht darin, die statischen bzw. die quasistatischen Erscheinungen von den dynamischen Erscheinungen zu trennen und die dynamischen Anteile durch eine Vorschrift des erdbebensicheren Bauens näherungsweise zu erfassen.

2. Arten der induzierten Seismizität

Durch die Tätigkeit des Menschen können bestehende Verhältnisse so verändert werden, daß es zur Auslösung erdbebenähnlicher Erscheinungen kommen kann. Bergbauinduzierte Seismizität, flüssigkeitsinduzierte Seismizität und sprengungsinduzierte Seismizität zeigen die Vielgestaltigkeit des Problems auf (HURTIG und STILLER 1984). Für die Gebirgsschlagfähigkeit im Bergbauschutzgebiet

"Kalisalze 'Werra'" sind die Bergbautätigkeit (bergbauinduzierte Seismizität), das Vorhandensein tektonischer Störungen (natürliche Seismizität) und die Verpreßstätigkeit der BRD-Kaliindustrie (flüssigkeitsinduzierte Seismizität) als Bedingungen zu nennen, die im Verein zum Gebirgsschlag vom März 1989 in Völkershausen führten.

3. Seismizität in Bergbauschutzgebieten

In Vorschriften wird die Seismizität in Bergbauschutzgebieten kaum erörtert. Hinzu kommen Unterschiede, die zwischen natürlichen und bergbauinduzierten Beben bestehen. Beispielsweise gelten für bergbauinduzierte Beben (LEDWON, J.A 1987)

- geringe Verwerfungslänge
- geringe Herdtiefe
- in der Regel geringe Intensität und kurze Zeitdauer.

Zu beachten aber ist die Möglichkeit, bergbauinduzierte Ereignisse durch die unmittelbare Tätigkeit des Menschen beeinflussen zu können.

Eine adequate Widerspiegelung der dynamischen Charakteristiken eines Gebirgsschlages durch eine Vorschrift, die auf der Beschreibung einer natürlichen Seismizität beruht, ist nicht a priori gegeben. Die Kompliziertheit der Erregung und das Nichtvorhandensein zum Gebirgsschlag äquivalenter Lastannahmen muß beachtet werden, um eine Erdbebenvorschrift auf diesen Fall sinnvoll anwenden zu können. Besonderes Augenmerk sind daher auf die Einhaltung konstruktiver Forderungen, auf den Nachweis von Einzelbauteilen, auf die Formulierung von Bebauungsrichtlinien und auf eine den Gegebenheiten angepaßte Standortgenehmigung zu legen.

4. Schlußbemerkungen

Wenn man die bergbauinduzierten Erschütterungen als ein schwaches, flaches Erdbeben identifiziert und die relativ große Vertikalkomponente der Erregung beachtet, wird die Anwendung einer Erdbebenvorschrift auf solche Ereignisse erleichtert. Entsprechende Hinweise sind im Abschnitt 3 angegeben worden.

Eine seismische und seismotektonische Bewertung der Standortgefährdung auf dem gesamten Territorium der DDR würde auch zur Klärung oben angeschnittener Fragen beitragen. Deshalb sollte dieses Forschungsprojekt, das vom Wissenschaftlichen Rat der Hauptforschungsrichtung Physik der Erde beim Programmrat Geo- und Kosmoswissenschaften in Angriff genommen wurde, unterstützt werden.

5. Literaturverzeichnis

HURTIG, E., und H. STILLER: Erdbeben und Erdbebengefährdung. Berlin, Akademie-Verlag, 1984

JENTZSCH: Bauwissenschaftliche Untersuchung der Gebäudeschäden infolge des Gebirgsschlages vom 13. März 1989. Vortrag zum 3. Kolloquium Erdbebeningenieurwesen, Pößneck, 1990

LEDWON, J.A.: Bauen in Bergschadengebieten. Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, 1987

GEODYNAMISCHE PROBLEME BEI TALSPERREN

Oberingenieur Wolfgang Gerecke

Staatliche Bauaufsicht des MNUW
Talsperreninspektion

Geodynamische Probleme an Talsperren sind in jüngster Vergangenheit und in zunehmenden Maße im Verantwortungsbereich der Talsperreninspektion aufgetreten. Letzterer umfaßt die Talsperren, welche von den Talsperrenmeistereien betrieben werden (mit Ausnahme der hydroenergetischen Stauanlagen).

Die auf dem Territorium der DDR vorhandenen Talsperren konzentrieren sich im wesentlichen in den Mittelgebirgen, also im Vogtland, Erzgebirge, Thüringer Wald, Harz und in der Lausitz. Für statistische und regulative Zwecke ist eine Talsperrenklassifizierung vorgenommen worden, die sich an die der International Commission on Large Dams anschließt (Bild 1). Als maßgebende Klassifizierungsmerkmale sind die Stauhöhe H und der Stauraum I gewählt worden. Dazu gelten folgende Entscheidungsgrundlagen (TGL 21239):

1. Angaben zur wirtschaftlichen Bedeutung, zum Zweck und zur Betriebsweise der Anlage sowie zur Sicherheit der Wasserebereitstellung und zum Hochwasserschutz. Diese Angaben betreffen die Funktions- und Standsicherheit, was in den Sicherheitskoeffizienten und in einigen internationalen Vorschriften im Bedeutungsfaktor zum Ausdruck kommt.
2. Aussagen über die geplante Nutzungsdauer, welche für die maßgebenden Betriebs- und Sicherheitserdbeben von Bedeutung sind.
3. Hydraulische Analysen des Einzugsgebietes der Talsperren, woraus die Eintretenswahrscheinlichkeiten der Hochwässer abgeleitet werden können.
4. Aussagen zur Gefährdung von Menschenleben und Sachwerten bei Bruch des Staubauwerkes, welche die Grundlagen für Risikoanalysen bilden und die Einfluß auf die Sicherheitsproblematik haben.
5. Stauhöhe und Stauraum bzw. die für den Einfluß der gestauten Wassermassen auf das dynamische Verhalten wichtige Stauinhaltskurve.

Die nach diesen Kategorien eingeordneten Talsperren liegen überwiegend an morphologisch geeigneten Standorten. Die geologischen Verhältnisse weisen in den Mittelgebirgstalsperren meist Festgesteine wie Granite, Gneise, Schiefervarietäten, Sandsteine etc. im regionalen Bereich auf. Dagegen sind die strukturgeologischen Verhältnisse im lokalen Bereich, insbesondere an den Standorten der Staubawerke, oft kompliziert. Meistens sind tektonische Störungen und immer eine Zerklüftung sowie Entfestigung der anstehenden Gesteine vorhanden. Insbesondere wirken sich die genannten strukturgeologischen Elemente auf das Verformungs- und Bruchverhalten der Felsgründung von Staumauern bei statischen Beanspruchungen aus - noch viel mehr ist das bei dynamischen zu erwarten.

Geomechanisch sind in verschiedene Dimensionsbereichen (tektonische und Kluftkörperbereich) Felskörperstrukturen gegeben, deren stochastischer Charakter und hochgradige Anisotropie die Schwingungsfelder komplex erscheinen läßt. Diese Sachverhalte haben sowohl für die geodynamischen Parameter (erhebliche Streuungen der empirischen Beiwerte) als auch für die Modellvorstellungen wesentliche Auswirkungen. Ähnliches trifft auch auf die Staudämme auf Lockergesteinsgründung, wenn auch in anderer Form, zu.

In diesem Zusammenhang verdienen die Erdstaudämme auf Alluvionen Beachtung; zum Beispiel das Rückhaltebecken Kelbra am nördlichen Fuße des Kyffhäusergebirges auf fluviatilen Sedimenten und die Talsperre Bautzen auf pleistozänen Sanden. Diese geologischen Bedingungen geben Veranlassung, die Bodenverstärkung bei der Ermittlung des dynamischen Koeffizienten eingehender zu bewerten.

Es versteht sich, daß für Talsperren aller Klassen graduiert ingenieurgeologische und geophysikalische Untersuchungen angestellt wurden und werden, in denen jedoch geodynamische Probleme bisher keine besondere Berücksichtigung fanden. Für alle neueren Talsperren und die älteren, welche sich in der Rekonstruktion befinden, sind allerdings seismologische Gutachten erarbeitet worden.

Die in Verbindung mit Talsperren in den vergangenen Jahrzehnten aufgetretenen geodynamischen Probleme umfassen:

1. Die vogtländischen Schwarmbeben und ihre Einflüsse auf die Talsperren Carlsfeld, Cranzahl, Sosa, Muldenberg, Falkenstein, Werda, Pöhl u. a.
2. Technologische Sprengungen in der Umgebung von Staubawerken, z. B. Steinbruchsprengungen in unmittelbarer Nähe der Vorsperren Neuensalz und Thoßfell (Talsperre Pöhl) mit der Folgerung, die maximalen Lademengen zu beschränken und die Abbaurichtung zu lenken. Desweiteren die Großsprengungen in den Kalksteinbrüchen bei Elbingerode und eine etwaige Beeinflussung der Überleitungssperre Königshütte des Bodewerkes im Harz. In diesem Zusammenhang müssen auch die Aushubsprengungen am luft- und wasserseitigen Staumauerfuß der älteren Bruchsteinmauern Werda/Vogtland und Tambach-Dietharz/Thüringer Wald genannt werden. Bei der letzteren war u. a. die Sprengung des Entnahmeturmes unmittelbar an der Staumauer problematisch.
3. Bergbauinduzierte seismische Einwirkungen, wofür als aktuelles Ereignis der Bergschlag im Werra-Kalibergbau, Merkers 1988 und seine Auswirkungen auf die Talsperre Schönbrunn, insbesondere deren Stauraumhänge, angeführt werden kann.
4. Reservoirinduzierte Seismizität, eine für mitteleuropäische Verhältnisse außergewöhnliche Problematik, die für die geplante Talsperre Leibis/Lichte Thüringer Wald wegen ihrer Höhe von 120 m nicht unbeachtet bleiben kann.

Die geodynamischen Einwirkungen betreffen in erster Linie die Staubaauwerke (mit ihren Betriebseinrichtungen) und die Stauraumhänge, worauf nachfolgend eingegangen werden soll. In der DDR sind folgende Typen von Staubaauwerken vorhanden (Bild 2):

1. Gewichtsstaumauern aus Beton oder Bruchsteinmauerwerk mit gerader oder gekrümmter Achse und Bauwerkshöhen von 20 m bis 110 m.
2. Steinschüttdämme mit bituminöser Außenhautdichtung.
3. Erddämme mit schrägliegender oder zentraler Dichtung unterschiedlichen Materials.

Die Stauraumhalte liegen in Größenordnungen von 10^5 m^3 bis zu $1,2 \cdot 10^8 \text{ m}^3$ im Bereich der Wasserwirtschaft. Sie stellen in der Talsperrenklasse I, z. B. Rappbodestaumauer mit 105 m Höhe und 120 Mio m^3 Stauinhalt, für die meist dicht besiedelten unterliegenden Talabschnitte für den Fall eines totalen Kollapses ein beachtliches Risikopotential dar.

Aus der konstruktiven Gestaltung aller Staubaauwerkstypen ist ersichtlich, daß sie geodynamisch Systeme mit komplexen Interaktionsbeziehungen darstellen.

Das letzte Vogtlandbeben war Veranlassung, die dynamische Stabilität der betroffenen Staubaauwerke zu überprüfen. Da es derzeit nicht möglich ist, die lokalen seismisch bewirkten Bewegungen in der Bauwerksgründung für irgendeinen Zeitpunkt anzugeben und bei den alten Bruchsteinmauern nur spärliche Unterlagen über deren konstruktive Gestaltung und Gründungsverhältnisse vorliegen sowie geodynamische Parameter fehlten, mußten ungünstige Annahmen getroffen werden. Die Methodik bestand darin, die seismischen Einwirkungen in ihren Intensitäten graduell zu steigern, um die kritischen superponierten statischen und dynamischen Beanspruchungen zu ermitteln. Es versteht sich, daß diese Einschätzungen der Seismostabilität von Staubaauwerken nicht befriedigen können. Da aber außer einer vorübergehenden Erhöhung des Sickerwasseranfalles nichts weiter festzustellen war, konnte man sich mit dem rechnerischen Ergebnis zufrieden geben, daß bei einer lokalen seismischen Intensität von $I < 6^0$ MSK keine beachtenswerte Beanspruchungen zu erwarten wären.

Weitergehende Berechnungsmodelle (etwa FEM oder andere Diskretierungsverfahren) führen angesichts der erwähnten Wertigkeit der Eingangsdaten zur Vergrößerung des Mißverhältnisses zwischen Abbildungsgrad des Modells und den verfügbaren Struktur- und Materialparametern.

Der Begriff Talsperre umfaßt außer dem Staubaauwerk samt Betriebseinrichtungen den Stauraum mit seinen Hängen. Letztere können in besonderen Fällen zu geodynamischen Stabilitätsproblemen werden.

An der Talsperre Kriebstein bestanden für den rechten Hang wegen seiner Kriechbewegungen Bedenken bezüglich seiner Stabilität. Anfänglich als Bruchnischa angesprochen, wurde nach teilweisem Abtrag von Hangpartien eine Felskörperschalen-Struktur erkannt (Bild 3). Der Hang erwies sich bei den

technologisch bedingten Sprengerschütterungen als relativ stabil. Die dabei in Staumauernähe ermittelten Frequenzen von 6 Hz bis 10 Hz lassen sich am ehesten aus den Unterschieden zwischen den geometrischen und dem realen Weg der Detonationswellen erklären. Außerdem dürften das Eigenfrequenzspektrum der Felskörperschalen von Einfluß auf die Meßwerte am Hang gewesen sein.

Von einer Analyse des komplexen dynamischen Zusammenwirkens der komplizierten Hangstrukturen mit dem Staubaauwerk, den Felsgründungen und der gestauten Wassermasse mußte wegen theoretischer Schwierigkeiten Abstand genommen werden. Es wurden deshalb geophysikalische Schwingungsmessungen ausgewählter Punkte des Hanges und der Staumauer durchgeführt und für unkritisch befunden. Der Hang sowie das Staubaauwerk werden durch ein besonderes Meßprogramm überwacht. Weitaus schwieriger stellt sich die Stabilitätsproblematik der Stauraumhänge der Talsperre Schönbrunn (Gabel und Blockstrom bezeichnet) dar (Bild 4). Beide Hänge befinden sich in jeweils spezifischer Kriechbewegung.

Bei einem strukturellen Kollaps würden am Hang Gabel etwa 4 Mio m³ Hangmassen in den Staauraum gleiten und die verdrängten Wassermassen zu einer Schwallwelle transformieren, die sich talauf- und talabwärts in Schaukelschwingungen bewegt und am Staudamm abläuft.

Durch ein besonderes geodätisches und geophysikalisches Meßsystem, mit Funkübertragung der Extensometerdaten aus einem Meßstollen, ist das Verhalten dieses Hanges seit 14 Jahren hinreichend erkannt worden. Das reale geomechanische System reagiert außerordentlich sensibel auf Staupiegelerhöhungen; eine solche von einem Dezimeter zieht meßbare nachwirkende Vergrößerungen der Kriechgeschwindigkeit nach sich.

Das im Bild 4 skizzierte geodynamische Interpretationsmodell gibt das festgestellte, als "stick-slip-oscillation" bezeichnete Verhalten qualitativ wieder. Unbekannt blieben bisher die Reaktionen der Stauraumhänge auf gegenüber dem Auf- und Abstau wesentlich kurzzeitigere seismische Einwirkungen.

Der Bergschlag in Merkers in etwa 60 km Luftlinienentfernung gab Anlaß und Möglichkeit zur Untersuchung etwaiger geodynamischer Auswirkungen auf den gesamten Hangkomplex. Die Wiedergabe eines Teiles der Wirk- und Meßgrößenpartitur gibt darüber Auskunft (Bild 5). Ein Vergleich des Impulses aus der Anstaugeschwindigkeit mit der Reaktion in den extensometrischen Verschiebungsgeschwindigkeiten ergibt das normale, empirisch gesicherte Verhalten als Nachwirkungerscheinung.

Nach dem bergbauinduzierten seismischen Ereignis erscheint ein weiterer Anstauimpuls, der jedoch erfahrungsgemäß unter der Reaktionsschwelle liegt und die beiden aufeinanderfolgenden Anomalien der Verschiebungsgeschwindigkeiten auch im Rahmen der Schwankungen nicht erklärt. Noch auffällender ist die Anomalie der mikroseismischen Eigenimpulsrate 24 Stunden nach dem Bergschlag. Sowohl für die Zeitreihe der Verschiebungsgeschwindigkeit als auch der Eigenimpulsrate ist eine anomale Unruhe nach der seismischen Einwirkung auffallend.

Die Hypothese, daß die bergbauinduzierten seismischen Wellen Ursache für einige nachwirkende Anomalien sind, läßt sich nicht ausschließen. Zu rupturellen Instabilitäten hat die durch den Bergschlag induzierte örtliche seismische Intensität nicht geführt. Ob das auch bei tektonogenen seismischen Ereignissen im Nahbereich und mit höherem energetischem Niveau der Fall sein wird, bleibt offen.

Die neuen Erkenntnisse der Seismologie für das Territorium der DDR (ZIPE) und die Talsperren betreffenden Sachverhalte geben Veranlassung, geodynamischen Aspekten größere Bedeutung zu widmen. Das betrifft die Sicherheitsproblematik von Talsperren allgemein.

Für die Staubaauwerke steht die Forderung, daß sie eine ausreichende Sicherheit gegen verschiedene Bruchformen und kritische Rißbildungen aufweisen müssen. Den Stabilitätsproblemen für Staubaauwerke liegt die Hypothese des Grenzgleichgewichtes zugrunde. Das führt bei Staudämmen zu den bekannten Gleitkreisen und bei Gewichtsstaumauern zu mindestens zwei Bruchformen in der Felsgründung. Die entsprechenden Modellvorstellungen sind aus Bild 6 ersichtlich. Die Bruchzustände sind aus experimentellen Modelluntersuchungen im Labor und insbesondere aus Großversuchen in situ abgeleitet. Die Belastungsgeschwindigkeiten liegen, bei weitgehender Analogie der Belastungskombination, zwischen Großversuch und Staumauer, meist unter denen der letzteren, während sie mit den seismischen kaum vergleichbar sind.

Die quasistatisch gewonnenen Scherfestigkeitsparameter des Felskörpers können daher nicht auf geodynamische Probleme übertragen werden.

Die nach den Bruchvorstellungen durchgeführten Stabilitätsanalysen beinhalten die Spannungsfelder für alle Wirkgrößen in meist extremen Belastungskombinationen, d. h. von Zuständen ohne Berücksichtigung ihrer Eintretenswahrscheinlichkeiten. In Wirklichkeit sind, mit Ausnahme der Eigengewichte, bei Talsperren alle Wirkgrößen zeitabhängig. Die Einschätzung der Sicherheit eines bestehenden Staubaauwerkes erfolgt daher durch Verhaltensanalysen aufgrund von ermittelten Verschiebungsfeldern. Einen Einblick in das Verhalten gewähren Zeitreihenanalysen, die nach der Partiturmethode Wirk- und Reaktionsgrößen korrelieren (Bild 7).

Die dynamische Sicherheitskonzeption unterscheidet sich von der zuständiglich statischen durch den Übergang von Zuständigkeit zu deren Abfolgen im Ereignisraum und den ihm zugeordneten allometrischen Parameterräumen. Auch wenn man physikalische Modelle, diesbezügliche Algorithmen und aktuelles Datenmaterial voraussetzt, erfolgt der Interpretationsvorgang immer nach den Ereignissen selbst. Dies trifft auch für seismische Einwirkungen zu, da ein zeitliches Zusammentreffen mit einem Meßtermin ein sehr seltenes Ereignis sein dürfte.

Es bleibt derzeitig nichts anderes übrig, als sofort nach Meldung eines seismischen Ereignisses im Bereich einer Talsperre Sondermessungen sowie Bauwerkskontrollen einzuleiten und diese fachkompetent zu bewerten.

Während bei hydrodynamischen Vorgängen (Stauregime) mathematisch-physikalische Prognosen im Ereignisraum möglich sind und zu Parametervergleichen dienen können, erscheint dies bei seismodynamischen problematisch.

Der stochastische Charakter der ingenieur-seismologischen Größen erfordert zudem eine probabilistische Betrachtungsweise und die Analyse von Verhaltensfeldern sicherheitsrelevanter Szenarien.

Im Hinblick auf die geodynamische Problematik bei Talsperren ergeben sich folgende pragmatische Aspekte:

1. Geodynamische Forderungen an ingenieurgeologische, geophysikalische und seismologische Gutachten.
2. Ermittlung ingenieurseismologischer sowie geo- und bauparametrischer Parameter, deren Klassifizierung und Einbindung in die Berechnungsmodelle.
3. Festlegungen zu den Berechnungsverfahren in Verbindung mit der Talsperrenklassifizierung.
4. Definition von dynamischen Sicherheitskriterien und Festlegungen für zulässige Versagenswahrscheinlichkeiten.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die geodynamischen Einflüsse allgemein und die seismischen insbesondere bei den Talsperren aller Klassen nicht vernachlässigt werden dürfen. Dies hat u. U. eine Erweiterung der geo- und ingenieurwissenschaftlichen Untersuchungen zur Folge. Und schließlich sind geodynamische Berechnungsmodelle und Algorithmen auszuarbeiten, parameterseitig zu stützen und regulativ festzuschreiben.

VERZEICHNIS DER ABBILDUNGEN

- Bild 1 Talsperrenklassifizierung nach TGL 21239
Stauanlagen-Talsperren
- Bild 2 Staubaauwerkstypen und dynamische Berechnungsmodelle (schematisch)
- A - Klassisches Berechnungsmodell
Gewichtsstaumauer
 - B - Dynamisches Berechnungsmodell
Gewichtsstaumauer
 - C - Erdstaudamm auf Lockergesteinsschicht
 - D - Steinschüttdamm mit Außenhautdichtung
auf Felsgründung
 - DS- Dichtungsschleier
- Bild 3 Talsperre Kriebstein, Ehrenberger Hang
schematische Skizze der Hangstruktur
- Bild 4 Talsperre Schönbrunn, Stauraumhang Gabel,
schematische Skizze der Hangstruktur und
geomechanische Interpretationsmodell
- Bild 5 Partitur der Meßgrößen für den Stauraumhang
Gabel in Verbindung mit dem Bergschlagersignis
Merkers 1988
- Bild 6 Strukturgeomechanische Bruchformen bei Gewichtsstaumauern (schematisch)
- Fall 0 - Klassische Modellvorstellung
Bruch in der Gründungssohle
 - Fall 1 - Geomechanisch möglicher Scherbruch
im Felskörper
 - Fall 2 - Geomechanisch möglicher Rotations-
Kompressions-Bruch
- Bild 7 Partitur der Wirk- und Reaktionsgrößen für eine
Gewichtsstaumauer (schematisch) mit Eintragung
eines seismischer Ereignisses für ein willkürliches
Szenarium

Talsperrenklassifizierung TGL 21 239

Klasse	Talsperren	Stauhöhe m	Staurauminhalt
		H [m]	J [hm ³]
I	Große und wichtige	≥ 15	≥ 5
II	Mittlere	$5 \leq H \leq 15$	$1 \leq J < 5$
III	Kleine	< 5	< 1

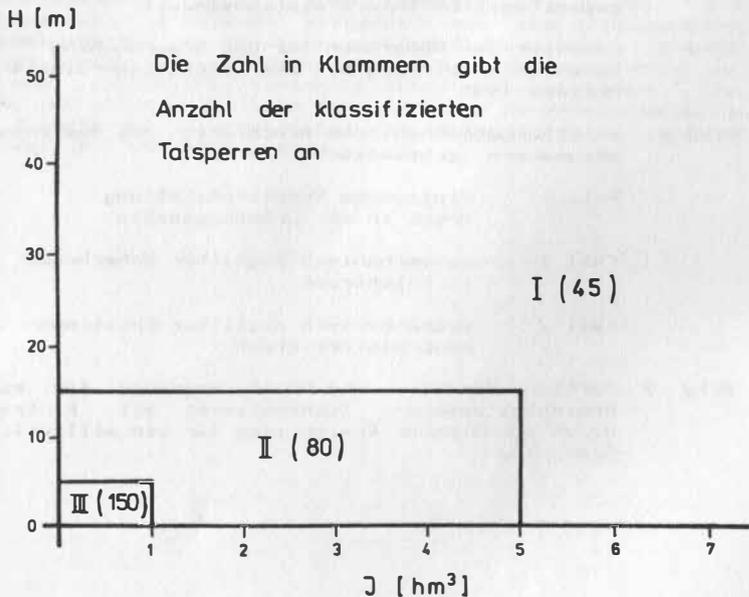
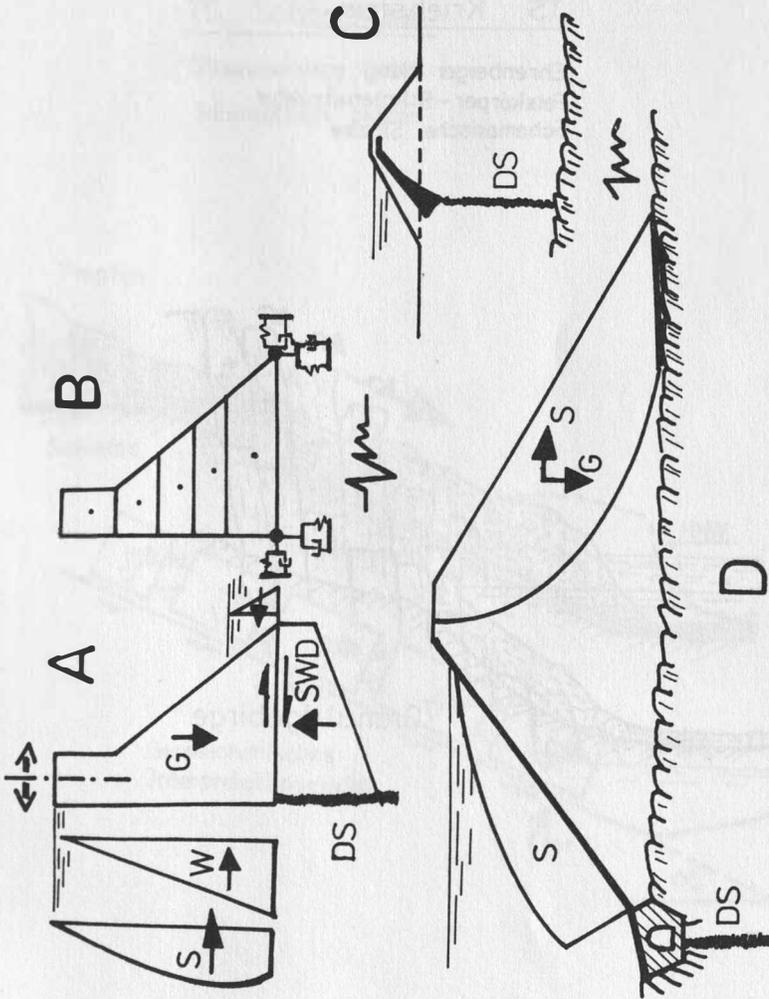
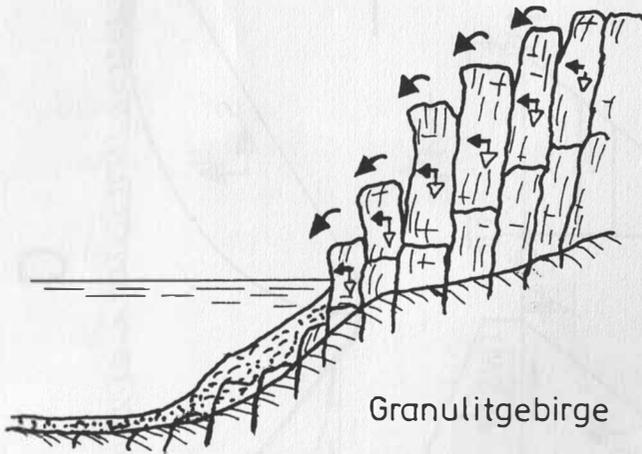


Bild 2



TS Kriebstein

Ehrenberger Hang
Felskörper - Schalenstruktur
Schematische Skizze



TS Schönbrunn

Stauraumhang Gabel

Schematisch Skizze

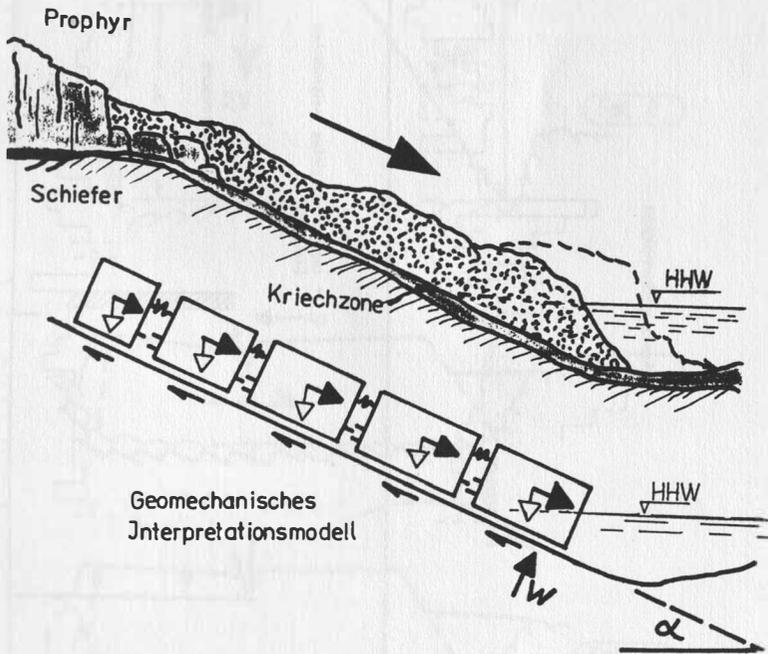


Bild 5

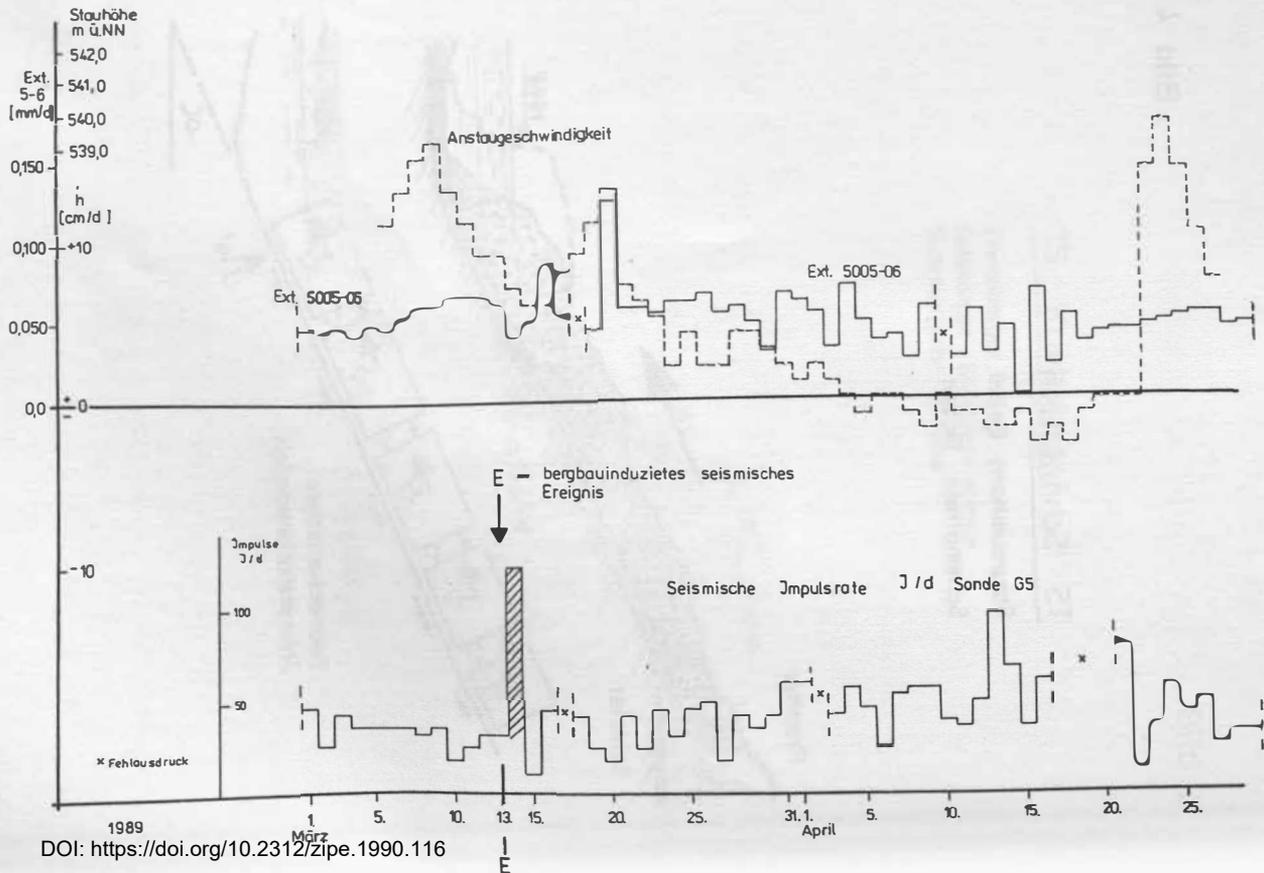
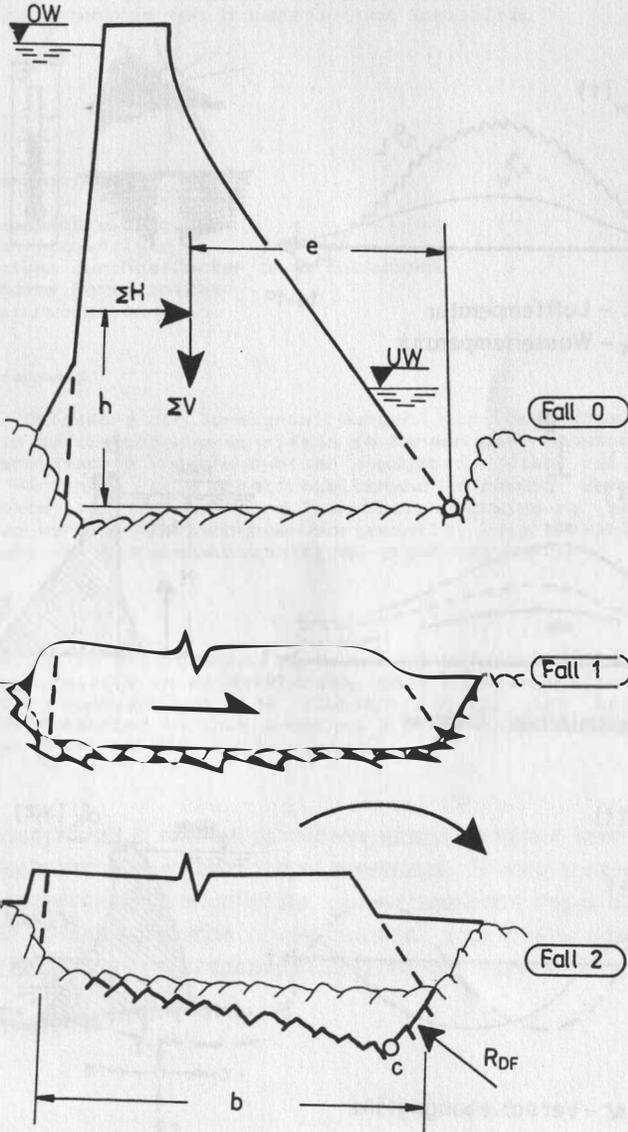
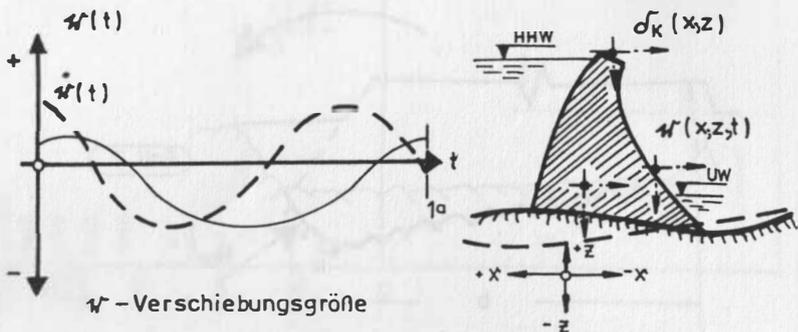
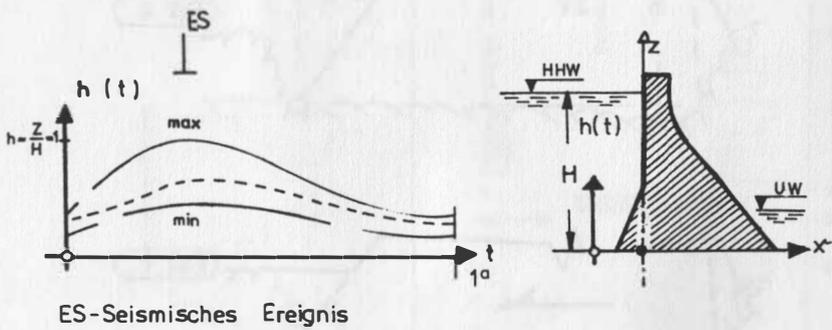
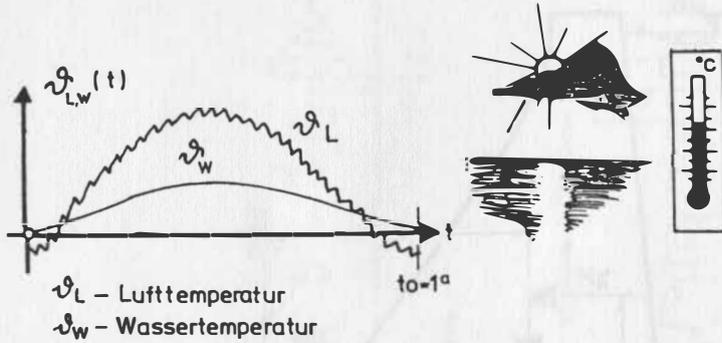


Bild 6



Partitur der Verhaltensfelder



ERDBEBENVORSCHRIFT FÜR DAS TERRITORIUM DER DDR (2):**Zur Erfassung der Torsionswirkungen für vereinfachte Modelle**

Dr.-Ing. Ralf Goldbach
Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar
Wissenschaftszentrum für Industrie- und Spezialbau
Bodestraße 2
Weimar - 5300

Inhaltsverzeichnis

1. Problembeschreibung
2. Vorschriftenanalyse
3. Ergebnisse durchgeführter Untersuchungen
4. Verwendete Formelzeichen
5. Literaturverzeichnis

Zusammenfassung

Für die Erfassung der Torsionswirkungen von Geschößbauwerken werden in den Erdbebenvorschriften im Rahmen der Näherungsverfahren vereinfachte Vorgehensweisen angegeben. Dabei ist nur in wenigen Verfahren eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Kopplungseffekte von Torsions- und Translationsschwingung möglich. Im Beitrag werden Untersuchungen vorgestellt, die im Rahmen der Erarbeitung der Erdbebenvorschrift durchgeführt wurden.

Summary

Approximation for calculation of torsional effects of structures are common practice in seismic codes. Only some evaluations give a realistic approach of the coupled lateral and torsional response. Presented in this paper is a study which was made for working on draft of GDR- seismic code.

Резюме

Расчет сооружений с эксцентриситетом между центрами жесткостей и масс проводится в нормах с приближениями. Только в немногих методах достигают реалистический расчет эффектов торсионных колебаний. В данной статье представляются результаты которые были разработаны при создании сейсмических норм в ГДР.

1. Problembeschreibung

Geschoßbauwerke weisen aufgrund funktioneller, ästhetischer und fertigungstechnologisch bedingter Anforderungen häufig Unsymmetrien auf, die Unregelmäßigkeiten im Schwingungsverhalten hervorrufen. Infolge dieser Unregelmäßigkeiten ist die Anwendung einfacher Berechnungsmodelle und -verfahren nicht immer möglich (FRANK und GOLDBACH 1989). I.a. sind diese Bauwerke in komplexe ebene oder räumliche Modelle zu überführen und ihr dynamisches Verhalten zu untersuchen. Eine Reihe von Bauwerken genügt den zulässigen Anforderungen einer vereinfachten Modellierung als Punktmassstab. Dabei können auch durch diese vereinfachten Modelle räumliche Schwingungen erfaßt werden.

Charakteristisch für unregelmäßige Geschoßbauwerke ist das Auftreten von miteinander gekoppelten Translations- und Torsionschwingungen (FRANK und GOLDBACH 1989, HART et.al. 1975). Die Erfassung dieser Schwingungen mit komplexen Modellen stellt i.a. keine Schwierigkeit dar. Wird ein Bauwerk jedoch in ein Punktmassstabmodell, das nur Translationsfreiheitsgrade aufweist, überführt, ist zusätzlich die Erfassung der Effekte der Schwingungskopplung notwendig.

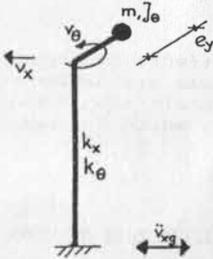


Bild 1 Einmassenschwinger mit Torsions- und Translationsfreiheitsgrad

Prinzipielle Aussagen zur Erfassung der Effekte der Schwingungskopplung können am Einmassenschwinger mit 2 Freiheitsgraden (Bild 1) gewonnen werden. Dabei ist die statische Exzentrizität e_y der Abstand zwischen Masse- und Steifigkeitsmittelpunkt orthogonal zur Erregungsrichtung. Es wird darauf verwiesen, daß die Untersuchungsergebnisse auch auf Mehrmassenschwinger anwendbar sind (TSICHIAS and HUTCHINSON 1981, CHANDLER and HUTCHINSON 1987b, HUTCHINSON and CHANDLER 1986).

Die Lösung des Eigenwertproblems des betrachteten ungedämpften Einmassenschwingers erfolgt unter Einführung des Masseträg-

heitsradius $\zeta = \sqrt{J_{\theta} / m}$ und des Abstimmungsverhältnisses $\lambda_r = \sqrt{k_{\theta} / \tau \cdot k_{w.}}$. Damit können die Eigenfrequenzen des Systems bestimmt werden:

$$\Omega_{1,2}^2 = \frac{1 + \lambda_r^2 \pm \sqrt{(1 + \lambda_r^2)^2 - 4 \lambda_r^2 (1 - (e_w / \tau)^2)}}{2(1 - (e_w / \tau)^2)}$$

Die Beschreibung der seismischen Einwirkung erfolgt durch Antwortspektren für Translationsbewegungsgrößen. Bei der Bewertung der Vorschriftensituation wird das entsprechende Spektrum der jeweiligen Vorschrift bzw. ein äquivalentes Spektrum verwendet. Damit werden Unterschiede konzeptioneller Art ausgeschlossen. Für die Erarbeitung des Vorschlages für die Erdbebenvorschrift der DDR wurde ein Spektrum verwendet, das dem in der zukünftigen Norm entspricht.

Die Berechnung des Antwortverhaltens erfolgt nach der Antwortspektrenmethode. Für die Untersuchungen sind die Amplifikationsfaktoren der dynamischen Exzentrizität und der Ersatzlast von besonderem Interesse. Die dynamische Exzentrizität ist der Quotient aus dem durch dynamische Analyse ermittelten Torsionsmoment und der quasistatischen Ersatzlast. Sie ist eine fiktive Länge. Der Amplifikationsfaktor e_w der dynamischen Exzentrizität beschreibt die Veränderung dieser Exzentrizität gegenüber der statischen Exzentrizität. Der Amplifikationsfaktor $v_{w.}$ der Ersatzlast gibt die Veränderung der Ersatzlast bei dynamischer Analyse gegenüber der Ersatzlast bei entkoppelter Schwingung an. Die Beanspruchung der einzelnen vertikalen Aussteifungselemente wird entsprechend ihres Anteils an der Gesamtsteifigkeit ermittelt. Der Quotient F_w beschreibt das Verhältnis der aus der Vorschrift ermittelten Beanspruchung und der Beanspruchung aus dynamischer Analyse. Dabei sind sowohl Torsionswirkungen als auch Translationswirkungen eingeschlossen.

2. Vorschriftenanalyse

In die durchgeführten Untersuchungen wurden Vorschriftenanalysen (TSICHIAS and HUTCHINSON 1981, CHANDLER and HUTCHINSON 1987b, HUTCHINSON and CHANDLER 1986) sowie neue Vorschriften (WORLD LIST

1988, VORSCHRIFT 1988) einbezogen.

Die prinzipielle Vorgehensweise der Ermittlung der Torsionsbeanspruchung in den Vorschriften besteht darin, daß die mit einem Näherungsverfahren ermittelten horizontalen Erdbebenersatzlasten durch exzentrischen Ansatz eine Torsionswirkung um die Steifigkeitsachse des Systems hervorrufen. Die Größe der Exzentrizität und ihre Abhängigkeit von Bauwerksparametern werden in den Vorschriften differenziert festgelegt.

Nr.	allg. Abhängkt.	Land	Beispiele		Vergrößerung d. Exzentrizität
			Parameter		
1	$e = \alpha_1 e_y + \beta B$	Kolumbien Indien Mexico-1976	α_1	β	
			1,0	0,05	
			1,5	0,10	
2	$e = \alpha_1 e_y \pm \beta B$	Indonesien DDR 191 Portugal Mexico-1987	α_1	β	
			1,5/1,0	0,05	
			1,5/1,0	0,10	
3	$e = \gamma e_y + \beta B$ mit $\gamma = f(e_y, B)$	Australien Neuseeland BRD (torsions weiche Systeme)	γ	β	
			$1 - \frac{e_y}{B}$	0,10	
			$\pm 0,05$		
4	$e = \delta e_y + \beta B$ mit $\delta = f(e_y, B, \lambda_T)$	BRD EUROCODE 8 Venezuela			

Bild 2 Prinzipielle Vorgehensweise in den Vorschriften zur Bestimmung der Exzentrizität

In Bild 2 werden 4 prinzipielle Vorgehensweisen bei der Ermittlung der Torsionsbeanspruchung aufgezeigt:

Gruppe 1 Die statische Exzentrizität wird erhöht (α_1); eine zufällige Exzentrizität wird positiv eingeführt (β).

Gruppe 2 Die statische Exzentrizität wird erhöht (α_1); die zufällige Exzentrizität wird positiv oder negativ angesetzt ($\pm\beta$).

- Gruppe 3** Die statische Exzentrizität wird unter Berücksichtigung der Bauwerksabmessung B und der Größe von e_y vergrößert (γ); die zufällige Exzentrizität wird angesetzt (β).
- Gruppe 4** Die statische Exzentrizität wird unter Beachtung der Bauwerksabmessung B , der Größe von e_y und des Steifigkeitsverhältnisses λ_T vergrößert (σ); die zufällige Exzentrizität wird angesetzt.

3. Ergebnisse durchgeführter Untersuchungen

Der Einfluß der **Erregungsbeschreibung** wird ausführlich von TSICHNIAS and HUTCHINSON 1981 und CHANDLER and HUTCHINSON 1987b untersucht. Die Unterschiede zwischen den Ergebnissen der Berechnungen mit hyperbolischem bzw. kombiniertem Antwortspektrum sind quantitativ unbedeutend. Für das konstante Antwortspektrum ergeben sich auch für kleine Abstimmungsverhältnisse λ_T von Null verschiedene Werte für die Amplifikationsfaktoren.

Bei den durchgeführten Berechnung mit dem Spektrum SETB (aus mitteleuropäischen Zeitverläufen nach CHANDLER and HUTCHINSON 1987b) wurde eine zufälligen Exzentrizität $e_{zz} = 0$ und ein Faktor $\alpha_z = 1.0$ eingeführt.

In Bild 3 werden Vorschriftenfestlegungen mit Ergebnissen aus dynamischen Untersuchungen verglichen. Die dynamische Berechnung der Amplifikationsfaktoren der Exzentrizität werden mit dem Spektrum der jeweiligen Vorschrift geführt. Es ist festzustellen:

1. Die Art der in den Vorschriften verwendeten Spektren hat keinen wesentlichen Einfluß auf die Amplifikationsfaktoren.
2. Die Erhöhung der dynamischen Exzentrizität wird in den Vorschriften der Gruppen 1 und 2 wesentlich unterschätzt.
3. Die Quotienten F_a werden in den Vorschriftengruppen 1 und 2 (nach Bild 2) für den Resonanzfall bis zu 30 % unterschätzt.

Nach Bild 4 kann man in Abhängigkeit vom Abstimmungsverhältnis drei Systembereiche unterscheiden:

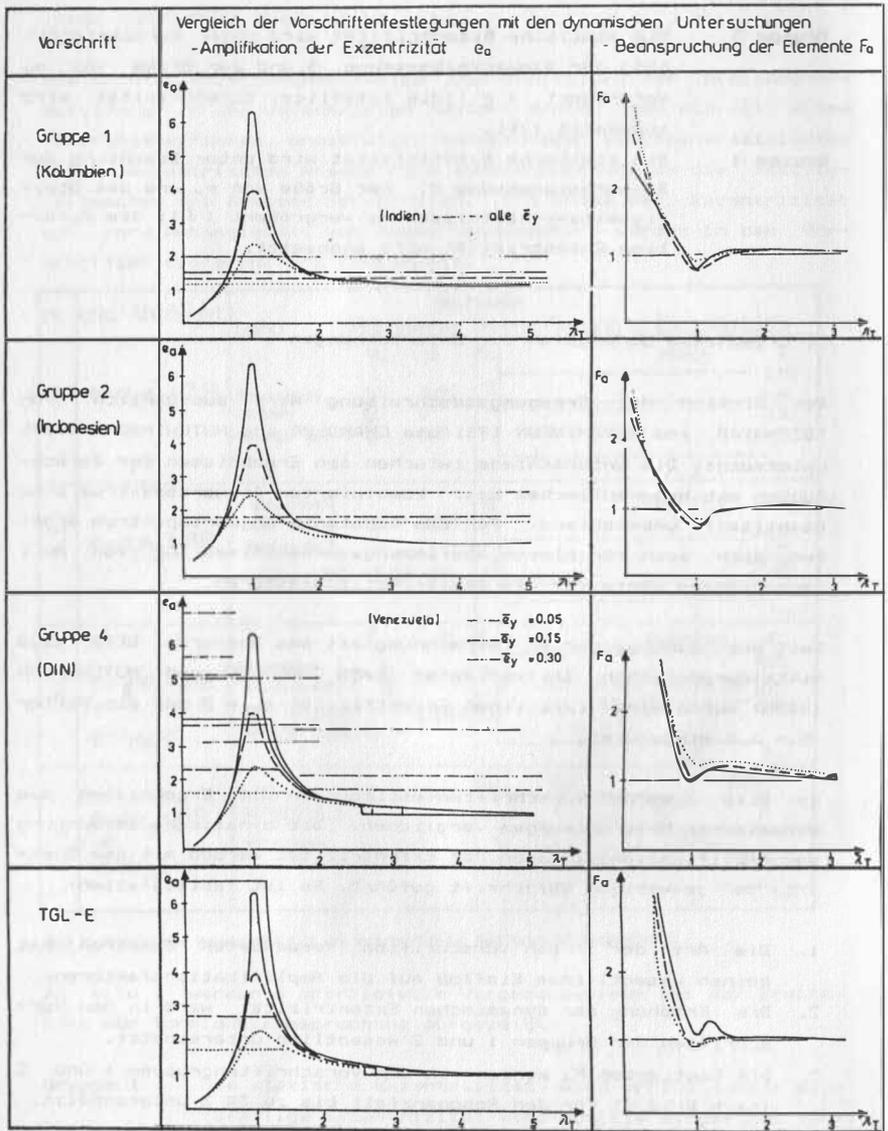


Bild 3 Vergleich von Vorschriftenfestlegungen mit Ergebnissen von dynamischen Berechnungen
($\bar{e}_y = 0,05$ ———; $\bar{e}_y = 0,15$ - - - -; $\bar{e}_y = 0,30$ )

- Bereich A** - Torsionssystem
 Translationserregung erzwingt keine bzw. geringe Systemantwort
- Bereich B** - gekoppeltes System
 Translationserregung erzwingt sowohl Translations- als auch Torsionsbewegungen
- Bereich C** - Translationsystem
 Translationserregung wird durch "einfache" Translationsbewegungen beantwortet

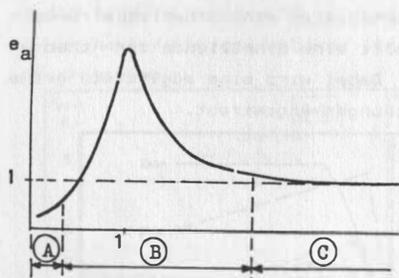


Bild 4 Antwortverhalten des Einmassenschwingers in Abhängigkeit vom Abstimmungsverhältnis

Im Bereich $\lambda_T < 1.0$ (torsionsweiche Systeme) kommt es zu schnellen Änderungen der Amplifikationsfaktoren F_m . Dabei wird für reine Torsionssysteme ($\lambda_T < 0.5$) die Beanspruchung durch die Vorschriftenfestlegung überschätzt. Im Resonanzbereich ($\lambda_T \sim 1.0$) kommt es allgemein zu einer Unterschätzung der Amplifikationsfaktoren. Eine Ausnahme bildet die DIN, deren

Festlegungen für diesen Bereich eine sehr gute Erfassung der Beanspruchung gewährleisten (Bild 3). Im Bereich $\lambda_T > 2.0$ (torsionssteife Systeme) erfolgt eine gute Erfassung der Beanspruchung F_m durch alle Vorschriften.

Eine Überschätzung für torsionsweiche Systeme ist durch zwei Aspekte begründet:

1. Solche Systeme werden vorrangig durch Torsionseinwirkungen angeregt. Die Beschreibung der Erregung in den Vorschriften erfolgt jedoch durch Translationsbewegungsgrößen.
2. Bei torsionsweichen Systemen ist der Anteil höherer Eigenformen an der Gesamtantwort des Systems größer als bei torsionssteifen Systemen (MÜLLER und KEINTZEL 1984).

Damit ist der Ansatz der Amplifikationsfaktoren des Resonanzfalles für torsionsweiche Systeme vorerst gerechtfertigt.

Die Amplifikationsfaktoren der statischen Ersatzlast und der dynamischen Exzentrizität sind unabhängig vom Grundrißverhältnis für konstante Abstimmungsverhältnisse λ_T und statische Exzentrizitäten e_y .

Eine Differenzierung der zusätzlichen Exzentrizität in Abhängigkeit vom Verhältnis der Grundrißabmessungen erfolgt gegenwärtig nur in der DIN. Im Bild 5 wird deutlich, daß in allen Vorschriften eine Unterschätzung der zusätzlichen Exzentrizität erfolgt. In der DIN wird zwar die beste Näherung erreicht, jedoch erfolgt hier für kleine Exzentrizitäten eine erhebliche Unterschätzung. Der TGL-Entwurf stellt eine Einhüllende der theoretisch ermittelten Kurven dar. Dabei wird eine möglichst große Genauigkeit durch einfache Gleichungen angestrebt.

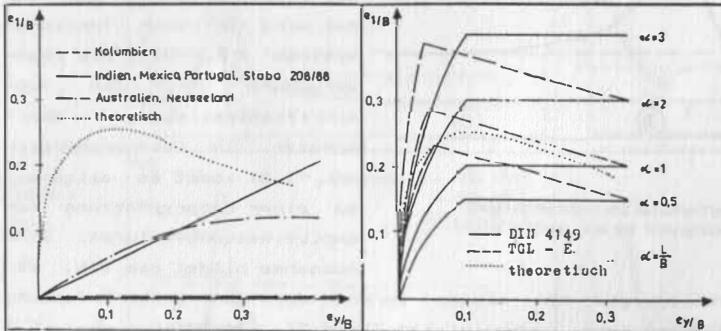


Bild 5 Vorschriftenfestlegungen über zusätzliche Exzentrizitäten \bar{e}_1 in Abhängigkeit von den statischen Exzentrizitäten e_y ($\lambda_T = 1,0$)

Auf kleine statische Exzentrizitäten wirken sich die zufälligen Exzentrizitäten am stärksten aus (Bild 6). Für diese Werte kommt es zu einem sprunghaften Anstieg der Amplifikationsfaktoren. Der Unterschied zwischen den Vorschriften der Gruppen 1 bis 3 und der DIN bzw. dem TGL-Entwurf werden deutlich. Bei den letztgenannten ist der Einfluß der zufälligen Exzentrizität auf die Amplifikationsfaktoren nicht so ausgeprägt. Die Abdeckung der vergrößerten Exzentrizitäten erfolgt vor allem durch die zusätzliche Exzentrizität e_y .

Von CHANDLER and HUTCHINSON 1987a werden zusammenfassend Literaturanalysen und theoretische Untersuchungen zum Einfluß des Bau-

grundes auf die Schwingungskopplung dargestellt. Dabei werden Normenfestlegungen mit Ergebnissen von o.g. Antwortspektrenberechnungen verglichen. Als Ergebnis dieser Auswertungen kann festgestellt werden, daß für mitteleuropäische Verhältnisse eine zusätzliche Erhöhung der Amplifikationsfaktoren besonders für kleine statische Exzentrizitäten auftritt. Eine Erfassung in den Vorschriften gibt es nicht, damit würde der Rahmen eines Näherungsverfahrens überschritten werden.

Die Vergrößerung der Exzentrizitäten unter Beachtung der Bodensteifigkeit wird im TGL-Entwurf indirekt durch Einführung größerer Amplifikationsfaktoren für kleinere statische Exzentrizitäten vorgesehen.

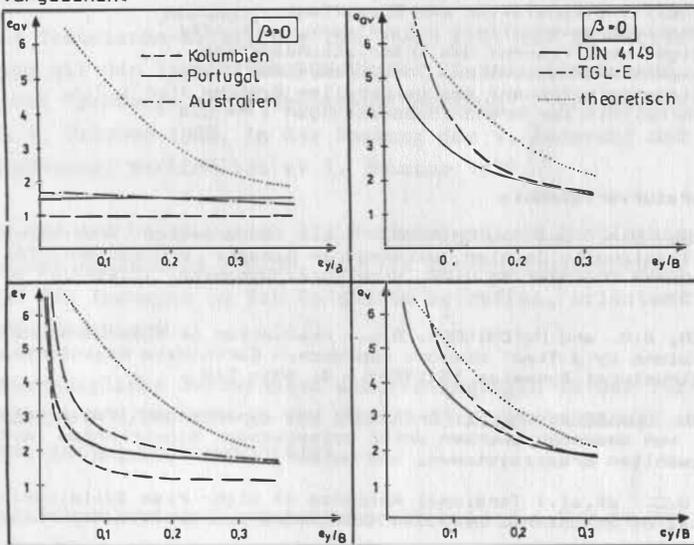


Bild 6 Amplifikationsfaktoren der Exzentrizität e_{av} nach den Vorschriftenfestlegungen ohne und mit Berücksichtigung der zufälligen Exzentrizität β ($\lambda_T = 1,8$)

4. Verwendete Formelzeichen

B	Breite des Bauwerkes, orthogonal zur Erregungsrichtung
e_v	statische Exzentrizität (Abstand zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und Masseschwerpunkt, rechtwinklig zur Erregungsrichtung gemessen)
$e_{..}$	Amplifikationsfaktor der Exzentrizität
$e_{..}$	dynamische Exzentrizität
\bar{e}	bezogene Exzentrizität ($\bar{e} = e/B$)
$F_{..}$	Quotient aus der ungünstigsten Beanspruchung eines Elementes nach Vorschrift und dynamischer Analyse
J_{θ}	Drehträgheit
$K_{..}$	Translationssteifigkeit des Einmasseschwingers
K_{θ}	Torsionssteifigkeit des Einmasseschwingers
L	Länge des Bauwerkes
m	Translationsmasse
$V_{..}$	Ersatzlast aus dynamischer Analyse
$V_{..}$	Amplifikationsfaktor der Ersatzlast
λ_T	Abstimmungsverhältnis ($\lambda_T = \omega_{\theta}/\omega_n = \sqrt{K_{\theta}/\tau^2 K_{..}}$)
ω_n	Eigenkreisfrequenz des Translationssystems
ω_{θ}	Eigenkreisfrequenz des Torsionssystems
ω_1	Eigenkreisfrequenz des gekoppelten Systems ($n = 1, 2$)
α	Verhältnis der Grundrißabmessungen ($\alpha = L/B$)

5. Literaturverzeichnis

- CHANDLER, A.M. and HUTCHINSON, G.L.: Code Design Provisions for Torsionally Coupled Buildings on Elastic Foundation.- In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics 13(1987).- S. 517- 536
- CHANDLER, A.M. and HUTCHINSON, G.L.: Evaluation of Code Torsional Provisions by a Time History Approach.- Earthquake Engineering and Structural Dynamics 15(1987).- S. 491- 516
- FRANK, U. und GOLDBACH, R.: Erfassung des dynamischen Tragverhaltens von Geschosbauwerken unter seismischen Einwirkungen mit ausgewählten Ersatzsystemen, HAB Weimar, 1989.- Diss. A
- HART, G.C. et.al.: Torsional Response of High-rise Buildings.- Journal of Structural Division 101(1975)ST2.- S. 397- 416
- HUTCHINSON, G.L.; CHANDLER, A.M.: Parametric Earthquake Response of Torsionally Coupled Buildings and Comparison with Building Codes.- 8.ECEE, Lisabon 1986.- S. 6.7/25-6.7/32
- MÜLLER, F.P. und KEINTZEL, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten.- Berlin(W) 1984
- TSICHIAS, T.G. and HUTCHINSON, G.,L.: Evaluation of Code Requirements for the Earthquake Resistant Design of Torsionally Coupled Buildings.- Proceedings of Institute Civil Engineering 71(1981)9.- S. 821- 843
- EARTQUAKE REGULATIONS, A World List.- Tokyo 1988
- VORSCHRIFT 208/88 der Staatlichen Bauaufsicht der DDR

BAUGRUNDUNTERSUCHUNG FÜR BAUWERKE UNTER ERDBEBENEINWIRKUNG

Dr.-Ing. Horst Hausner

VEB SBK Wasserbau, KB Baugrund Berlin

Im ersten Halbjahr 1989 wurde von einem Kollektiv unter der Leitung des Direktors für Technik zu o.g. Thematik eine Technische Mitteilung (TEM 01-89) erarbeitet, die mit Datum vom 1.9.1989 im Betrieb verbindlich eingeführt wurde.

Die Technische Mitteilung TEM 01-89 gilt nur in Verbindung mit der Vorschrift 208/88 der Staatlichen Bauaufsicht "Bauwerke unter Erdbebeneinwirkung", verbindlich ab 1. Oktober 1988, in der Fassung der 1. Änderung und Ergänzung, verbindlich ab 1. Februar 1989.

In der TEM 01-89 werden die Forderungen und Festlegungen in der Vorschrift 208/88, die die Baugrunduntersuchung und die Aussagen in den Gutachten betreffen, erläutert und präzisiert.

Diesbezügliche Forderungen und Festlegungen in der Vorschrift 208/88, die in der TEM 01-89 nicht behandelt werden, gelten uneingeschränkt.

Nachfolgend wird das Inhaltsverzeichnis der TEM 01-89 aufgeführt. Die in den Abschnittsüberschriften in Klammern gesetzten Angaben verweisen auf die Abschnitte in der Vorschrift 208/88 der Staatlichen Bauaufsicht.

Inhaltsverzeichnis

1. Geltungsbereich
2. Angaben zur Gründung (6.4.)
 - 2.1. Zulässige Tragfähigkeit (6.4.a)

- 2.2. Unterschiedliche Gründungstiefe (6.4.b)
- 2.3. Verschiedener Baugrund (6.4.b)
- 2.4. Gefährdete Standorte (6.4.c)
- 2.5. Baugrundverbesserung (6.4.d)
- 3. Baugrundfaktor K_B (6.7.b 1. Anstrich und Tabelle 6)
- 4. Bodensteifigkeit unter dynamischer Belastung
(Abschnitt 6.7.b 2. Anstrich)
- 5. Verflüesigungsgefahr (6.7.b 3. Anstrich)
- 6. Angaben zu Stützbauwerken (12.)
 - 6.1. Dämpfung (12.1.)
 - 6.2. Grundwasser (12.3.)
- 7. Materialfaktoren (13.2. Tabelle 8)
- 8. Hinweise

Da Gutachtenbearbeitungen unter dem Aspekt "Erdbeben-
einwirkung" im KB Baugrund Berlin bisher nicht vorge-
nommen worden sind, wurden die Produktionsbereiche
Dresden und Naumburg (Erdbebenzonen 1 bis 3) gebeten,
die bei der Anwendung der Technischen Mitteilung TEM
01-89 gesammelten Erfahrungen dem Fachbereich Technik
zu übermitteln.

Bauwissenschaftliche Untersuchung
der Gebäudeschäden infolge des Gebirgsschlages vom 13. März 1989

Dr.-Ing. Jentzsch, Staatliches Prüfamnt für Beton

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung

1. Das Ereignis
2. Auswirkungen an der Erdoberfläche
3. Maßnahmen des Bauwesens
 - 3.1. Ergebnisse der Schadensanalyse
 - 3.2. Weiterentwicklung des Sicherheitskonzeptes des Bauwesens
4. Literaturverzeichnis

Bildanhang

Zusammenfassung

Am 13. März 1989 ereignete sich um 14.02 Uhr ein Gebirgsschlag der Magnitude 5,5 in dem Gebiet von Völkershausen. Die Analyse der seismologischen Daten weist auf ein plötzliches Ereignis ohne Vorankündigung in Verbindung mit einem Setzungsvorgang hin. Zerstörungen und Schäden an Gebäuden traten in einem Gebiet mit 17 Ortschaften auf. Eine Überprüfung und Analyse der Konstruktionen der Gebäude in der Region Völkershausen hat gezeigt, daß eine geringe Qualität der Konstruktionen in vielen Fällen das Bauwerkversagen in beträchtlichem Umfang beeinflusste.

Summary

On March 13, 1989, 14 hr 02 min., a destructive rockburst of magnitude 5,5 occurred in the region of Völkershausen. The analysis of seismological data shows an sudden occurrence without announcement and underground movement with deformations. Destructions and damages of constructions where on the area with 17 villages. Inspection carrying out and quality analysis of construction of residential buildings in the region of Völkershausen have shown, that the low quality of construction was in many cases a main cause of structural collaps.

1. Das Ereignis

Als Folge einer planmäßigen Gewinnungssprengung am Schichtende des 13. März 1989 um 14.02 Uhr im Grubenbetrieb "Ernst Thälmann" des VEB Kalibetrieb "Werra" kam es zum Gebirgsschlag mit beträchtlichen Schadensfolgen. Die materiellen Schäden aus über- und untertägigen Zerstörungen sowie des Produktionsausfalles waren bedeutend. Der Gebirgsschlag führte zum Einsturz eines ca. 6 km² großen Feldes in einer Tiefe zwischen 780 bis 860 m. Die durchschnittliche Lagerstättenmächtigkeit im Flöz Thüringen beträgt 5 bis 6 m. Das abgebaute Kalirohsalz besteht vorwiegend aus Carnallit, welches auf Grund natürlicher gesteinsphysikalischer Eigenschaften unabhängig vom Abbauverfahren zu Brucherscheinungen neigt. Subjektive Fehler in bergbehördlich bestätigten Projekten, bei der Durchführung bergbaulicher Arbeiten, technologischen Vorgaben für Sprengarbeiten sowie in der Einhaltung der Sicherheitsstrategie konnten nicht nachgewiesen werden.

Scheidet damit bergmännische Tätigkeit als primäre Ursache aus, so muß sie im Verein mit den Störungszonen des Deckgebirges und pulsierenden Flüssigkeiten aus der Abwasserverpressung in den Versenkkräumen der Bundesrepublik Deutschland gesucht werden. Vorliegende Ergebnisse geologischer Untersuchungen charakterisieren deshalb das Ereignis als flüssigkeitsinduzierten, tektonischen Gebirgsschlag. Untermauert wird diese These durch Ergebnisse aus dem seit 1976 bestehenden Beobachtungsnetz von 10 Bohrungen, die einen Masse- und Energietransport infolge Verpressung im Raum Philippsthal belegen.

2. Auswirkungen an der Erdoberfläche

Das Ereignis wurde in seiner Stärke und dem zeitlichen Ablauf in und außerhalb der DDR meßtechnisch registriert. Es handelt sich um

- ein plötzliches Ereignis ohne Vorankündigung,
- das in drei energiereichen Teilereignissen abließ,

- Magnituden von 5,5 im Epizentrum (Ortslage Völkershäusen) nach der Richterskala erreichte und
- eine zeitliche Dauer von ca. 5 Sekunden besaß.

Damit ist dieses seismische Ereignis (Bild 1), welches in ursächlichem Zusammenhang mit dem Bergbau steht, dem bisher in der Welt stärkstem bergbauinduzierten Erdbeben in Witwatersrand (Südafrika/ Goldbergbau) vom 7. April 1977 gleichzusetzen. Der Erdbebenkatalog der DDR (GRÜNTAL 1988) enthält für die Region Bad Salzungen Aussagen über weitere vier Gebirgsschläge geringerer Intensitäten (1953 $I_s = 7,5^\circ$ / 1958 $I_s = 7,0^\circ$ / 1961 $I_s = 6,0^\circ$ / 1975 $I_s = 8,0^\circ$ MSK).

Zur Charakterisierung der Erscheinungsweise gehört neben der dynamischen Erregung in horizontaler und vertikaler Richtung unbedingt auch der plötzliche Senkungsvorgang (Bild 2). Bereits 18 Stunden nach dem Gebirgsschlag (frühere Messungen existieren nicht) hatte sich eine Setzungsmulde an der Oberfläche mit deutlicher Randausbildung eingestellt. Zu diesem Zeitpunkt wurden in der Ortslage Völkershäusen Einsenkungen bis zu 815 mm gemessen. In den darauffolgenden Tagen und Wochen gemachte Messungen zeigten nur noch ein geringes Anwachsen der Werte auf maximal 859 mm bei gleichzeitig stark abnehmender Tendenz. Erschütterungswirkungen mit Intensitäten von $I = 3^\circ$ sind noch im Raum Dresden, Magdeburg und Fulda wahrgenommen worden.

3. Maßnahmen des Bauwesens

Entsprechend dem Beschluß des Ministerrates vom 28. März 1989 erging durch den Minister für Bauwesen am 5. April 1989 der Auftrag zur Untersuchung der Folgen des Gebirgsschlages an die Bauakademie der DDR und die Staatliche Bauaufsicht (Ministerratsvorlage 1989). Dem vorausgegangen war eine erste Information zu den Auswirkungen am 14. März 1989 sowie am 27. März 1989 auf Drängen des Ministers eine Information zur sofortigen Bebaubarkeit der Ortslage Völkershäusen durch die Staatliche Bauaufsicht, in der eingeschätzt wurde, daß die Wahrscheinlichkeit für Nachbeben gering ist, die Kompak-

tierung des Deckgebirges weitgehend abgeschlossen ist und Hangrutschungen nicht eingetreten sind. Daraus wurde auf die grundsätzlich gegebene Möglichkeit der Wiederbebaubarkeit der Ortschaft Völkershausen geschlossen und mit dem Wiederaufbau am 28. März 1989 begonnen. Die Staatliche Bauaufsicht forderte für die Bemessung der Bauwerke eine Einstufung in die Erdbebenzone 2 entsprechend der Vorschrift 208/88 (Mitteilungsblatt der Staatlichen Bauaufsicht Nr. 8/9 1988), die Begrenzung der Bauwerkshöhe auf zwei Geschosse, die Einhaltung der konstruktiven Forderungen des Abschnittes 6 der Vorschrift und keine Abminderung von Teilsicherheitsfaktoren bei der Bemessung nach Grenzzuständen. Eine weitere wesentliche Maßnahme war die Aufnahme der Bauwerksschäden und ihre Auswertung.

3.1 Ergebnisse der Schadensanalyse

Durch die Staatliche Bauaufsicht wurden alle baulichen Anlagen im Umkreis von 12 km begutachtet. Das Ergebnis mit Stand vom 30. April 1989 zeigt die Tabelle 1.

Tabelle 1: Schadensumfang (Stand 30. 04. 1989)

Ort	Abbruch	Teilabbruch	Sanierung
Völkershausen	43 + <u>23</u>	14 + <u>5</u>	240 + <u>52</u>
16 Nachbarorte	10 + <u>18</u>	14 + <u>8</u>	189 + <u>58</u>
Gesamt	53 + <u>41</u>	28 + <u>13</u>	429 + <u>110</u>

(... = Nebengebäude)

Die überwiegende Zahl der betroffenen Bauwerke sind für die Landschaft der Vorderrhön typische Fachwerkhäuser. Die über Jahrzehnte erfolgten Eingriffe in die Bausubstanz durch Um- und Anbauten führten zu vielfältigen Formen von Mischkonstruktionen. Den Zeitumständen ihres Entstehens entsprechend wurden im Sinne der Sparsamkeit Hohl- und Bruchsteinmauerwerk (Bild 3 und 4) ausgeführt, auf den

Verbund der Wände verzichtet (Bild 5), Deckenscheiben ohne Verankerung ausgebildet, Aussteifungsverbände in Dachkonstruktionen nicht ausgeführt (Bild 6) und in ihrem Verformungsverhalten unvereinbare Baukörper starr verbunden. Ein weiterer, für den Schadensumfang ebenfalls bedeutender Mangel ist die gebräuchliche Verstärkung des Schornsteinkopfes über Dach. Diese Konstruktionsfehler und der jeweilige Bauzustand (verfaulte Balkenköpfe, unwirksame Holzverbindungen, verschlissene Schornsteinköpfe) bestimmen das Schadensausmaß in weit stärkerem Maße als ihre Lage im Senkungsgebiet (Bild 7 und 8). Dagegen haben Mauerwerksbauten mit Massivdecken und Ringankern alle Beanspruchungen weitgehend ohne Schäden überstanden. Bei Einhaltung der allgemein geltenden konstruktiven Regeln sind keine oder nur geringfügige Schäden eingetreten.

Industriell errichtete Bauten des Wohnungs-, Gesellschafts- und Industriebaus sind in diesem Gebiet nicht vorhanden. An diesen Bauten beobachtete Schwingungen in Suhl und Leinefelde gingen auf weitaus geringere Intensitäten zurück und führten nur in letzterem Fall zu einem Schaden.

Insofern können insbesondere die konstruktiven Regeln der Vorschrift 208/88 mit der Einschränkung, daß Typvertreter moderner Bauweisen keiner derartig hohen Beanspruchungsintensität unterliegen, als ausreichend sicher angesehen werden. Diese Feststellung gilt trotz nicht zu vernachlässigender Unterschiede in den dynamischen Charakteristika natürlicher und induzierter Seismizität. So weist die Erregung bei Gebirgsschlägen zusätzlich eine stark ausgeprägte Vertikalkomponente auf. Eine weitere markante Abweichung besteht in der Größe der Wiederholungsperiode. Hat die Stadt Klingenthal, als die durch Beben am meisten betroffene Stadt der DDR, mittlere Wiederholungsperioden für die Maximalintensitäten von 65 bis 85 Jahren, so beträgt diese in der Region Bad Salzungen 3 bis 15 Jahre. Damit müssen Bauwerke in Bergbauschutzgebieten des Kalibergbaues während ihrer Lebensdauer vergleichbar hohe Einwirkungen mehrfach ertragen. Die Ermittlung des seismischen Risikos hat deshalb grundsätzlich verschieden zu er-

folgen, um auch an diesen Standorten einen angemessenen Grad der Zuverlässigkeit von Baukonstruktionen zu gewährleisten.

3.2. Weiterentwicklung des Sicherheitskonzeptes des Bauwesens

In Auswertung des Gebirgsschlages vom 13. März 1989 wurde eine Einschätzung zur Standortgefährdung durch den VEB Kombinat Kali vorgenommen und die Abbaufelder hinsichtlich ihres geomechanischen Zustandes überprüft. Danach muß eingeschätzt werden, daß es keine absolute Sicherheit gegen vergleichbare Ereignisse im Kalibergbau beim Zusammentreffen von Bergbautätigkeit, tektonischen Störungen und Verpreßtätigkeit, auch bei sofortiger Einstellung jeglicher bergbaulicher Tätigkeit, gibt.

Die betroffenen Gebiete liegen zwischen Werra und Südharz und umfassen eine Gesamtfläche von ca. 120 km². Durch die Art und Weise des untertägigen Abbaus gewährleistet der Bergbautreibende jedoch seit einigen Jahren die seismische Entspannung in kleinen Einheiten mit Magnituden unter 2,5 bzw. Epizentralintensitäten von maximal $I_g = 5^\circ$ der MSK-Skala, von denen keine Gefährdungen für Bauwerke ausgehen. Die Aussage künftiger bergbaulicher Stellungnahmen ist dahingehend zu qualifizieren.

Weiterhin muß die vorhandene Lücke zwischen der Vorschrift 208/88 mit der Erfassung dynamischer Einwirkungen aus natürlicher und bergbauindizierter Seismizität im Kalibergbau sowie den quasistatischen Baugrundbewegungen in allen Bergbaugebieten geschlossen werden.

Damit wird es einerseits die Weiterentwicklung der Vorschrift 208/88 (Mitteilungsblatt der Staatlichen Bauaufsicht Nr. 8/9 1988) zum Erdbebenstandard auf der Basis einer probabilistischen Intensitätskarte geben, als auch andererseits eine Vorschrift zum Bauen in senkungsgefährdeten Gebieten. Diese Vorschrift wird, ausgehend von einer Übersicht über alle Bergbauschutzgebiete, Fragen der Abstimmung zwischen dem Bauwilligen und dem Bergbautreibenden be-

antworten, Regelungen für Mehraufwendungen durch vorbeugende bauliche Maßnahmen angeben, die Bewegungen des Deckgebirges in Abhängigkeit von der Art des Bergbaues und den geologischen Bedingungen beschreiben, Einwirkungen auf Bauwerke wie Absenkung, Schiefstellungen, Verbiegung, Zerrung oder Pressung einschließlich ihres zeitlichen Ablaufes und der Wiederholbarkeit definieren und Maßnahmen für die Standortwahl, Lage, Form und Größe des Bauwerkes, die Baustoff- und Konstruktionswahl sowie Teilsicherheitsfaktoren für die Bemessung vorgeben. Damit schließt sich die Kette zwischen dem Berggesetz, der bergbaulichen Stellungnahme und der bautechnischen Projektierung.

Die Lösung dieser Standardisierungsaufgaben wird gewiß auch Rückwirkungen auf die Grundlagenforschung haben und offene Fragen (dynamische Baugrundwerte; Boden-Bauwerk-Wechselwirkung; Kippenbebauung, Bergschadensforschung) erneut stellen müssen.

4. Literaturverzeichnis

GRÜNTAL, G.: Erdbebenkatalog des Territoriums der DDR und angrenzender Gebiete von 823 bis 1984, Zentralinstitut für Physik der Erde, Potsdam 1988

GRÜNTAL, G.: Makroseismische Karte, Akademie der Wissenschaften, ZIPE, 1989

Ministerratsvorlage "Analyse der Gebäudeschäden infolge des Gebirgsschlages vom 13. März 1989 in Völkershausen und erste Schlußfolgerungen für das Bauwesen in erdbebengefährdeten Gebieten", Berlin, 2p. Juni 1989

Vorschrift 208/88, Mitteilungsblatt der Staatlichen Bauaufsicht Nr. 8/9 1988; 1. Ergänzung zur Vorschrift 208/88, Mitteilungsblatt der Staatlichen Bauaufsicht Nr. 5/1989

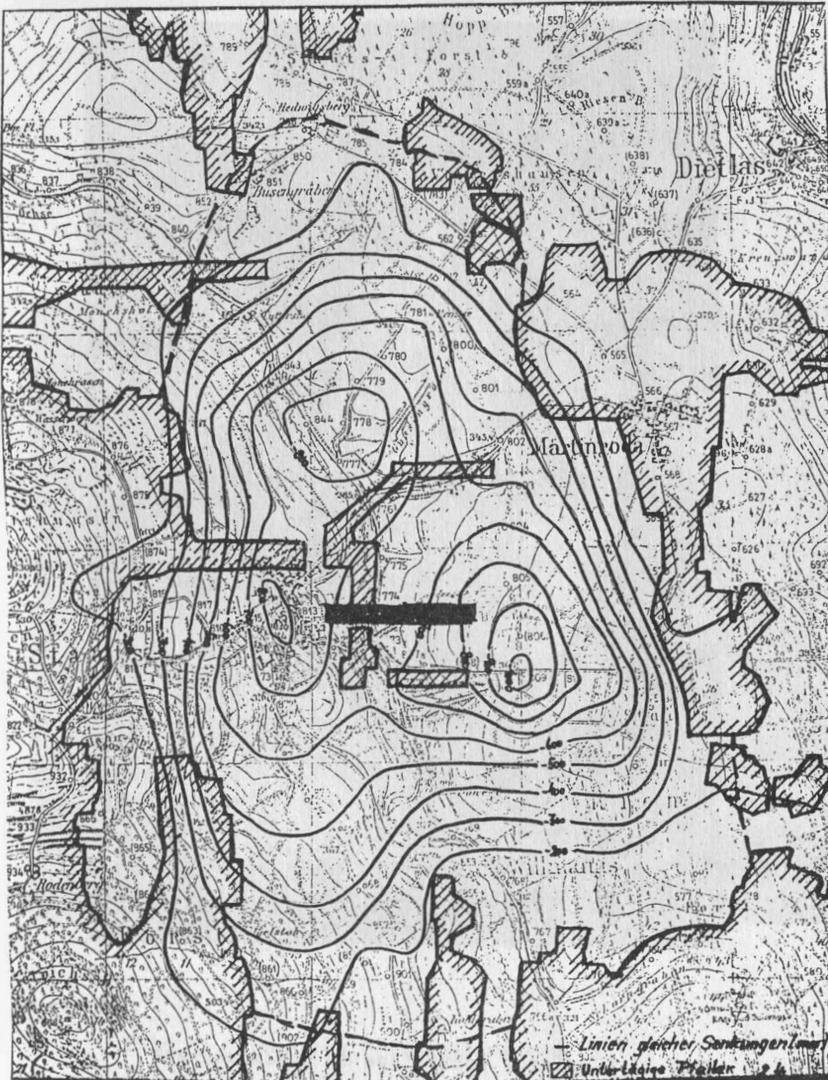


Bild 2: Senkungsmessungen, Stand Mai 1989

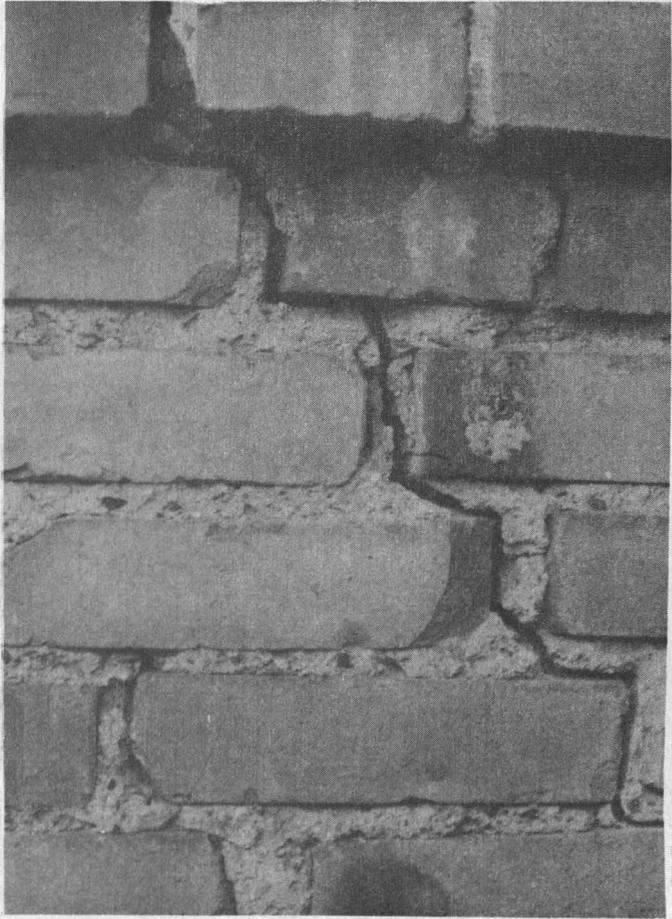


Bild 3: Klaffende Schubriss im Hohlmauerwerk

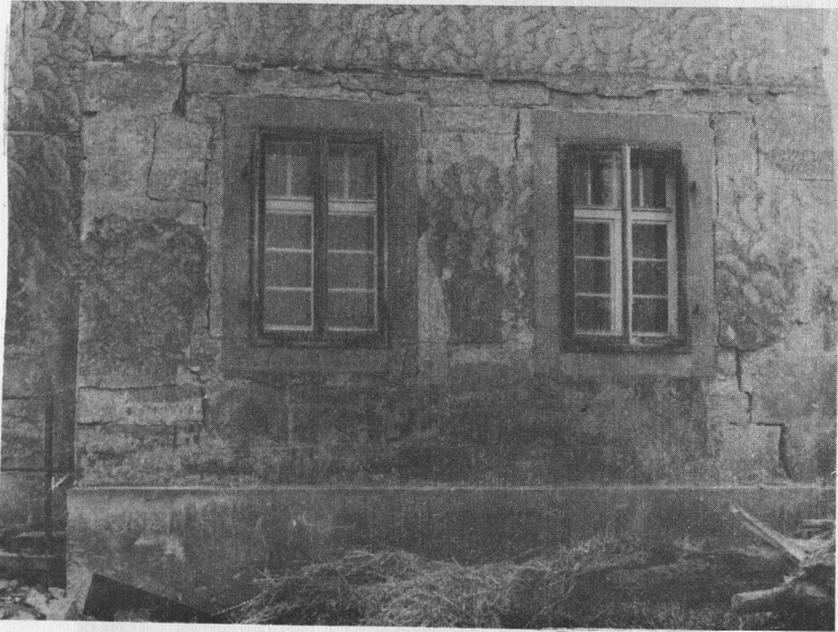


Bild 4: Gerissenes Bruchsteinmauerwerk

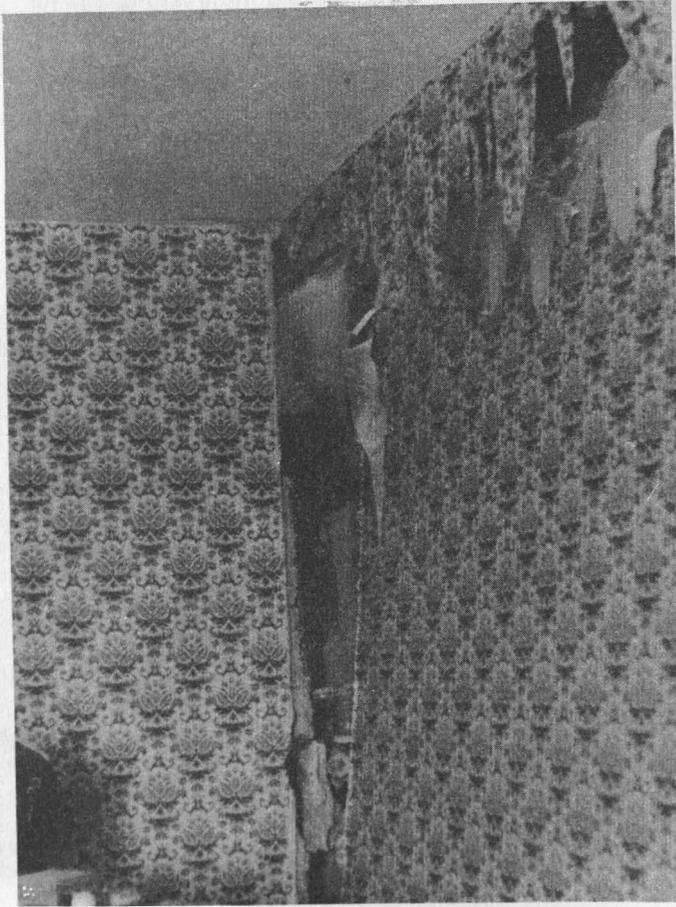


Bild 5: Innenwände ohne Verbund mit Umfassungsmauern



Bild 6: Massivgebäude ohne Verankerungen in den Außenwänden



Bild 7: Fußbodenaufwölbung in der Stauchungszone



Bild 8: Wirkung einer Scherwelle auf ein Ziegeldach



Bild 9: Kirchturm aus Bruchsteinen mit Glockenstuhl

Zur Berechnung eines Containments mit der Zeitverlaufsmethode
für die Lastfälle Erdbeben und Sprengimpuls bei Berücksichti-
gung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung

von Prof. Dr. sc. techn. H. Kirchhübel

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung
2. Die Zeitverlaufsmethode
3. Die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung
 - 3.1. Das Einmassenmodell
 - 3.2. Das Zweimassenmodell
 - 3.3. Das Dreimassenmodell
4. Erzwungene Schwingungen und Resonanz
5. Belastung durch Sprengimpuls
6. Zusammenfassung
Literaturverzeichnis

Zusammenfassung

In dieser Arbeit wird das dynamische Verhalten des Gebäudes eines Kernkraftwerkes, bestehend aus dem Fundament und dem Containment, bei horizontaler Erdbebeneinwirkung mit der Zeitverlaufsmethode untersucht. Die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung wird in die Betrachtung einbezogen. Der Autor zeigt, daß die Schwingungen des Containments in Form eines eingespannten Balkens mit zeitlich veränderlichen inhomogenen Randbedingungen und die Schwingungen des Fundaments in Form eines Masse-Feder-systems durchaus geeignet sind, bestimmte charakteristische Merkmale der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung und der Containment-Biegebewegung herauszuarbeiten.

Резюме

В данной работе с помощью метода разделения времени исследовано динамическое состояние здания АЭС, состоящего из фундамента и защитного корпуса, при горизонтальном сейсмическом воздействии. Доказано, что в расчёте нельзя пренебрегать учётом взаимодействия грунта и сооружения. Автор показал возможность моделирования защитного корпуса в виде защемлённой балки при переменных во времени неоднородных граничных условиях и моделирования фундамента в виде многомассовой упругой системы. На основе этого получены некоторые характерные признаки взаимодействия грунта и конструкции, а также поведение защитного корпуса при изгибном движении.

Summary

The purpose of this paper is to analyze the dynamic response of a NPP reactor building consisting of fundament and containment, respectively, to seismic action with time history method taking only the horizontal earthquake excitation into account. It was supposed the impossibility to neglect the interaction between the foundation and the fundament. The author shows that oscillation of the containment in beam bending modes with time dependent inhomogeneous boundary conditions and vibration of the fundament as a rigid mass spring system are convenient to reveal certain interesting features of the foundation fundament interaction and the containment bending motion.

1. Einleitung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, einen Beitrag zur Berechnung der Sicherheitshülle eines Kernkraftwerkes, des Containments, zu leisten. Hierbei sollen speziell die Lastfälle Erdbeben und Sprengimpuls am Fundament betrachtet werden. In früheren Arbeiten des Autors, über die auf den Kolloquien zum Erdbebeningenieurwesen 1988 und 1987 vorgetragen wurde, vgl. auch BOHNE 1987, KIRCHHÜBEL 1988 und LEITHOLD 1988, waren Untersuchungen mit Hilfe der Zeitverlaufsmethode durchgeführt worden, bei denen die Freifeldbewegung gleich der Fundamenteingangsbewegung war. Es hat sich jedoch gezeigt, daß man sowohl die Masse des Fundamentes als auch die Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk mit einbeziehen muß. Da die Zeitverlaufsmethode an sich schon bei dem erstgenannten Modell einen hohen Aufwand erfordert, kann die Berücksichtigung der erwähnten zusätzlichen Einflüsse vorerst nur an einem stark idealisierten Modell geschehen.

2. Die Zeitverlaufsmethode

Die Zeitverlaufsmethode geht von einem analytischen Modell nach (1) aus:

$$(1) \quad \underline{M} \ddot{\vec{x}} + \underline{D} \dot{\vec{x}} + \underline{C} \vec{x} = \vec{F}.$$

Das Schalenkontinuum einschließlich des als Vollkreiszyylinder idealisierten Fundamentes hat theoretisch unendlich viele Eigenfrequenzen, womit die Matrizen in (1) eine sehr große Dimension erhalten. Dazu kommt noch die numerische Zeitintegration, mit der das Differentialgleichungssystem nach (1) bezüglich der Beschleunigungen $\ddot{\vec{x}}$ und der Geschwindigkeiten $\dot{\vec{x}}$ zu lösen ist. Obwohl selbst stoßförmige Erregervektoren \vec{F} in der transienten Antwort in Form der überschaubaren Verformungen des Bauwerkes nur die Eigenformen der Grund- und der ersten Oberschwingung erkennen lassen, richtet sich die zu wäh-

lende Zeitschrittweite Δt für den Integrationsalgorithmus nach der kleinsten Eigenschwingungszeit der freien Schwingungen des Systems (1). Das hängt damit zusammen, daß numerische Integrationsverfahren, die hohe Genauigkeiten liefern, bedingt stabil arbeiten und diese Stabilitätsgrenze von T_{\min} abhängt. Für das hier gewählte weiterentwickelte Verfahren von NEWMARK 1959 gilt:

$$(2) \quad \Delta t < \sqrt{6} T_{\min}.$$

Es ergibt sich somit der *cyclus vitiosus*: Viel Aufwand für die räumliche Diskretisierung - große Dimension von M , D , C \rightarrow kleines T_{\min} \rightarrow viele Zeitschritte. Daraus muß umgekehrt die Schlußfolgerung gezogen werden, durch geeignete mechanische Modellierung mit einem niedrigdimensionalen Modell in (1) zu beginnen. Entsprechend den oben genannten Erfahrungen für den Bewegungsablauf einer transienten Antwort könnte das Minimalmodell aus einem diskreten System bestehen, das bei horizontaler Erregung des Bodens die ersten zwei Biegeeigenfrequenzen mit dem Schalenkontinuum gemeinsam hat. Die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung kann mit diesem sehr vereinfachten Modell abgeschätzt werden. Auf Grundlage dieser Abschätzung können dann kompliziertere Modelle aufgebaut werden, wobei die am einfacheren Modell einmal gewonnenen Erkenntnisse immer bei der Entwicklung höherwertiger Strukturen Pate stehen und in der Grundtendenz auch wieder erscheinen müssen. Diese Tatsache ist besonders deshalb von Bedeutung, weil man heutzutage vielfach die Ergebnisse umfangreicher FEM-Berechnungen fetischisiert und dabei die grundsätzlichen physikalischen Aussagen in der Datenfülle der Drucklisten oder Grafiken untergehen.

In den in der Einleitung erwähnten Berechnungen des Containments unter Erdbebeneinwirkung hatten die bereits kondensierten Matrizen die Dimension 27. Die rechten Seiten \vec{F} wurden nach zweifacher Zeitintegration eines spektrumkompatiblen Beschleunigungs-Zeitverlaufes gewonnen. Im Ergebnis von KIRCHHÜBEL 1988 liegen Verschiebungsverläufe und Verläufe der Schnittkräfte abhängig von der Zeit an ausgewählten Punkten (Bauwerksspitze bzw.

Einspannstelle) des Bauwerkes vor. Die hier vorgestellten Zeitverlaufsrechnungen an einem einfachen diskreten Modell unter Beachtung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung dienen der Vorbereitung der Lösung von (1) mit den genannten Erweiterungen, so daß die Ergebnisse dann so präzisiert werden, daß sie dem realen Containment entsprechen. Das bezieht sich auch auf die Berücksichtigung der starken konstruktiven Anisotropie des Stahlzellenverbundsystems.

3. Die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung

Für die Lastfälle Erdbeben und Sprengimpuls muß man den Einfluß des Fundamentes und seiner Verankerungen im Boden auf das Verhalten des Bauwerks berücksichtigen. Nach (DIN 4119) und (IAEA Safety Guides No. 50 -SG-S2 und -S8) kann sich die Erdbebengefährdung durch ungünstige Baugrundverhältnisse örtlich erhöhen. Dafür wird ein Erhöhungsfaktor k bezüglich der horizontalen Komponente der Bodenbeschleunigung empfohlen, der z. B. für hartes Felsgestein im Verbund 1.0 ist, während er bei nichtbindigen Lockergesteinen (Kies, Sand) bei 1.4 liegt. Entsprechend den Steifigkeitsverhältnissen kann man davon ausgehen, daß sich das elastische Containment auf einem starren Fundament befindet, welches seinerseits in einem elastischen Baugrund eingebettet ist. In Anlehnung an TSAI and NIEHOFF 1974, WAGENKNECHT 1987 und SMOLTCZYK 1982 sollen folgende vereinfachende Annahmen getroffen werden:

- 1) Das Fundament sei starr im Vergleich zum Containment bzw. Baugrund.
- 2) Der Baugrund sei homogen, isotrop und linear elastisch.
- 3) Steifigkeit und Dämpfung des Bodens sind frequenzunabhängig.

Nach SMOLTCZYK 1982 folgt für die horizontale Federkonstante für ein starres Rechteckfundament auf linear elastischem Baugrund:

$$(3) \quad c_{\text{Horiz.}} = 4(1 + \nu) \cdot G \cdot \beta_{\text{Horiz.}} \cdot \sqrt{b \cdot l}.$$

M $\nu = 0,46$ nach WAGENKNECHT 1987 und β sowie b und l als konstante Kennzahlen bzw. Abmessungen des Fundamentes folgt für $c_{\text{Horiz.}}$ ein großer Bereich infolge der großen Spannweite der Bodenschubsteifigkeit G in Abhängigkeit von den verschiedenen Böden:

$$(4) \quad 38,5 \text{ MPa} \cong G \cong 10^5 \text{ MPa.}$$

Daraus erhält man mit (3):

$$(5) \quad 10^3 \frac{\text{MN}}{\text{m}} \cong c_{\text{Horiz.}} \cong 2,6 \cdot 10^6 \frac{\text{MN}}{\text{m}}.$$

In Abb. 1 sind 3 Modelle aufsteigender Ordnung der Freiheitsgrade, d. h. immer bessere Annäherung an die Realität dargestellt. Folgende charakteristischen Eigenschaften sollen nach Möglichkeit durch die Modelle der Ersatzsysteme beibehalten werden:

- 1) Die Massen des Fundamentes mit $m_1 = 1,98112 \cdot 10^8 \text{ kg}$ und des Containments mit $m_2 = 2,55602 \cdot 10^7 \text{ kg}$ sollen erhalten bleiben.
- 2) Für ein fest eingespanntes Containment, d.h. Freifeldbewegung gleich Fundamentbewegung bei sehr steifem Boden, sollen die ersten beiden Biegeeigenfrequenzen des Containments mit dem Ersatzsystem übereinstimmen.
- 3) Die Bauwerkseigendämpfung liegt nach SMOLTCZYK 1982 bei 1% und kann vernachlässigt werden. Die Baugrunddämpfung soll mit 5% angenommen werden, was einem Wert $b = 6,22 \cdot 10^8 \text{ kg/s}$ entspricht.
- 4) Die Haupterregung beim Erdbeben kommt durch horizontale Freifeldbewegung, daher sollen zunächst nur horizontale Federn c_1 und Dämpfer b berücksichtigt werden.
- 5) Der Einfluß der 5% Baugrunddämpfung auf die Eigenfrequenzen ist zu vernachlässigen.

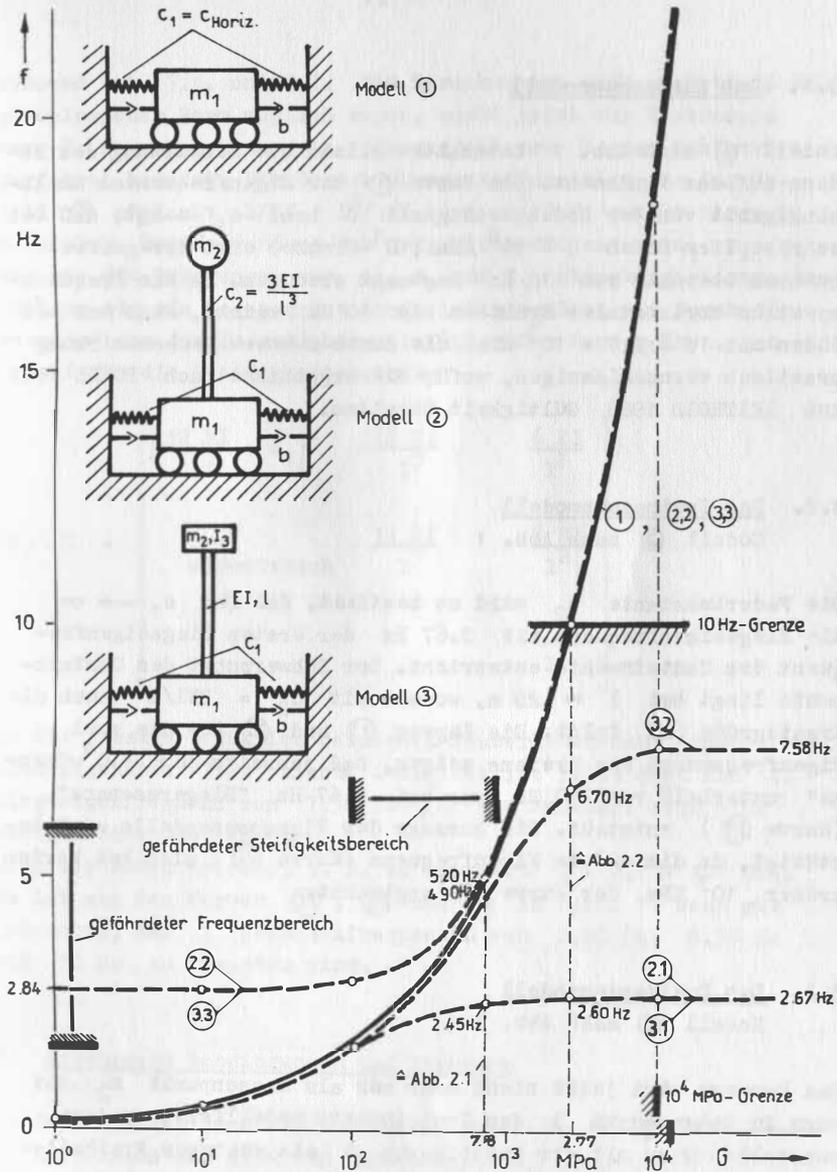


Abb. 1 Eigenfrequenzen der Modelle ①, ②, ③ in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit c_1 bzw. G

3.1. Das Einmassenmodell

Modell ① nach Abb. 1 beinhaltet allein die Einwirkung des Bodens auf das Fundament. Die Kurve ① der Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit G bzw. c_1 zeigt, daß bei sehr steifem Boden $G \geq 10^4$ MPa (10^4 -Grenze) erst Erregerfrequenzen oberhalb von 18 Hz Resonanz erzeugen. Da das Frequenzspektrum horizontaler Erdbeben bis 10 Hz reicht, kann man bei Böden mit $G \geq 2,7 \cdot 10^3$ MPa die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung praktisch vernachlässigen, wofür die Ergebnisse nach BOHNE 1987 und LEITHOLD 1988 Gültigkeit behalten.

3.2. Das Zweimassenmodell

Modell ② nach Abb. 1

Die Federkonstante c_2 wird so bestimmt, daß für $c_1 \rightarrow \infty$ die Biegeeigenfrequenz mit 2,67 Hz der ersten Biegeeigenfrequenz des Containments entspricht. Der Schwerpunkt des Containments liegt bei $l \approx 29$ m, woraus mit $c_2 = 3EI/l^3$ auch die Ersatzgröße EI folgt. Die Kurven ②₁ und ②₂ für die zwei Eigenfrequenzen des Systems zeigen, daß jenseits der " 10^4 -Grenze" unterhalb von 10 Hz nur bei 2,67 Hz "Biegeresonanz" (Kurve ②₁) entsteht. Die Aussage des Einmassenmodells wird bestätigt, da die andere Eigenfrequenz (Kurve ②₂) sich bei Werten größer 10^3 MPa der Kurve ① angleicht.

3.3. Das Dreimassenmodell

Modell ③ nach Abb. 1

Das Bauwerk wird jetzt nicht mehr nur als Massenpunkt m_2 mit Lage im Schwerpunkt S des Containments modelliert, sondern zusätzlich wird mit der Rotation um S ein weiterer Freiheitsgrad eingeführt. Das zugehörige Trägheitsmoment I_3 wird so festgelegt, daß bei $G \rightarrow \infty$ die 3. Eigenfrequenz jetzt der 2. Biegeeigenfrequenz des Containments entspricht: 7,58 Hz.

Während bei 3.1. und 3.2. die Berechnungen noch analytisch in geschlossener Form möglich waren, wurde jetzt zur Bestimmung der 3. Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von G das Restwertverfahren benutzt. Die Verschiebungseinflußzahlen für das Modell ③ sind mit $1/EI$, $l^2/2EI$ und $l^3/3EI$ sofort hingeschrieben. Bei Verwendung von Trägheitskoordinaten x_1, x_2, φ_3 ; wie sie die Bewegungen von m_1, m_2 und I_3 charakterisieren, benötigen wir die sogenannten Krafteinflußzahlen, die durch "Inversion" aus den Verschiebungseinflußzahlen hervorgehen. Man erhält für die Steifigkeitsmatrix:

$$(6) \quad C = \begin{bmatrix} \left(\frac{12 EI}{l^3} + c_1 \right) & -\frac{12 EI}{l^3} & \frac{6 EI}{l^2} \\ \text{symmetrisch} & \frac{12 EI}{l^3} & -\frac{6 EI}{l^2} \\ & & \frac{4 EI}{1} \end{bmatrix}$$

An der Aussage bezüglich der Boden-Pauwerk-Resonanz ändert sich gegenüber 3.2. nichts. Lediglich ist jetzt noch die 2. Biegeeigenfrequenz von 7,58 Hz für die Resonanz beim sehr steifen Boden zu beachten.

Wird der Boden weicher, z. B. zu dem Wert $G = 2,7 \cdot 10^3$ MPa, so ist aus den Kurven ③①, ③② und ③③ in Abb. 1 sehr gut erkennbar, daß 3 Resonanzfrequenzen von 2,60 Hz; 6,70 Hz und 10 Hz zu erwarten sind.

4. Erzwungene Schwingungen und Resonanz

In den Abb. 2.1 und 2.2 sind mit Hilfe des vorliegenden Rechenprogramms zur direkten numerischen Zeitintegration für verschiedene Frequenzen Ω in Intervallen von 1 Hz für die Modelle ① bis ③ nach Abb. 1 Vergrößerungsfunktionen V_{x_1}

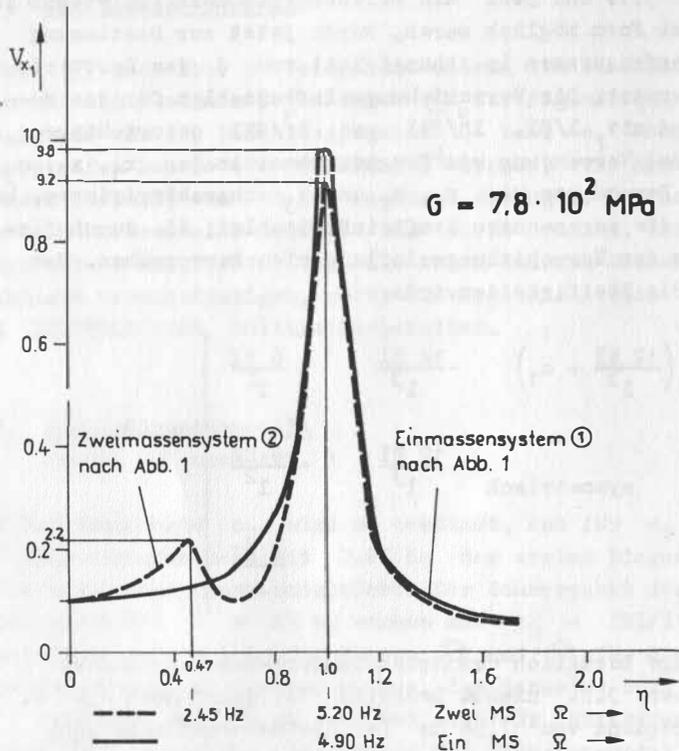


Abb. 2.1 Schrittweise ermittelte Vergrößerungsfunktionen V_{x_1} für Ein- und Zweimassensystem

berechnet worden. Zusätzlich wurde der Wert G variiert. Abb. 2.1 zeigt für $G = 7,8 \cdot 10^2 \text{ MPa}$ (weicher Boden) den Vergleich des Ein- mit dem Zwei-Massenmodell. Mit einer Fundament-Boden-Dämpfung von 5% erhält man beim Einmassenmodell bei 4,90 Hz eine 9,8fache Resonanzüberhöhung. Für das Zweimassenmodell ändert sich der Wert geringfügig auf 5,20 Hz und 9,2fache Überhöhung für die Resonanz der Fundamentbewegung. Zu-

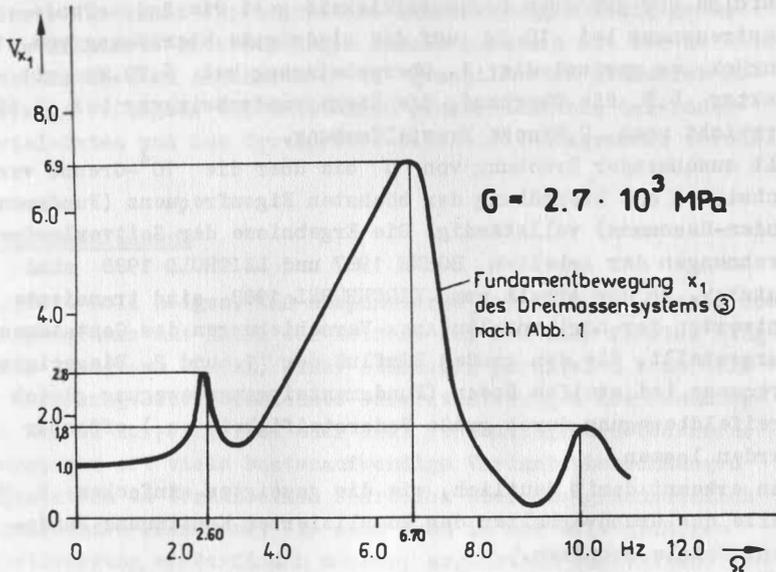


Abb. 2.2 Schrittweise ermittelte Vergrößerungsfunktion V_{x_1} für das Dreimassensystem

sätzlich tritt bei 2,45 Hz eine 2,2fache Überhöhung auf durch Resonanz der 1. Biegeeigenfrequenz und ihrer Auswirkung auf die Bewegung des schweren Fundamentes. Die Resonanzfrequenzen sind auch in Abb. 1 über der Abszisse $G = 7,8 \cdot 10^2$ MPa an den Schnittpunkten mit den Kurven ① bzw. ②¹, ②² ablesbar. Für den untersuchten weichen Boden ist also die Resonanz der Masse m_1 , d. h. des Fundamentes infolge der Boden-Bauwerk-Resonanz bei ca. 5 Hz mit fast 10facher Überhöhung wesentlich gefährlicher als die des Containments in der ersten Biegeeigenschwingung von 2,45 Hz mit 2,2facher Überhöhung.

Abb. 2.2 veranschaulicht das Verhalten des Fundamentes V_{x_1} bei "mittlerem" Boden mit $G = 2,7 \cdot 10^3$ MPa. Entsprechend dem Dreimassensystem erhält man 3 Resonanzen (vgl. auch Abb. 1): 2,60 Hz; 6,70 Hz; 10,0 Hz.

Infolge der größeren Bodensteifigkeit geht die Boden-Fundamentresonanz bei 10 Hz auf die niedrigste Überhöhung von 1,8 zurück; es gewinnt die 1. Oberschwingung bei 6,70 Hz mit Faktor 6,9 die Oberhand; die Biegegrundschwingung bei 2,60 Hz erreicht noch 2,8fache Vervielfachung.

Mit zunehmender Erhöhung von G bis über die 10^4 -Grenze verschwindet die Überhöhung der höchsten Eigenfrequenz (Fundament-Boden-Resonanz) vollständig. Die Ergebnisse der Zeitverlaufsrechnungen der Arbeiten BOHNE 1987 und LEITHOLD 1988 sind nutzbar. In der Arbeit von KIRCHHÜBEL 1988 sind transiente Antworten der horizontalen Apex-Verschiebungen des Containments dargestellt, die den großen Einfluß der 1. und 2. Biegeeigenfrequenz bei steifem Boden (Fundamenteingangsbewegung gleich Freifeldbewegung durch große Federsteifigkeit c_1) offenbar werden lassen.

Man erkennt damit deutlich, wie die gezeigten einfachen 3 Modelle das Grundverhalten des komplizierten Kontinuums Fundament-Schale abbilden.

Hierauf können umfangreiche Berechnungen diskretisierter komplizierter Kontinuumsmodelle folgen, die im Kerngedanken aber in ihren Ergebnissen mit obigen "einfachen" Mitteln alle vorhersehbar sind. Das ist besonders wichtig, wenn die nun folgende Modellierung des Fundaments als FEM-Modell und des Containments als Ringelement-Modell erfolgen wird, da für solcherart Hybridmodelle noch wenig Erfahrungen vorliegen.

5. Belastung durch Sprengimpuls

Der Druckkraftzeitverlauf bei einer Sprengung und die Weiterleitung der Energie durch den Boden sind wichtige Kenngrößen, die einer Untersuchung durch Explosion von Sprengstoff vorausgehen müssen. Je nach Sprengstoffart (hochbrisanter Sprengstoff, industrieller Sprengstoff, Pulversprengstoff) erfolgt der Druckaufbau über eine bis 10 Millisekunden bei den ersten beiden Arten, stetig bis zum Maximum bei 100 ms beim Pulversprengstoff.

Letzterer ist damit für transiente Untersuchungen wenig geeignet. Detaillierte Untersuchungen müssen zusammen mit der am Ende des voranstehenden Abschnittes 4. geschilderten genaueren Modellierung erfolgen. Das setzt auch genaue Kenntnis der Boden-Material-Daten und des Sprengstoff-Druck-Zeit-Diagrammes voraus.

6. Zusammenfassung

Die Arbeit soll zeigen, daß komplizierte Berechnungen über große Rechenprogramme mit Hilfe der Methode der FEM oder finiter Ringmodelle (Programm ROSCHA) einer ständigen parallelen Kontrolle oder Vorhersage über einfachste Diskretisierungen des Gesamtsystems bis zu nur ein, zwei oder drei Freiheitsgraden bedürfen. Sie ersparen oft viele kostenaufwendige Variantenberechnungen und gestatten im Voraus einen Überblick über die grundsätzlich zu erwartenden Phänomene, die sich dann in der weit größeren Diskretisierung wiederfinden müssen, ergänzt um zusätzliche Details. So wird z. B. die Grundaussage nach Abb. 1, daß bei Böden mit $10^2 \text{ MPa} \leq G \leq 10^3 \text{ MPa}$ Frequenzen zwischen 1,5 Hz und 6 Hz gefährliche Resonanzen erzeugen, in jedem komplizierten Modell erhalten bleiben. Man muß abschätzen, inwieweit diese Einzelheiten den Gesamtaufwand lohnen und wie das optimale Modell im Verhältnis Zuwachs des Aufwandes zu Gewinn an Erkenntnis beschaffen sein muß.

Literaturverzeichnis

- BOHNE, T.: Berechnung eines Containments bei vorgegebener Bodenbeschleunigung infolge horizontaler Erdbebenwellen, Diplomarbeit, TU Dresden, 1987
- KIRCHHÜBEL, H.: Containment bei Erdbebenbelastung, Tagung Festkörpermechanik Dresden, 1988, Tagungsband B, XXXVIII/1 bis 6
- LEITHOLD, H.: Berechnung eines Containments bei Erdbebenbelastung durch einen spektrumkompatiblen Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung, Diplomarbeit, TU Dresden, 1988
- NEWMARK, M.: A Method of Computation for Structural Dynamics, Journal of Engng. Mech. Division, Proc. of ASCE, 1959, pp. 67 - 94
- SCHIRRMACHER, H.: Beitrag zur Berechnung eines Containments mit der Zeitverlaufsmethode für die Lastfälle Erdbeben und Sprengimpuls am Fundament bei besonderer Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung, Ingenieurarbeit (Großer Beleg), TU Dresden, 1989
- SMOLTZYK, U.: Grundbau Taschenbuch, Berlin, München, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, 3. Auflage, 1982
- TSAI, N.C. and D. NIEHOFF: The use of frequency-independent soil-structures interaction parameters, Nuclear Engineering and Design 31 (1974), pp. 163-183
- WAGENKNECHT, E.: Response of a NPP reactor building under seismic action with regard to different soil properties, Nuclear Engineering and Design 104 (1987), pp. 187-195
- DIN 4119: Bauten in deutschen Erdbebengebieten
- IAEA Safety Guides No. 50-SG-S2
Seismic analysis and testing of nuclear power plants
- IAEA Safety Guides No. 50-SG-S8
Safety aspects of foundation of nuclear power plants

ZU PROBLEMEN UND EINSATZMÖGLICHKEITEN VON BASISISOLIERUNGEN
UNTER MITTELEUROPÄISCHEN BEDINGUNGEN

Dipl.-Ing. Andreas K r e l l

Dirk v o n Z e s c h a u

Technische Universität Dresden, Dozentur Baudynamik

Z u s a m m e n f a s s u n g

Die Basisisolierung ist ein Verfahren zum Schutz von Bauwerken gegenüber dynamischen Einwirkungen, die durch den Baugrund übertragen werden. Heute wird das Verfahren auch im Erdbebenschutz weitgehend akzeptiert. Die Autoren behandeln die Grundelemente des Verfahrens, seine Wirkungsweise, seine Probleme und seine potentiellen Anwendungsgebiete in Regionen mit geringer Seismizität. Es wird eine Übersicht zu vorgeschlagenen und ausgeführten Basisisolierungssystemen gegeben. Die Wirksamkeit einer Basisisolierung wird anhand von Antwortspektren des Friaul-Bebens (1976) diskutiert. Abschließend zeigt ein einfaches Berechnungsbeispiel die prinzipielle Eignung des Verfahrens auch unter mitteleuropäischen Verhältnissen.

S u m m a r y

Base isolation is a technique used to protect structures from the dynamic influences transmitted from the ground. At present, it is also a widely accepted procedure in earthquake protection. The authors deal with the basic elements of the technique, its mode of action, its problems and its potential fields of application in regions of minor seismicity. A survey of suggested and current applications of base isolation systems is given. The efficiency of base isolation is discussed with reference to the response spectra of the Friaul earthquake (1976). Finally a example is calculated to demonstrate the suitability

ty of the procedure for Central European conditions.

1. Einleitung

Obwohl die seismische Gefährdung des mitteleuropäischen Raumes als schwach eingestuft wird, so muß sie in bestimmten Gebieten dennoch in Betrachtungen zur Bauwerkssicherheit einbezogen werden. Herkömmliche Bemessungs- und Nachweisverfahren für den Sonderlastfall Erdbeben gehen vom Abbau der seismischen Erregungsenergie durch elasto-plastische Formänderungen in duktilen Zonen des Tragwerkes aus und nehmen mitunter eine begrenzte Schädigung des Bauwerkes in Kauf. Die Basisisolierung hingegen nutzt die Vorgehensweise der Schwingungsisolierung: Das Bauwerk wird auf entsprechenden Isolatoren derart nachgiebig gelagert, daß die auf den Überbau einwirkenden Kräfte lediglich eine Beanspruchung im elastischen Bereich hervorrufen oder zumindest wesentlich reduziert werden. Obwohl das Verfahren bereits im Jahre 1909 erstmals in den USA patentiert wurde, so hat es dennoch erst in jüngster Zeit eine zunehmende Anwendung erfahren. Die Ursachen hierfür sind mannigfaltig. Im folgenden seien die wesentlichsten erwähnt [1]:

- Die Hersteller von Schwingungsisolatoren sind heute in der Lage, Isolatoren anzubieten, die eine hohe Tragfähigkeit und gleichzeitig eine große Nachgiebigkeit aufweisen, so daß die isolierte Lagerung kompletter Bauwerke möglich ist. Weiterhin wurden zusätzliche Dämpfungselemente entwickelt, die eine Begrenzung der in der Isolierungsfuge auftretenden Relativverschiebungen gestatten.
- Der Erkenntniszuwachs in der Ingenieurseismologie liefert die Voraussetzung für eine deutlich exaktere Erfassung des Sonderlastfalles Erdbeben, insbesondere durch die Bereitstellung, Aufbereitung und Auswertung zahlreicher Zeitverläufe von seismischen Ereignissen.
- Der heutige Stand der Rechenstechnik erlaubt eine subtile Mo-

dellierung von Tragwerken, die Berücksichtigung nichtlinearer Bauwerkseigenschaften, die Verarbeitung der von den Ingenieurseismologen bereitgestellten Akzelerogramme und somit eine rechnerische Simulation der Erdbebenbeanspruchung von Bauwerken.

- Die Errichtung großer Rüttelversuchsstände bis zu 100 t Nutzmasse ermöglicht neben der rechnerischen auch die experimentelle Untersuchung seismischer Einwirkungen auf Bauwerke im großen Maßstab, so daß eine umfassende Überprüfung aseismischer Konzepte erfolgen kann.

2. Prinzip einer Basisisolierung

Als Basisisolierung wird die schwingungsisolierte Lagerung eines vollständigen Bauwerkes bezeichnet. In Abbildung 1 ist die grundsätzliche Vorgehensweise schematisch dargestellt. Das Prinzip der Basisisolierung besteht darin, in einer Fuge zwischen Gründung und Überbau Schwingungsisolatoren zu installieren, so daß das eigentliche Bauwerk nachgiebig lagert. Mit der nachgiebigen Lagerung des Überbaues wird eine tiefe Abstimmung gegenüber dynamischen Erregungen, die vom Baugrund übertragen werden, angestrebt, um die auf den Überbau übertragenen Kräfte zu reduzieren. Für den Lastfall Erdbeben sollte die Basisisolierung im Idealfall deshalb so bemessen werden, daß der Überbau lediglich im elastischen Bereich beansprucht wird und sowohl das Bauwerk als auch die Ausrüstung keinerlei Schädigung erfahren. Der wesentliche Nachteil des Verfahrens besteht darin, daß bei einer entsprechenden Anregung sehr große Relativverschiebungen zwischen Fundament und Überbau auftreten können, die den Einsatz von Dämpfern bzw. Energiedissipatoren unumgänglich machen. Bei einigen Isolierungssystemen wird in der Horizontalen eine derart hohe Nachgiebigkeit erzielt, daß die Bauwerksfunktion aufgrund der verminderten Lagersteifigkeit im normalen Nutzungszustand eingeschränkt werden kann. Hier sind

stabilisierende Sicherheitsvorrichtungen, die bei einem Erdbeben automatisch außer Betrieb gesetzt bzw. zerstört werden, vorzusehen.

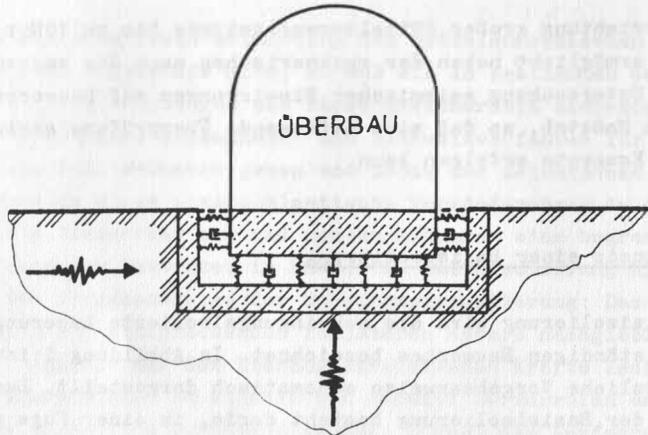


Abbildung 1: Schematische Darstellung eines basisisolierten Bauwerkes

3. Probleme bei der Basisisolierung von Bauwerken

Mit den in der Isolierungsfuge zu erwartenden Relativverschiebungen wurde im vorhergehenden Abschnitt bereits eine wesentliche Problematik angesprochen. Im Starkbebenschutz wird mit Relativverschiebungen im Dezimeter-Bereich gerechnet. Dieser Effekt hat nicht nur für die Konstruktion der Isolatoren Bedeutung, sondern ebenso für die Installation der Ver- und Entsorgungsleitungen des Bauwerkes.

Der zweite wesentliche Problemkreis besteht in der Erzielung einer tiefen Abstimmung gegenüber der Erdbebenanregung. Je wei-

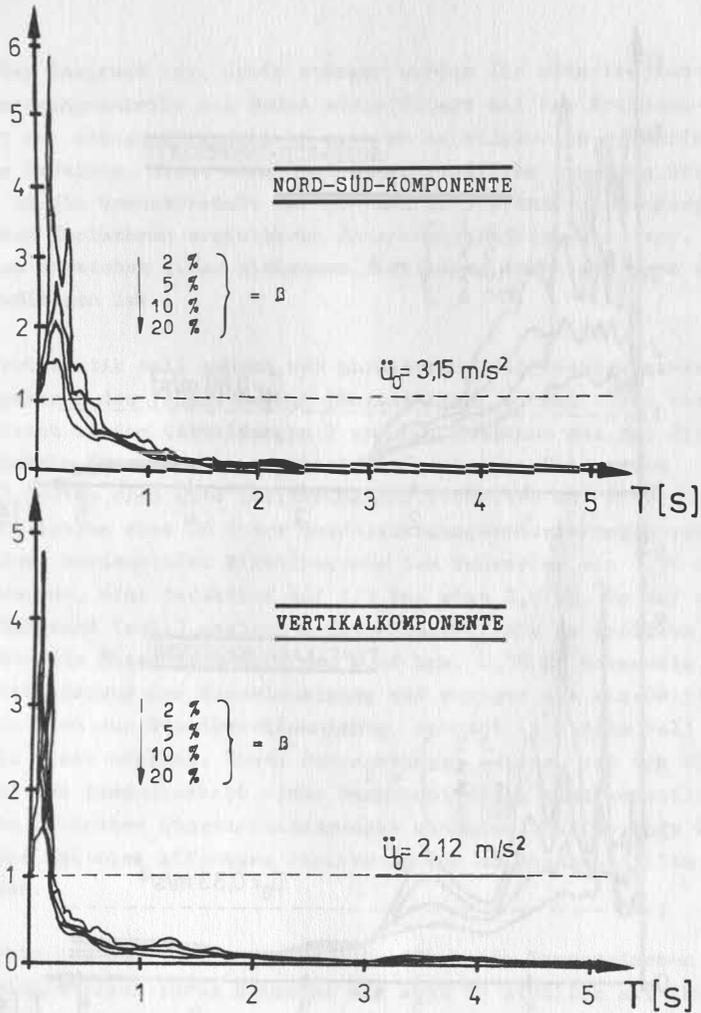


Abbildung 2: Normierte Antwortspektren des Friaul-Bebens (6. Mai 1976, rock) bei variierten Dämpfungsgraden

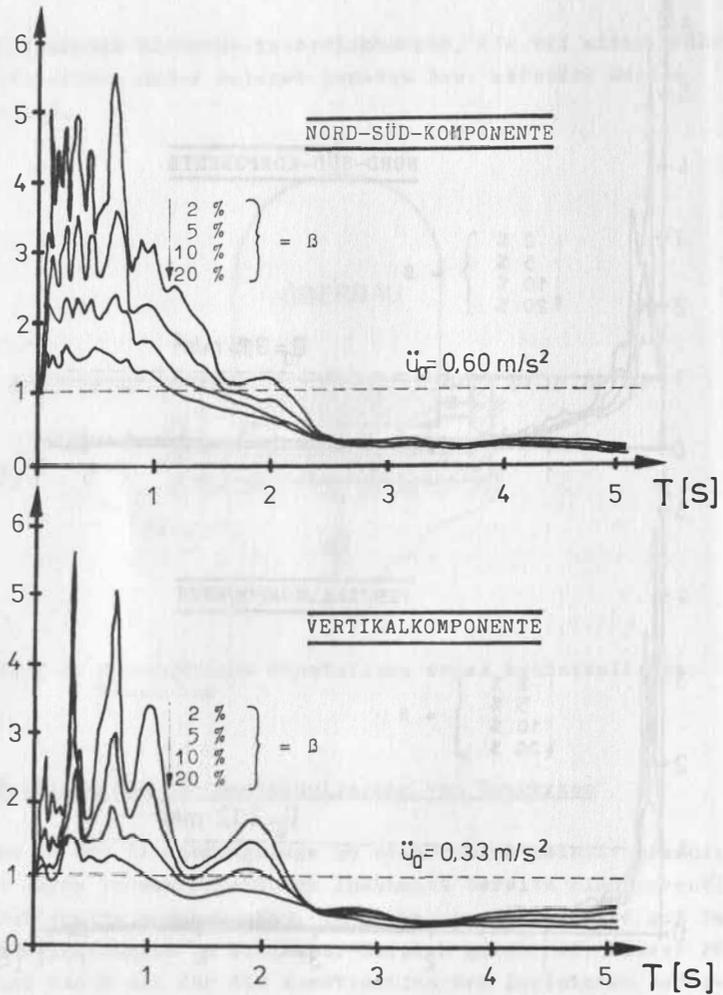


Abbildung 3: Normierte Antwortspektren des Friaul-Bebens (6. Mai 1976, soil) bei variierten Dämpfungsgraden

cher der Baugrund ist, desto stärker werden die höherfrequenten Erregungsanteile vom Boden ausgefiltert und der Frequenzgehalt der Anregung verschiebt sich um so stärker in niederfrequente Bereiche. Diese verstärkt langperiodische Anregung dringt damit in die Grenzbereiche der mit den im Abschnitt 4.2. vorgestellten Isolatoren erzielbaren Bauwerkseigenfrequenzen vor, so daß das Erreichen einer wirksamen Abstimmung technisch kaum noch zu bewältigen ist.

Die Problematik soll anhand von normierten Beschleunigungs-Antwortspektren des Friaul-Bebens (Norditalien, 6. Mai 1976) veranschaulicht werden (Abbildungen 2 und 3). Zunächst sei nur die horizontale Komponente betrachtet. Auf felsigem Untergrund (rock) deuten sich gute Isolierungsmöglichkeiten an. Hier wäre beispielsweise eine 50 %-ige Beschleunigungsreduzierung bereits bei einer horizontalen Eigenfrequenz des Bauwerkes von 1,35 Hz zu erwarten, eine Reduktion auf $1/3$ bei etwa 0,9 Hz. Um auf weichem Baugrund (soil) analoge Reduzierungseffekte zu erzielen, sind bereits Eigenfrequenzen von 0,42 bzw. 0,38 Hz notwendig. Eine Reduzierung der Beschleunigung auf weniger als ein Drittel im Vergleich zur Grundbeschleunigung scheint in diesem Fall ohnehin nicht möglich. Diese Betrachtungen zeigen, daß die Wirksamkeit und Anwendbarkeit einer Basisisolierung ganz wesentlich von den konkreten Standortbedingungen abhängen. Auf weichem Untergrund ist eine effektive Isolierung nur in Ausnahmefällen zu erwarten.

Weiterhin ist die Vertikalkomponente für beide Baugrundarten sowohl hinsichtlich ihres Maximums als auch in Hinblick auf ihren Frequenzgehalt beachtenswert. Auf felsigem Untergrund (Abbildung 2) erfolgt die Anregung der vertikalen Komponente etwas höher als die der horizontalen. Für einen weichen Baugrund (Abbildung 3) läßt sich das jedoch nicht behaupten; das Frequenzspektrum ähnelt hier dem in der Horizontalen. Der Auffassung, wonach die vertikale Anregung deutlich höherfrequenter erfolge als die ho-

rizontale und es somit zu einer Entkopplung zwischen Vertikal- und Horizontalbewegung komme (z. B. laut [7]), ist demzufolge mit Skepsis zu begegnen.

Die Antwortspektren und die Kennwerte der im Abschnitt 4.2. vorgestellten räumlich wirkenden Systeme deuten darauf hin, daß eine wirksame Isolierung des Bauwerkes gegenüber der vertikalen Anregung schwieriger zu realisieren ist. Eine auch in vertikaler Richtung wirkende Basisisolierung kann dennoch sinnvoll sein, da sie die Geschoßdecken gegenüber höherfrequenten Anregungen abschirmt und somit Bedeutung für den Schutz von Ausrüstungen erlangt.

In enger Verbindung zu den 3-dimensional wirkenden Isolierungssystemen steht ein weiteres Problem, dem bei der Installation von Basisisolierungen Rechnung zu tragen ist: Mit der nachgiebigen Lagerung des Bauwerkes erhöht sich dessen Neigung zu Pendelschwingungen. In den Entwurfsempfehlungen wird deshalb häufig auf eine Begrenzung der Gebäudeschlankheit orientiert.

Als letzter Problemkreis im Zusammenhang mit basisisolierten Bauwerken sei die Überwachung und Wartung der Isolatorenssysteme erwähnt. Je nach Funktion, Konstruktion und geplanter Nutzungsdauer des Tragwerkes sind die meßtechnische Überwachung sowie der Wartungs- und Instandsetzungsaufwand zu differenzieren, um die günstigste Isolierungsvariante auszuwählen.

4. Die Anwendung von Basisisolierungen

4.1. Einsatzgebiete

Gegenwärtig finden Basisisolierungen weltweit auf zwei Gebieten Anwendung. Einmal im Erdbebenschutz niedriger und mittelhoher Bauwerke, und zum zweiten im Schutz von Bauwerken gegenüber Erschütterungen aus Verkehr und Industrie.

Obwohl das Verfahren im Erdbebenschutz eine weltweite Verbreitung erfuhr, so befinden sich dennoch die meisten Ausführungsbeispiele in Nähe der San-Andreas-Störung im US-Bundesstaat Kalifornien. Eines der bekanntesten basisisolierten Gebäude dürfte das Gerichtsgebäude des Foothill County in San Bernardino sein, das auf Gummischichtenlagern errichtet wurde. Dieses Gebäude unterliegt einer intensiven meßtechnischen Überwachung, so daß die Auswertung der während des Loma-Prieta-Bebens am 17. Oktober 1989 aufgezeichneten Meßdaten mit großer Aufmerksamkeit erwartet wird.

Im übrigen gehen Kostenstudien für basisisolierte Bauwerke (z.B. in [5]) trotz des erheblichen Mehraufwandes im Gründungsbereich von einer durch die Einsparungen am Überbau bedingten Gesamtkostenreduzierung um 2...10 % aus. Es sei jedoch angemerkt, daß diese Zahlen für die Belange des Starkbebenschutzes ermittelt wurden.

Insgesamt bietet der Erschütterungsschutz ein breites Anwendungsgebiet für Basisisolierungen. Im Schutz von Bauwerken gegenüber durch den Baugrund übertragenen Erschütterungen aus Verkehr und Industrie ist eine wirksame Schwingungsisolierung im allgemeinen weitaus unproblematischer als im Erdbebenschutz zu verwirklichen, da die Schwingungsanregung in deutlich höheren Frequenzbereichen erfolgt. Hier haben Basisisolierungen ihre hohe Wirksamkeit im Vergleich zu anderen Formen des Schwingungsschutzes (z.B. Bodenschlitze, Bohrpfahlreihen, Bodenaustausch) bereits nachgewiesen. Es sind zahlreiche Beispiele für die Basisisolierung von Gebäuden gegenüber Verkehrserschütterungen bekannt. In Berlin(West) isolierte die dort ansässige Firma GERB ein in unmittelbarer Nähe zu einer U-Bahn-Linie gelegenes Wohngebäude mittels Stahlfederkörpern. Anfang der 80er Jahre wurde das Verwaltungsgebäude der Minsker Metro (UdSSR), dessen Gründung direkt an die U-Bahn-Strecke angrenzt, auf $120 \times 550 \times 550 \text{ mm}^3$ messenden Gummikissen gelagert. Nach Angaben der Konstrukteure konnte damit das Schwingungsniveau im Gebäude auf $1/25$ im Vergleich

zum nichtisolierten Bauwerk gesenkt werden. |2|

Basisisolierungen können sowohl bei neu zu errichtenden Bauwerken als auch im Zuge von Sanierungsmaßnahmen installiert werden. Letzteres ist für Gebäude von Interesse, die nachträglich gegen Erschütterungseinwirkungen isoliert werden sollen bzw. deren Standort einer seismischen Neubewertung unterzogen worden war. Insbesondere bei Mauerwerksbauten, die vor Erdbebeneinwirkungen geschützt werden sollen, bietet das Verfahren Vorteile, da zusätzliche Aussteifungen hier nur schwer ausführbar sind. Aber das Verfahren gewinnt ebenso im Erschütterungsschutz an Aktualität. Der Fortschritt in Wissenschaft und Technik hat Produktionsstätten mit hochempfindlichen Ausrüstungen - zum Beispiel in der Mikroelektronik - hervorgebracht, die hohe Forderungen an den Schwingungsschutz stellen. Ein gewachsenes Lebensniveau und sich entwickelnde kulturelle Bedürfnisse lassen ebenfalls strengere Grenzwerte für das Schwingungsniveau in Büro- und Wohngebäuden erwarten.

Auf dem Sektor Erdbebenschutz in Regionen geringer Seismizität - zu denen Mitteleuropa zählt - eignet sich die Basisisolierung generell für Bauwerke, bei denen während eines Erdbebens ein funktionelles Versagen ausgeschlossen werden muß. Das betrifft zunächst Gebäude, die eine infrastrukturelle Schlüsselstellung besitzen, wie beispielsweise medizinische Einrichtungen und bestimmte administrative Gebäude. Doch auch Bauwerke, die unersetzliches Kulturgut repräsentieren oder beherbergen, und Gebäude mit hochempfindlichen und teuren technologischen Ausrüstungen können dazu zählen. Weiterhin sollten Einsatzmöglichkeiten für Bauten mit hohem Risikopotential (z.B. Kernkraftwerke, Giftmülldepots) untersucht werden. Der Entwurf für "Normen der Projektierung erdbebensicherer kernenergetischer Anlagen" führt in seinem Abschnitt 6.2. unter den geforderten konstruktiven Maßnahmen die Basisisolierung als eine der möglichen an. Umfang und Zielstellung der Isolierungsmaßnahme können dabei von Bauwerk zu

Bauwerk völlig verschieden sein. Bei einigen wird lediglich die Verhinderung von Bauwerksschäden angestrebt, während bei anderen der Schutz von Einrichtungen und Ausrüstungen im Vordergrund steht und somit weitergehende Betrachtungen erfordert.

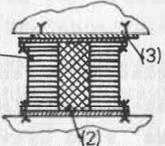
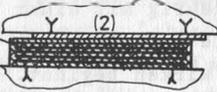
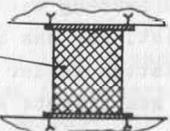
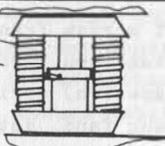
4.2. Isolatorformen und Beispiele für deren Einsatz im Erdbeben-schutz

Heute werden Basisisolierungen mit den verschiedensten Systemen ausgeführt. Die meisten von ihnen wirken jedoch nur in horizontaler Richtung. Das sind Systeme, die auf Reibungsmechanismen basieren, und geschichtete Gummilager mit oder ohne Bleikern. Letztere werden häufig mit einem zusätzlichen Gleitmechanismus an ihrer Oberseite ausgestattet, welcher ab einem bestimmten Anregungsniveau zu wirken beginnt. Unbewehrte Elastomerlager und Stahlfeder-Viskosedämpfer-Systeme verkörpern hingegen Isolatoren, die sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung wirksam werden. Tabelle 1 gibt eine Übersicht zu den wesentlichsten Isolatorensystemen. Die angefügten Kennwerte beziehen sich auf |10| bzw. Angaben der Hersteller.

Die einfachsten Isolatorensysteme nutzen die Coulombsche Reibung zwischen zwei Metallplatten. Für derartige Systeme kann jedoch die Nachgiebigkeit nicht anhand der üblichen Kenndaten (Federsteifigkeit, Eigenfrequenz, Dämpfung, etc.) charakterisiert werden, so daß die Überprüfung ihrer Effektivität mit rechnerischen Mitteln schwierig ist. Für das R-FBI- und das EDF-System können jeweils zwei Reibplatten an der Kopfseite als zusätzliche Isolierungsvorrichtungen zum Einsatz kommen.

Seit längerer Zeit werden französische Kernkraftwerke auf den von DELFOSSE entwickelten GAPEC-Lagern (Naturgummilager mit horizontalen Stahllamellen) errichtet. Ein Beispiel, bei dem das EDF-System Anwendung fand, ist das französische Kernkraftwerk

Tabelle 1: Übersicht zu Basisisolierungssystemen
(Erläuterungen umseitig)

SYSTEM - Bezeichnung	Konstruktionselemente	f_1 ¹⁾	β ²⁾	μ ³⁾	μ_1 ⁴⁾
		Hz	[%]	[%]	[%]
PURE FRICTION (P-F-System)	2 Reibplatten (1) 	-	-	≤ 20 (10)	-
(SLIDING) RESILIENT FRICTION BASE ISOLATOR (S R-FBI-System)	Teflon-beschichtete Stahlbleche (1)  zentraler Gummikern (2) (Reibplatte auf der Oberseite (3))	0,25	(10)	(10)	3 : 5 (4) $\mu > \mu_1$
ELECTRICITE DE FRANCE (EDF-System)	Stahl-bewehrte Neo- prenkissen (1)  Bronze-Stahl-Reib- verbindung auf der Oberseite (2)	1,0	(10)	20	-
LAMINATED RUBBER BEARING (LRB-System) (Gummischichten- lager)	geschichtete Stahl- platten mit aufvul- kanisierten Gummi- schichten (1) 	0,5	5 : 30 (10)	-	-
NEW ZEALAND (NZ-System)	Gummischichtenlager (1) mit Bleikern (2) 	0,5	(10)	-	-
SEISMAFLOAT	Naturkautschuk- zylinder (1) 	0,34 (1,6)	3 : 6	-	-
GERB	Stahlfeder (1) Viskosedämpfer (2) 	0,6 (1,2)	20 : 30	-	-

Erläuterungen zu Tabelle' 1:

- 1) 1. horizontale Eigenfrequenz (in Klammern 1. vertikale Eigenfrequenz bei räumlich wirkenden Systemen)
- 2) Dämpfungsgrad
- 3) Gleitreibungskoeffizient der Kopfplatten
- 4) Gleitreibungskoeffizient der Isolatorplatten

Die unter ²⁾ bis ⁴⁾ in Klammern angegebenen Werte waren bei der Berechnung der f_1 -Werte zugrundegelegt worden

Koeberg. Hier kamen Neoprenkissen mit den Abmaßen 700*700*100 mm³ zum Einsatz |8|.

Gummischichtenlager wurden vor allem für basisisolierte Gebäude im seismisch hochgradig gefährdeten Gebiet um die San-Andreas-Störung im US-Bundesstaat Kalifornien verwendet. Dazu zählt auch das in einem der vorhergehenden Abschnitte erwähnte Gerichtsgelände in dem unweit von San Francisco gelegenen San Bernardino. Gummischichtenlager werden seit über einem Jahrzehnt einer umfassenden Erprobung unterzogen, sowohl auf experimentellem Wege (Rüttelversuchsstände) als auch mittels rechnergestützter Analysen. Die neuseeländische Variante dieses Isolators (NZ-System) besitzt durch den Bleikern eine zusätzliche hysteretische Dämpfung, wobei die Rekristallisationseigenschaften von Blei ausgenutzt werden.

Das von der Schweizer Seisma AG in Zürich entwickelte Seismafloat-System gehört zu den 3-D-Systemen. Eine solche räumliche Lagerung konnte das Unternehmen erstmals 1968 beim Bau der Pestalozzi-Schule in Skopje (Jugoslawien) einsetzen. Mit den von Seismafloat erzielten Werten dürfte sein Hersteller in Grenzgebiete für Isolatoren auf Elastomerbasis vorgezogen sein.

Ein weiteres räumlich wirkendes System wurde von dem in Berlin (West) ansässigen Unternehmen GERB entwickelt. Es gründet sich auf die klassische Schwingungsisolierung mittels Stahlschrauben-

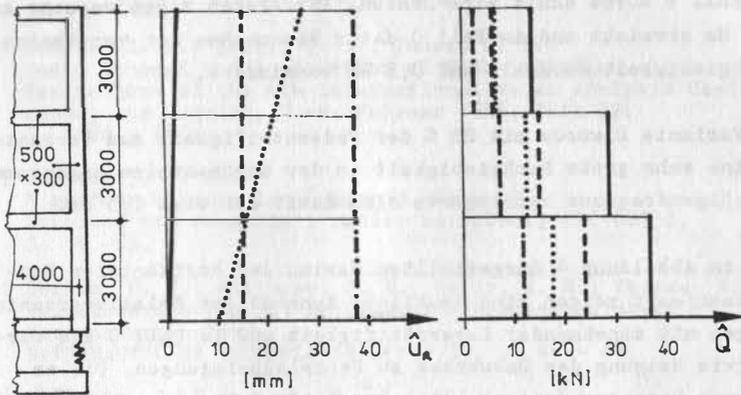
federn. Ergänzt werden die Federkörper durch Visco-Dämpfer, die gleichfalls dreidimensional wirken, einen Dämpfungsgrad von 20 bis 30 % der kritischen Dämpfung aufweisen sowie ein günstiges Temperaturverhalten besitzen. GERB ist in der Lage, Federeinheiten bis zu mehreren 1.000 kN Tragfähigkeit herzustellen, bis hin zu Prototypen für die Isolierung von Kernkraftwerken. Jedoch blieb letzteren eine Anwendung bisher versagt. Es fehlen auch Angaben des Herstellers über die Größtwerte der von den Isolatoren aufnehmbaren Verschiebungen.

5. Berechnungsbeispiel

Für die Berechnung einer Basisisolierung sollte von der am Standort zu erwartenden Maximalintensität ausgegangen werden. Unter mitteleuropäischen Gegebenheiten würde dies im Extremfall eine Horizontalbeschleunigung von etwa $1,0 \text{ m/s}^2$ bedeuten.

Für die Beispielrechnung wurde ein 2-feldriger und 3-geschossiger Stahlbetonrahmen gewählt, der in 4 verschiedenen Auflagerungsvarianten einer für dieses Tragwerk maximalen seismischen Last nach Vorschrift 208/88 der Staatlichen Bauaufsicht der DDR unterworfen wurde. Der die Duktilität des Bauwerkes berücksichtigende Verhaltensfaktor K_V ist dabei aus den o. g. Gründen zu 1,0 gesetzt. Das Tragwerk wurde als SHEARBUILDING modelliert und ausschließlich einer Horizontallast ausgesetzt; die Bestimmung der maximalen Relativverschiebungen zwischen Gründung und Überbau sowie der Querkraftmaxima in den Rahmenstielen erfolgte entsprechend der Vorschrift nach dem Antwortspektrenverfahren.

Bei Variante A wurde eine starre Lagerung berücksichtigt. Die dafür berechnete 1. horizontale Eigenfrequenz von etwa 4 Hz zeigt, daß es sich um ein verhältnismäßig steifes Bauwerk handelt. Dieser Umstand dürfte sich günstig auf die Isolierungseffekte auswirken.



Variante	Lagerungsart	c_H kN/m je Feder	c_V	$f_1(\text{hor.})$ Hz
A ———	starr	∞	∞	4,05
B - - - -	horizontal nachgiebig (Federeinheit UB 9PL/9AB)	1.665	∞	1,08
C	hor. + vert. nachgiebig (Federeinheit UB 9PL/9AB)	1.665	5.562	0,78
D - · - · -	hor. nachgiebig mit $0,2 \cdot c_H$ aus Var. B	333	∞	0,49

Abbildung 4: Variantenvergleich für das Berechnungsbeispiel eines basisisolierten Bauwerkes (2-feldriger Stahlbetonrahmen auf Stahlschraubenfedern)

In den Varianten B und C wurden die unteren Rahmenstiele auf eine Federeinheit inländischer Produktion plaziert, um bei der Berechnung von realistischen Federkennwerten ausgehen zu können.

Im Fall B wurde damit eine Senkung der ersten Eigenfrequenz auf 1,1 Hz erreicht und im Fall C unter Hinzunahme der vertikalen Nachgiebigkeit nochmals auf 0,8 Hz vermindert.

In Variante D wurde mit 20 % der Federsteifigkeit aus Variante B eine sehr große Nachgiebigkeit in der Horizontalen angenommen. Die Eigenfrequenz verringerte sich damit auf etwa 0,5 Hz.

Die in Abbildung 4 dargestellten Maxima der horizontalen Bauwerksantwort zeigen eine deutliche Zunahme der Relativverschiebungen mit abnehmender Lagersteifigkeit und im Fall C die verstärkte Neigung des Bauwerkes zu Pendelschwingungen. Die im rechten Diagramm dargestellten Querkraftmaxima lassen deutliche Reduzierungseffekte beim isolierten Bauwerk im Vergleich zur starren Lagerung erkennen. Im Fall C wird die Querkraft auf etwa die Hälfte und im Fall D auf weniger als ein Drittel vermindert.

Das Beispiel sollte demonstrieren, daß eine Basisisolierung auch in unseren Breitengraden praktisch anwendbar ist. Im Rahmen einer Projektierungsaufgabe muß allerdings mit Zeitverlaufsberechnungen gearbeitet werden.

6. Schlußfolgerungen

Das im Abschnitt 5. berechnete Beispiel zeigt, daß eine Basisisolierung auch unter mitteleuropäischen Gegebenheiten im Erdbebenschutz sinnvoll sein kann. Die Wirksamkeit ist dabei ganz wesentlich von den Baugrundbedingungen am jeweiligen Bauwerksstandort abhängig. Neben dem Erdbebenschutz offeriert das Verfahren gute Möglichkeiten für die Abschirmung von Bauwerken gegenüber Erschütterungen aus Verkehr und Industrie.

L i t e r a t u r v e r z e i c h n i s

- | 1| Buckle, I. G.; Kelly, T. E.; Jones, L. R.:
Basic Concept and Application of Base Isolation.
Proceedings of the 4th International Modal Analysis Conference, Los Angeles, 3.-6. Februar 1986, Teil II,
S. 1026 - 1035.
- | 2| Daševskij, M. A.:
K rasčetu vibroizolaciâ zdanij. (russ.)
Stroitel'naâ mehanika i rasčet sooruzenij 29(1987)2,
S. 59 -63.
- | 3| Derham, C. J.; Eidingen, J. M.; Kelly, J. M.; Thomas, A. G.:
Erdbebensicherung mit Naturgummi-Fundamentbaulagern -
Versuchsergebnisse.
NATURKAUTSCHUK TECHNOLOGIE 8(1977)3, S. 41 - 61.
- | 4| Hüffmann, G. K.:
Full Base Isolation for Earthquake Protection by Helical
Springs and Viscodampers.
Nuclear Engineering and Design, Vol. 84(1985), S. 331 - 338.
- | 5| Mayes, Ronald L.; Button, Martin R.:
Design and Cost/Benefit Issues for Seismically Isolated
Structures.
Proceedings of the 4th International Modal Analysis Conference, Los Angeles, 3.-6. Februar 1986, Teil II,
S. 1036 - 1044.
- | 6| Mohasseb, Sassan:
Non-linear Seismic Analysis of Fully Base Isolated Structures
on Flexible Soils.
Bericht Nr. 162 des Instituts für Baustatik und Konstruktion
Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1988.
- | 7| Mostaghel, N.; Khodaverdian, M.:
Dynamics of Resilient-Friction Base Isolator (R-FBI).
Earthquake Engineering and Structural Dynamics 15(1987),
S. 379 - 390.
- | 8| Polâkov, V. S.; Kilimnik, L. Š.; Čerkašin, A. V.:
Sovremennye metody sejsmozasita zdanij. (russ.)
Strojizdat, Moskau 1988.
- | 9| Staudacher, K.:
Structural Integrity in Extreme Earthquakes - The Swiss
Full Base Isolation System (3-D).
Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering,
San Francisco 1984, Vol. 5, S. 1039 - 1046.

- [10] Su, Lin; Ahmadi, Goodarz; Tadjbakhsh, Iradj G.:
A Comparative Study of Performances of Various Base Iso-
lation Systems.
Teil I: Shear Beam Structures.
Earthquake Engineering and Structural Dynamics 18(1989),
S. 11 - 32.

ERDBEBENPRÜFUNG IM ZME

Wolf-O. Langer

VEB Zentralinstitut für ökonomischen Metalleinsatz,

Dresden

im VEB Qualitäts- und Edelstahl-Kombinat

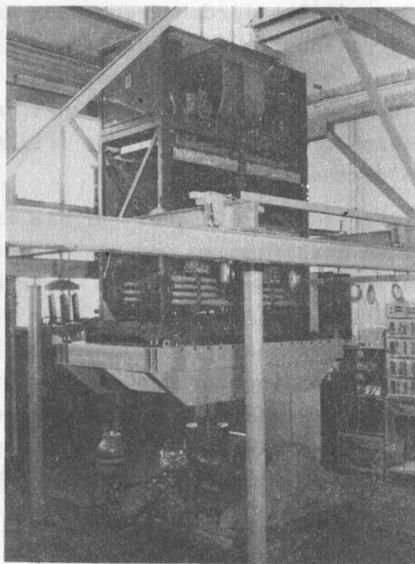
Im VEB ZME Dresden werden experimentelle dynamische Untersuchungen von Aggregaten und Bauteilen seit mehr als drei Jahrzehnten mit verschiedenen Prüftechniken durchgeführt. Seit 1983 steht hierfür auch eine spezielle ESH-Technik zur Verfügung.

Die Anlagen gestatten im gegenwärtigen Ausbauzustand die Untersuchung von Prüflingen bis ca. 1,5 t Masse. An der Verdoppelung dieses Wertes wird zur Zeit gearbeitet. Geprüft wird in jeweils einer Richtung, horizontal oder auch vertikal. Die für Erdbebenfälle üblichen Prüffrequenzen von 1 bis 35 Hz werden ohne Schwierigkeiten beherrscht. In Grenzfällen werden Frequenzen bis ca. 100 Hz gefahren. Die erreichbaren Prüfbeschleunigungen sind, wie üblich, in starkem Maße von Prüflingsmasse und Frequenz abhängig. Für die Strong-Motion-Komponenten werden im allgemeinen 3 g sicher erreicht, was die üblichen Etagenantwortspektren durchaus abdeckt.

Dominierendes Prüfsignal für die Erdbebenfestigkeitsprüfung in Maschinenbau und Elektrotechnik ist der Sinus-Beat. Er wird im allgemeinen nach vorangegangener Resonanzstellenermittlung (Festfrequenz oder Gleitsinus) gefahren. Auch Randeignale und Echtzeitverläufe können nachgefahren werden. Die Signalerzeugung erfolgt entweder auf analogem Wege mit geeigneten Signalgeneratoren (z.B. für Gleitsinus oder Sinus-Beat) oder mittels Computer-Steuerung (über Rechnerkopplung und hinreichend schnelle DA- und AD-Wandler).

Die Computer-Steuerung gestattet das rechnerische Kompensieren von Ansteuersignalfehlern, die durch die Eigenschaften des Prüfsystems, wie z.B. Ölsäulenelastizitäten, Servoventilträgheiten, filterbedingte Phasendrehungen, dynamische Prüflingerückwirkungen u.a.m. zustande kommen. Hierzu wird in Vorversuchen das dynamische Übertragungsverhalten des Gesamtsystems ermittelt. Damit werden die elektrischen Ansteuersignale in geeigneter Form korrigiert. Hierbei spielt die Transformation der Zeitverläufe in den Frequenzbereich und umgekehrt eine entscheidende Rolle (FFT nach Sande-Tuckey, 1024 Abtastpunkte). Insbesondere beim Betreiben des Prüfstandes mit mehreren Prüfzylindern werden mit diesem Verfahren die praktisch vorhandenen Ungleichheiten der Regelkreise kompensiert. Beim Vorhandensein von Nichtlinearitäten kann der Korrekturvorgang mehrfach wiederholt werden, bis durch die iterative Verbesserung des Ansteuersignales eine hinreichend exakte Realisierung des vorgegebenen Prüfsignals erzielt ist.

Bild 1:
Erdbebenprüfung
eines Klimaschranks,
Prüfrichtung vertikal



Einige Gedanken aus geophysikalischer Sicht zur Bewertung natürlicher und künstlicher Erschütterungen auf Bauwerke und Menschen.

H. Militzer

Trotz jahrhundertelanger und in den letzten Jahrzehnten besonders intensiver Forschungsarbeiten ist die Voraussagbarkeit von Erdbeben mit dem Ziel einer Warnung vor diesen Erscheinungen noch in weiter Sicht. Zunehmende Kenntnisse über Prozesse in Erdbebenherden sowie über die Wechselwirkung von Erdbebenwellen zwischen Bauwerk und Baugrund ermöglichen jedoch immer genauere Vorausberechnungen von Art und Stärke der zu erwartenden Bodenerschütterungen.

Nach VOGEL (Nat.Wiss.Rundschau 4/89) wird "Erdbebenprognostik" definiert als "Vorausschau auf zukünftige Erdbeben sowohl im Hinblick auf das natürliche Phänomen, als auch auf die Einwirkung auf Mensch und Zivilisation". Sie umfaßt vier Teilbereiche :

- Untersuchung und modellmäßige Simulation von Prozessen in Erdbebenherden.

Dazu gehören seismotektonische Studien, Untersuchungen zur räumlichen Verteilung und zeitlichen Veränderung von Gesteinseigenschaften, Messung von Verschiebungen und Deformationen.

- Vorhersagemodelle für zu erwartende Bodenerschütterungen durch zukünftige Erdbeben.

Heute begrenzt sich dies im allgemeinen auf die Abschätzung der zu erwartenden maximalen Bodenbeschleunigungen.

- Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk sowie die Risikoanalyse. Grundlagen dazu sind Schadeninspektionen nach Erdbeben, Erdbebensimulation durch künstliche Erschütterung von Gebäuden vor Ort, Testen

von Bauelementen auf Schütteltischen, modmäßige Computersimulation zyklischer Belastungen.

- Schadensverhütung und Verminderung des Erdbebenrisikos.

Dazu dienen fast in allen Ländern Empfehlungen und Normen zum Erdbebenschutz, Verfahren zur Schwingungsisolierung (Viskodämpfer, Federn zwischen Gebäude und Bodenplatten), Voruntersuchungen über statische und dynamische Eigenschaften begrenzter Gebiete im Hinblick auf zu erwartende Bodenerschütterungen. Dennoch ist eine Erdbebenwarnung nicht möglich, wenn die hohen Schäden durch Produktionsausfall infolge falschen Alarms in Betracht gezogen werden oder die psychische Belastung der Bevölkerung.

Zur Schadensverhütung und -verminderung sowie Verminderung des Erdbebenrisikos gehören folglich

- eine erdbebenresistente Bauweise,
- eine erdbebengerechte Bauplanung,
- eine organisierte Katastrophenbereitschaft und -hilfe.

Die organisierte Katastrophenbereitschaft richtet sich vorallem auch auf die Verhütung indirekter Schäden wie Feuer oder durch die Unterbrechung des Verkehrs und der Kommunikation.

Messungen, die derartige Maßnahmen unterstützen bzw. objektiv begründen, beziehen sich auf

- Veränderungen der Erdoberfläche,
- Änderungen des Spiegels und der chemischen Zusammensetzung des Grundwassers,
- Anomalien im erdmagnetischen und in natürlichen elektrischen Feldern,
- Änderungen der Stärke und Zahl von Vorbeben,
- Änderungen der Wellengeschwindigkeit in der Erdkruste und speziell des Verhältnisses der Ausbreitungsgeschwindigkeiten von Scher- und Druckwellen (vorallem in Gebieten mit flachen Herdtiefen)).

Zur Bewertung der von Beben ausgehenden Erschütterungen und auch

der Belästigung von Menschen durch Erschütterungen sind zu betrachten

- die Schwingungsgröße (Schwingweg, Schwinggeschwindigkeit, Schwingbeschleunigung),
- die Frequenz,
- die Einwirkungsdauer,
- die Häufigkeit und Tageszeit des Auftretens (Überraschungseffekt).

Wirkungen, die durch Erschütterungen auf den Menschen verursacht werden, hängen neben der Schwingungsintensität zusätzlich mit ab von

- sichtbaren Bewegungen,
- hörbarem Klappern von Gegenständen,
- Vibrieren von Fenstern und Türen u.a.m.

Über die Voreinschätzung von Erschütterungswirkungen lassen sich kaum allgemeine Angaben machen. Das gilt auch für Erschütterungen, die von Produktionsbetrieben ausgehen. Vielmehr spielen Fragen

- des anstehenden Baugrundes,
- die Tiefenlage des Grundwasserspiegels,
- die Gründung des Bauwerkes

eine nicht unwesentliche Rolle.

Zur Kennzeichnung der Situation sind lokale ingenieurgeophysikalische Untersuchungen unerlässlich; sie sollten vor Baubeginn durch Erschütterungsmessungen unterstützt werden. Dabei ist zu beachten, daß durch Resonanzerscheinungen mit einer Vergrößerung der Schwingungsgrößen im Gebäude zu rechnen ist. Wesentlich sind die Eigenfrequenzen von Wohnhäusern in horizontaler Richtung. Sie berechnen sich nach der Stockwerkformel $f \approx 10 / n$ (n = Anzahl der Stockwerke) (diese Beziehung stellt jedoch lediglich eine grobe Annäherung dar). Die Deckenfrequenzen in vertikaler Richtung liegen bei sehr weit gespannten Decken im Bereich von 10 Hz, bei wenig belasteten und kurz gespannten Wohnhausdecken bei bis 30 Hz. Durch Resonanz

wirksam werdende Vergrößerungsfaktoren erreichen in der Regel Werte von 3 bis 8; Vergrößerungsfaktoren bis 15 wurden bei stationärer Erregung beobachtet.

Erdbebenbedingte Resonanzeffekte können aber auch die Ursache sekundärer Wirkungen sein, z. B. die Ursache von Erdrutschen, "Liquefaction", Bodenverwerfungen und Setzungen. Deshalb sollte in solchen Arealen die Einrichtung stationärer Überwachungssysteme, wie sie z. T. bei der Kontrolle der Standsicherheit von Hochkippen oder steilen Böschungen eingesetzt werden, in zunehmendem Maße vorgesehen werden.

Wie bereits angedeutet, führen örtliche Untergrundbedingungen zu erheblichen kleinräumlichen Gefährdungsunterschieden. In Gebieten anstehender Lockergesteine (Sand, alluviale Ablagerungen) sind die Intensitäten merklich anders als auf felsigem Untergrund. - Die zur Beurteilung der seismologischen Wirkung gültigen Untergrundfaktoren schwanken zwischen verfestigten Sedimenten und wassergesättigten Lockersedimenten bis um den Faktor 10. Diesbezüglich systematische Untersuchungen und kartenmäßige Zusammenstellungen - z. B. unter Verwendung ingenieurgeologischer Kartenwerke - sind wohl über erste Anfänge noch nicht wesentlich hinaus. Andererseits sind solche Untersuchungen die Grundlage zur Abgrenzung von Erschütterungseinwirkungsgebieten und für den Entwurf baulicher Anlagen.

Die z. Zt. in der DDR gültige Schadenskala für Bauwerke im Zusammenhang mit Sprengarbeiten stammt von LICHTER (1982); sie berücksichtigt die Geologie des Sprengortes und die Konstruktionsweise der Gebäude. Sie unterscheidet zwischen Sprengungen im Festgestein, Lockergestein und Moorgebiet und umfaßt drei Gebäudeklassen - Fachwerk/Wandbauweise (Mauerwerk, Großblöcke/Platten)/Skelettbauweise (Stahl, Stahlbeton, Beton, Holz).

Die Skala selbst ist durchgehend auf die Vorgabe zulässiger Schwingungsgeschwindigkeiten ausgerichtet. - Es wäre zu prüfen, ob sie auch für

eine Vorabschätzung erdbebenbedingter Erschütterungswirkungen eine Grundlage abgeben kann. Beim Auftreten auch niedriger Frequenzanteile jedoch - d. h. unterhalb 1 bis 2 Hz - sind gewiß die Funktionen der Schwingungsgröße und ihre Grenzen zu überdenken. Erinnern wir uns daran, daß nach der DIN 4150 die "bauwerksbezogene Wahrnehmungsstärke" - eine für den Aufenthalt von Menschen in Gebäuden bezogene Kenngröße - sich unter der Annahme bewährt hat, daß sich bei Frequenzen von 1 - 2 Hz die Schwingbeschleunigung und über 8 Hz die Schwinggeschwindigkeit als maßgebende Funktionen der Schwingungsgrößen bewährt haben.

All das umfaßt natürlich ein sehr komplexes Arbeitsprogramm; der Geophysik kommen dabei nur Teilaufgaben zu. Sie beziehen sich vorrangig auf :

- weitere Untersuchungen zur Frage der Herdmechanismen,
- weitere seismotektonische Studien im Sinne der Analyse von Lineamenten aus Luftaufnahmen und Satellitenbildern,
- Veränderungen des physikalischen Verhaltens von Gesteinen im Zusammenhang mit dem Aufbau von Spannungsfeldern,
- die Fortsetzung der Messung von Erdkrustenverschiebungen über und von Satelliten aus sowie über die Interferometrie von Radiosignalen,
- Arbeiten zur Bodenklassifikation zwecks Abgrenzung von Erschütterungseinwirkungsgebieten,
- die Mitarbeit bei der Erstellung von Schadenskalen bzw. entsprechender Anhaltswerte nach vorangegangener Klärung der Meßgeräte, der Meßorte, der Meßdauer und der Auswertung der Registrierungen.

STOCHASTISCHE ANALYSE VON TRAGWERKEN UNTER ERDBEBENERREGUNG IN SCHWACH SEISMISCHEN GEBIETEN

Dr.-Ing. Karl-Heinz Müller
Wissenschaftszentrum Industrie- und Spezialbau
Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar
Bodestr. 2, Weimar, DDR-5300

Inhaltsverzeichnis:

1. Zum Problem
2. Beschreibung der Einwirkung
3. Stochastische Analyse
4. Untersuchung eines Stahlbetonschornsteins
5. Schlußfolgerungen

Zusammenfassung:

Je weniger Erdbebenaufzeichnungen zur Verfügung stehen, um so notwendiger ist die Berücksichtigung des stochastischen Charakters der seismischen Einwirkung auf Tragwerke.

Es wird eine Möglichkeit aufgezeigt, wie die Ungewißheit von Erregungsmodellen für schwach seismische Gebiete berücksichtigt und wie das Tragwerk unter solchen ungewissen stochastischen Modellen analysiert werden kann.

Es wird ein Stahlbeton-Schornstein untersucht, um die Auswirkung der Erregungs-Ungewißheit auf die Tragwerksantworten zu studieren.

Summary:

The fewer records of earthquakes are available the more necessary is the consideration of the stochastic character of the seismic excitation of structures.

A possibility to model the uncertainty of the excitation for weakly seismic regions and to analyze the structure under these stochastic uncertain models is shown.

A RC chimney is investigated to study the affect of the excitation uncertainty to the structure responses.

Резюме:

Чем менее написания землетрясений в распоряжении, тем более необходимо принимать во внимание стохастический характер сейсмического влияния на конструкции. Здесь возможность показывается как можно учитывать неизвестность моделей возбуждения для слабо сейсмических областей и анализировать конструкцию при таким неизвестным стохастическим моделям. Эта работа занимается трубой из сталебетона, чтобы исследовать влияние неизвестности возбуждения на ответы конструкции.

1. Zum Problem

Die Methoden, um eine stochastische Analyse von Tragwerken (insbesondere bei synchron annehmbarer Stützerregung und linearem Systemverhalten) vornehmen zu können, sind weitgehend erschlossen (MÜLLER 1986). Sie ermöglichen sowohl eine Verfolgung der transienten Beanspruchung als auch die Analyse des idealisierten stationären Vorgangs.

Trotz wirklichkeitsnäherer Aussagen, die aus einer stochastischen Analyse folgen, wird diese oft apriori mit dem Argument abgelehnt, daß die Datenmenge in einem schwach seismischen Gebiet zu gering sei, um die Einwirkung Erdbeben stochastisch zu modellieren.

In Wirklichkeit verhält es sich genau entgegengesetzt (Abb. 1): Je geringer die Datenmenge als Repräsentanz einer zufälligen Erscheinung ist, um so notwendiger ist es, diese um so ungewissere Erscheinung stochastisch zu modellieren und ihre Auswirkungen stochastisch zu verfolgen. Die dann geringere statistische Sicherheit bringt es mit sich, daß das Modell der seismischen Einwirkung "unschärfer" werden muß.

Wie die geringeren Informationen über die Einwirkung in der Modellierung erfaßt werden können und wie eine Bauwerksanalyse mit diesen ungewissen Modellen durchgeführt werden kann, wird gezeigt.

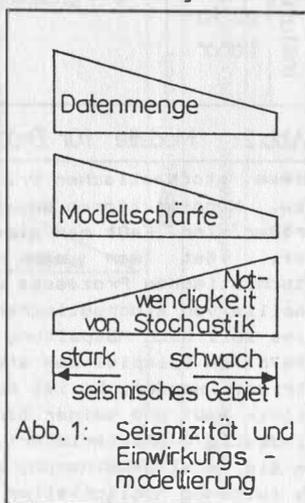


Abb. 1: Seismizität und Einwirkungsmodellierung

2. Beschreibung der Einwirkung

Die am häufigsten verwendeten Modelle für eine Erdbebenerregung sind (Abb. 2):

- stationärer Prozeß $\ddot{x}(t)$ mit der Dauer T , dessen Frequenzinhalt und Intensität konstant sind (MÜLLER 1986),
- instationärer separabler Prozeß $\ddot{x}(t) = \varphi(t) \cdot \ddot{x}(t)$, der einen konstanten Frequenzinhalt aber variable Intensität besitzt, mit deterministischer Formfunktion $\varphi(t)$ und stationärem Prozeß $\ddot{x}(t)$ (MÜLLER 1987),
- evolutionärer Prozeß $\ddot{x}(t)$, dessen Frequenzinhalt und Intensität variabel sind (ZEMBATY 1987).

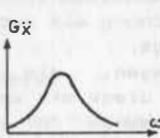
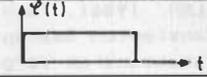
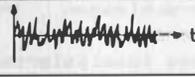
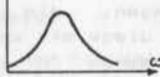
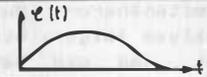
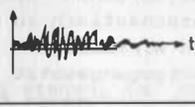
Prozeß		Prozeß - Kenngrößen		Realisierung
		Spektral- dichte	Modulations- funktion	
stationär				
instationär	sepa- rabel			
	evolu- tionär			

Abb.2: Modelle für Erdbebenerregung $\ddot{X} = \varphi \cdot \ddot{x}$

Diese stochastischen Prozesse werden jeweils durch Kennwerte bzw. Kennfunktionen beschrieben, die selbst deterministische Größen sind. Faßt man diese Kenngrößen selbst als Zufallsgrößen auf, löst man sich von der Vorgabe eines einzigen stochastischen Prozesses und benutzt als Einwirkungsmodell eine Familie von stochastischen Prozessen.

Dies soll nach Abspaltung der Modulationsfunktion (PRADLWARTER 1987b) am Beispiel des stationären Einwirkungsprozesses demonstriert werden. Er ist durch Angabe einer konkreten Spektraldichte $G(\omega)$ und seiner Dauer T im Sinne der Korrelationstheorie eindeutig charakterisiert.

Um die Verallgemeinerung einer Prozeßfamilie zu bekommen, gibt es folgende Möglichkeiten der Modellierung (Abb.3):

- Das Prozeß-Modell (PrM): Man faßt die Spektraldichte als einen Prozeß mit dem Prozeßparameter ω auf und beschreibt diesen Prozeß selbst wieder im Sinne der Korrelationstheorie. Das würde eine statistische Ermittlung von Erwartungswertfunktion $\bar{G}(\omega)$ und Kovarianzfunktion $K_G(\omega)$ des Prozesses $G(\omega)$ erfordern, würde also einer Statistik im Phasenraum der Spektralwerte entsprechen.
- Das Parameter-Modell (PaM): Man faßt die Parameter \underline{a} der Spektraldichte $G(\omega; a_1, \dots, a_n)$ als Zufallsvariable auf und ermittelt die Kennwerte dieser Zufallsvariablen. Das entspricht dem Gedankenmodell einer Schar von (dem theoretischen Ansatz gemäß glatt verlaufenden) Spektraldichten und einer Statistik im Raum der Funktionsparameter.

Die Empfehlung für eine Vorgehensweise hängt ab von

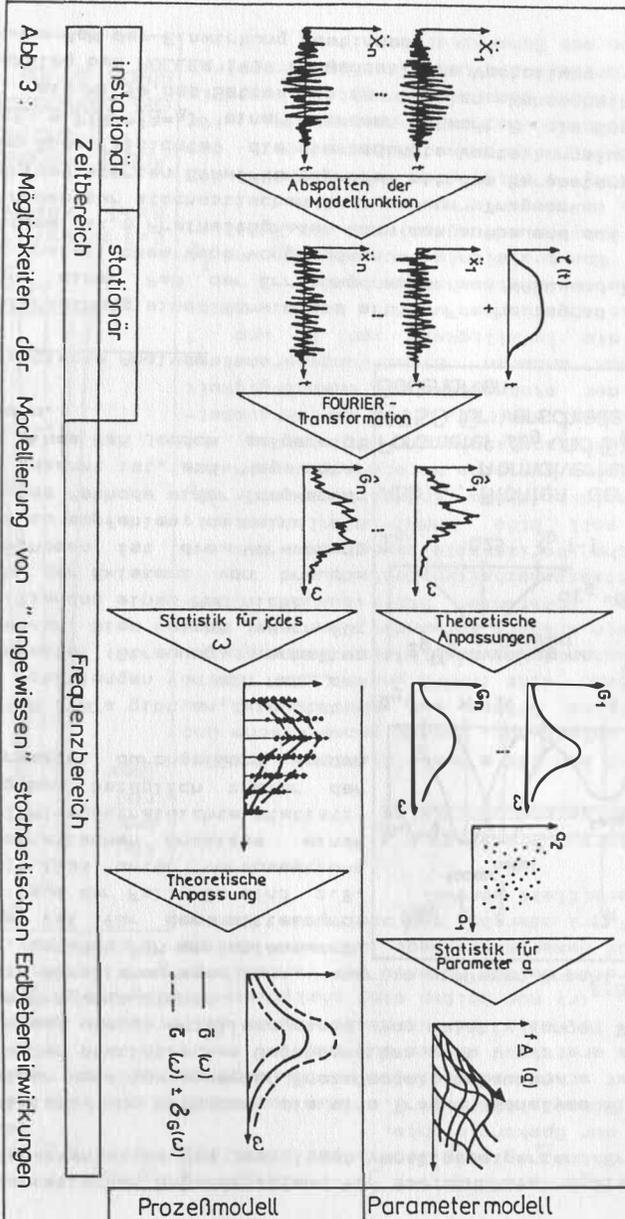


Abb. 3 : Möglichkeiten der Modellierung von "ungewissen" stochastischen Erdbeweinwirkungen

- den statistischen Gegebenheiten für die konkrete Ermittlung der Charakteristika des jeweiligen verallgemeinerten Prozeßmodells,
 - der Existenz von Methoden, die eine Tragwerksanalyse mit dem jeweiligen verallgemeinerten Prozeßmodell erlauben.
- Bezüglich der statistischen Gegebenheiten gilt i.a.:
- Existieren wenige Akzellerogramme von relativ langer Dauer, ist das PrM vorzuziehen.
 - Sind die Akzellerogramme kurz, aber in größerer Anzahl vorhanden, ist das PaM empfehlenswert.

Letzteres ist für den mitteleuropäischen Raum der Fall. So sind z.B. von KLEIN 1984 unter Voraussetzung des theoretischen Ansatzes einer KANAI-TAJIMI-Spektraldichte statistische Angaben bezüglich zweier der drei Parameter durchgeführt worden (Abb.4).

PRADLWARTER 1987a gibt an, wie statistische Schätzungen für ein Maß des Energieinhalts (Streuung) erhalten werden können. Dies reicht jedoch für die Modellierung eines PrM nicht aus. Bezüglich der Existenz von brauchbaren Methoden ist die Verwendung eines PaM zu empfehlen, da keine ein PrM nutzende Methode einer Tragwerksanalyse bekannt ist, ein Weg unter Nutzung eines PaM jedoch aufgezeigt werden kann.

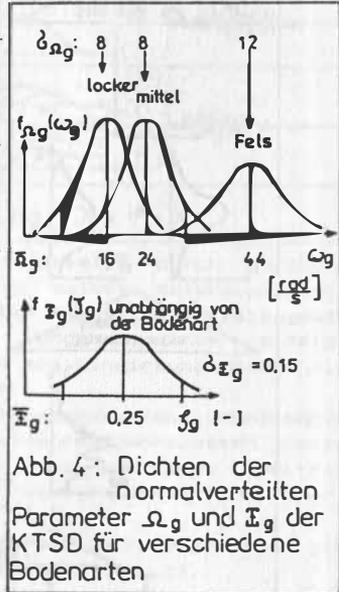


Abb. 4: Dichten der normalverteilten Parameter Ω_g und I_g der KTSd für verschiedene Bodenarten

3. Stochastische Analyse

Eine Untersuchung eines Schwingers mit 1 Freiheitsgrad unter Verwendung eines PaM der Erregung wurde von WALL und BUCHER 1987 auf analytischem Wege vorgenommen.

Für Systeme mit n Freiheitsgraden kann man aufbauend auf einer der Methoden zur stochastischen Analyse von Tragwerken unter einem wohldefinierten Einwirkungsprozeß mit dem Parametervektor \underline{a} in der Spektraldichte, die die bedingte Verteilungsfunktion $F_{R|A=a}(r) = P\{R < r | A = \underline{a}\}$ einer extremen Antwort R als Ergebnis liefert, mit Hilfe des Satzes von der totalen Wahrscheinlichkeit (analog bei MÜLLER 1989 verwendet) die Verteilung von R unter einem PaM der Einwirkung bestimmen:

$$(1) F_R(r) = P\{R < r\} = \int P\{R < r | A = a\} \cdot f_A(a) da$$

Dabei ist $f_A(a)$ die Dichte des zufälligen Vektors A der Parameter der Spektraldichte.

Diese Formel läßt sich i. a. nur numerisch auswerten, da

- meist schon die bedingte Verteilungsfunktion auf numerischem Wege ermittelt werden muß und

- auch im Falle der Kenntnis eines analytischen Ausdrucks für $F_{R|A=a}(r)$ nur selten eine analytische Integration gelingt.

Die ersten beiden Momente der Verteilung $F_R(r)$ können dann auch nur auf numerischem Wege (und zwar aus der ermittelten Verteilung $F_R(r)$ oder aus dem bedingten Momenten) ermittelt werden.

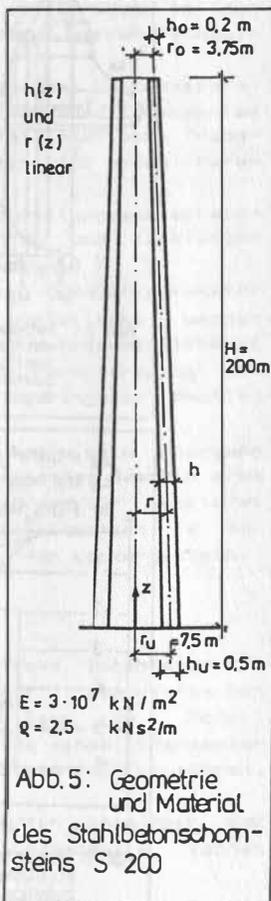
4. Untersuchung eines Stahlbetonschornsteins

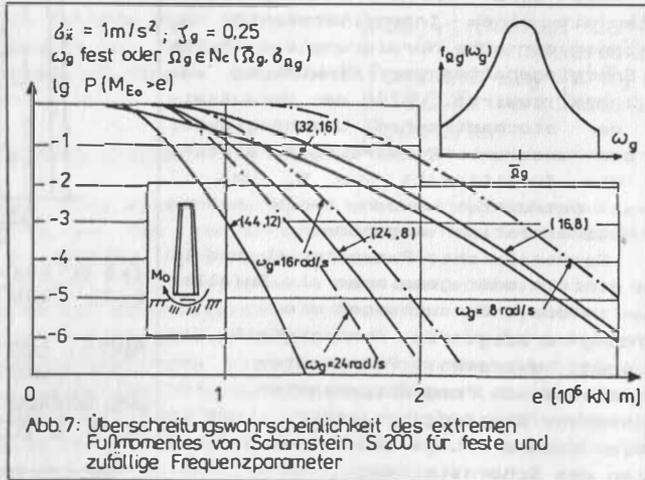
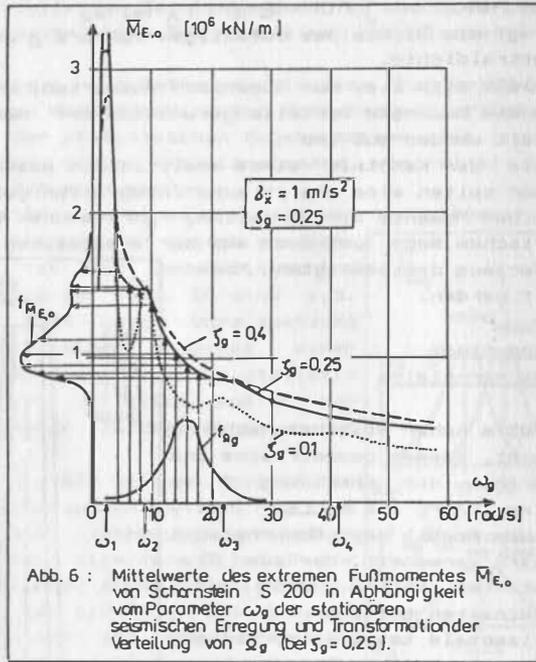
Es wird ein 200 m hoher Stahlbetonschornstein untersucht, dessen geometrische und stoffliche Größen der Abbildung 5 zu entnehmen sind (HAMPE und MÜLLER 1989). Als mechanisches Modell des Schornsteins wird ein Kragarm verwendet, der aus Elementen konstanter Stoff- und Querschnittseigenschaften besteht.

Jegliche horizontale seismische Einwirkung soll eine KANAI-TAJIMI-Spektraldichte mit einem Intensitätsfaktor G_0 besitzen, der eine Normierung des Maßes des Energiegehaltes der Einwirkung auf $\dot{\epsilon}_{\dot{x}} = 1 \text{ m/s}^2$ bewirkt. Unter der Voraussetzung der stochastischen Unabhängigkeit von den anderen Einwirkungsparametern kann die Zufälligkeit von G_0 und T separat betrachtet werden, beide werden hier deterministisch angenommen.

Die Spektraldichte-Parameter ω_g und ξ_g gehen einzeln oder gemeinsam als Zufallsgrößen in die Untersuchungen ein.

Abbildung 6 zeigt die Abhängigkeit des mittleren extremen Fußmomentes des Schornsteins vom Frequenzparameter für verschiedene Dämpfungsparameter und in Relation dazu die Lage der Eigenkreisfrequenzen des Schornsteins.





Für die Abhängigkeit des mittleren extremen Fußmomentes von den Parametern ω_g und ξ_g der Erregung kann festgestellt werden:

- Das extreme Fußmoment besitzt die größte Empfindlichkeit gegenüber der Variation des Erregungsparameters ω_g im Bereich des Lockergesteins.
- Diese Empfindlichkeit ist um so größer, je kleiner der Dämpfungsparameter ξ_g ist, d.h. je schmalbandiger die Erregung ist.
- Liegt der Frequenzparameter der Erregung im Bereich hoher Eigenkreisfrequenzen des Bauwerks, sind breitbandige Erregungen maßgebend. Für Frequenzparameter der Erregung in der Nähe der ersten beiden Eigenkreisfrequenzen werden schmalbandige Erregungen maßgebend.

Es wird auch dargestellt, wie eine Verteilung des Frequenzparameters ω_g in eine Verteilung des mittleren extremen Fußmomentes transformiert wird. Man sieht, daß die für stochastische Transformationen so wichtige Eineindeutigkeit nicht für jeden Parameter ξ_g gegeben ist.

Abbildung 7 zeigt den Vergleich von Überschreitungswahrscheinlichkeiten P_f zwischen Erregungen mit festen und zufälligen Frequenzparametern. Es kann festgestellt werden:

- Beim Übergang von einem fest vorgegebenen Frequenzparameter zu einem ungewissen (d.h. zufällig verteilten) werden konkrete Fußmomente mit wesentlich höherer Wahrscheinlichkeit überschritten. Das ist auf die deutlich größere Streuung der Antwort zurückzuführen, die sich in dem geringeren Anstieg der Kurve ausdrückt.
- Für ein festes P_f beträgt der Schrankenwuchs beim Übergang zu zufälligem Frequenzparameter für mittelfestes Gestein etwa 10 %, für Lockergestein aber etwa 40 %. Grund für letzteres ist die Lage der ersten beiden Eigenkreisfrequenzen im Bereich des Frequenzparameters der Erregung für Lockergestein.

5. Schlußfolgerungen

Die Unsicherheit, die aufgrund der geringen Datenmenge in schwach seismischen Gebieten bei der stochastischen Beschreibung der Erregung besteht, kann im Modell berücksichtigt werden. Der Weg, unter Nutzung eines "Parameter-Modells" eine stochastische Tragwerksanalyse durchzuführen, wurde gezeigt.

Die Empfindlichkeiten der Tragwerksantworten gegenüber der Zufälligkeit der Parameter des Einwirkungsmodells können erheblich sein.

Die Unsicherheit der Einwirkung kann zu einer wesentlich größeren Streuung der Bauwerksantworten führen, d.h. zu höheren Schranken bei gleichen Überschreitungswahrscheinlichkeiten. Es muß dann für diese Unsicherheit ökonomisch bezahlt werden.

Literatur

- HAMPE, E. und K.-H. MÜLLER: Stochastische Untersuchung seismisch erregter Turmbauwerke. In: Bauingenieur 64(1989), S.373-387
- KLEIN, H.-H.: Kenngrößen zur Beschreibung der Erdbeeinwirkung. Diss.A, Technische Hochschule Darmstadt, 1984
- MÜLLER, K.-H.: Beitrag zur stochastischen Analyse von seismisch erregten Bauwerken. Diss.A, HAB Weimar 1986
- MÜLLER, K.-H.: Zur Anwendung stochastischer Differentialgleichungen bei der Analyse stochastisch erregter Bauwerke. XI.IKM, Berichte 4, Weimar 1987, S.72-75
- MÜLLER, K.-H.: Stochastisches Konzept zur Untersuchung seismisch erregter Bauwerke. 2. Kolloquium Erdbebeningenieurwesen, Berggießhübel, 4.-6.1.1989
- PRADLWARTER, H.-J.: Unsicherheiten der spektralen Schätzung von instationären Zufallsprozessen und deren Konsequenzen. In: SFB 151-Berichte Nr.6 "Baudynamik-Forschung und Praxis" der Ruhr-Univ. Bochum, März 1987. S.17-22
- PRADLWARTER, H.-J.: Estimation of Modulation Functions of Earthquake Records. In: Lecture Notes in Engineering 31: "Stochastic Structural Mechanics", U.S.-Austria Joint Seminar, May 4-5, 1987, Boca Raton, Florida, USA
- WALL, F.J. and C.G. BUCHER: Sensitivity of expected exceedance rate of SDOF-system response to statistical uncertainties of loading and system parameters. Probabil. Eng. Mechanics. 2(1987)3, S.138-146
- ZEMBATY, Z.: On the Reliability of Tower-Shaped Structures under Seismic Excitations. In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.15(1987), p.761-775

Fragen der Modellbildung bei der Untersuchung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung von Tragwerken des Industriebaus

Dipl.-Ing. C. Riedel, VEB Industrieprojektierung Dessau

1. Vorbemerkungen

Der Einfluß der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung auf die Beanspruchung seismisch erregter Bauwerke ist häufig unterstrichen worden. Eine standortspezifische Auslegung von Bauwerken sollte folgende Sachverhalte berücksichtigen:

1. Modifikation der von tieferen Bodenschichten ausgehenden Erregung, in:

- Amplitude
 - Frequenzgehalt und
 - Erdbebendauer,
- infolge der
- Steifigkeit und Dämpfung der oberen Baugrundsichten, sowie
 - Verformungsbehinderung eingebetteter starrer Baukörper.

2. Flexibilität der Lagerung der mit dem Baugrund verbundenen Punkte des Bauwerkes.

3. Abstrahlung von Schwingungsenergie aus dem Bauwerk in den Baugrund

Im Rahmen der Untersuchungen des Autors wurden Boden- und Bauwerksmodelle unter seismischer Beanspruchung berechnet, bei folgender Modellwahl:

- Modellierung der Erregung als spektrumkompatibler Zeitverlauf bzw. als baugrundabhängiges Spektrum.
- Modellierung des Baugrundes als System ebener finiter Elemente.
- Modellierung der Bauwerke als Punktmassen-Stab-Systeme, mit dem Baugrund durch frequenzabhängige Federn und Dämpfer verbunden.

Auf einige der dabei behandelten Probleme soll im folgenden Vortrag eingegangen werden.

2. Modellierung der Erregung

Die Entwurfsspektren für übliche Hochbauten, die in Erdbebengebieten errichtet werden sollen, enthalten seismologische Einflußfaktoren (Erdbebenzone) und berücksichtigen ein bestimmtes (duktilen) Tragwerksverhalten. Die Untergrundbedingungen werden oft lediglich durch Skalierungsfaktoren berücksichtigt, wobei sich die Form des Spektrums nicht ändert.

Die lokalen Verhältnisse können wirklickeitsnah durch baugrundabhängige Freifeldspektren erfaßt werden. Die von Houser /1/ vorgeschlagenen Spektren wurden für 3 Untergrund- und 3 Intensitätsklassen für mitteleuropäische Verhältnisse abgeleitet.

Die eigenen Berechnungen nach der Antwortspektenmethode sind mit den Spektren nach /1/ durchgeführt worden. Für weiterführende Untersuchungen sind auch spektrumkompatible Zeitverläufe herangezogen worden, um Boden- bzw. Bauwerksmodelle nach der Zeitverlaufsmethode zu berechnen.

Tafel 1 zeigt die Transformation eines Zeitverlaufes mit einem breitbandigen Spektrum vom unteren Modellrand an die Oberfläche.

Im gewählten Beispiel wurde ein Bodenmodell, das der Untergrundklasse "A" nach /1/ zuzuordnen ist, mit einem Zeitverlauf angeregt, der zum Vergleich in einer zweiten Untersuchung mit dem Faktor 2,5 skaliert wurde. Es können folgende Aussagen abgeleitet werden:

Die Parameter der Bodensteifigkeit bleiben bei dynamischer Anregung nicht konstant, sondern zeigen typisches nichtlineares Verhalten. Die Maximalbeschleunigung an der Oberfläche hat sich in beiden Fällen gegenüber der Eingangserregung erhöht, bei 0.04*g auf das Doppelte, bei 0.1*g um 60%. Im Falle der höheren Eingangsbeschleunigung sind höhere nichtlineare Verformungen zu verzeichnen, die zu entsprechendem Steifigkeitsabfall und zur Dämpfungserhöhung führen. Eine Berechnung mit statischen Ausgangssteifigkeiten würde zu unrealen Ergebnissen führen. Die höhere Erregung führt zu Spektralwerten, die bei niederen Frequenzen Maximalwerte erreichen. Das Spektrum ist breiter.

Das im Beispiel verwendete Programm PCQUAD, eine modifizierte Version des Programmes QUAD-4 /2/ analysiert im direkten Integrationsverfahren (Wilson-O-Methode) das in ein ebenes Netz finiter Elemente zerlegte Kontinuum. Die Dämpfungsmatrix wird intern als Linearkombination von Steifigkeits- und Massenmatrix unter Einbeziehung der Grundfrequenz aufgestellt. Dämpfung und Schubmodul werden in einem programminternen Iterationsprozeß den jeweils erreichten Verzerrungen angepaßt. Als Grundlage dafür dienen bodentypische Kurven.

3. Baugrundbeschreibung

Die standortspezifische Ermittlung der dynamischen Bodenkennwerte erfaßt als wesentliche Parameter den dynamischen Schubmodul (bzw. die Scherwellengeschwindigkeit) und die Querdehnzahl, wenn gefordert, auch die innere Bodendämpfung. Für die Ermittlung der übrigen Kennwerte erweisen sich die Laborversuche als brauchbar, die zur Kennwerte-Bestimmung für statische Berechnungsaufgaben genutzt werden.

Von den am Standort angetroffenen Baugrundbedingungen müssen insbesondere folgende Informationen über die Steifigkeit vorliegen:

E^{dyn} , G^{dyn} , ν_t , ν (die Größen können z.T. ineinander umgerechnet werden); mit:

E^{dyn} - dynamischer E-Modul

G^{dyn} - dynamischer Schubmodul (im folgenden mit G bezeichnet)

ν_t - Scherwellengeschwindigkeit

ν - Querdehnzahl

a) dynamische Steifigkeit unter geringem Verzerrungsniveau

b) Kennlinie G-(D)- γ

Als wesentlicher Parameter, der die Größe der am Tragwerk anzusetzenden Bodenfedern bestimmt, erweist sich selbst bei geringer Erregungsstärke die zyklische Schubverzerrung. Um die für die eigenen Untersuchungen benötigten Werte zu ermitteln, wurden eindimensionale Bodenmodelle unterschiedlicher Höhe und mit unterschiedlichem Tiefenzunahme-Faktor der Steifigkeit seismisch erregt. Dafür sind mehrere Zeitverläufe herangezogen worden. Die Maximalbeschleunigung wurde dabei so gewählt, daß an der Geländeoberfläche Beschleunigungszeitverläufe erhalten werden, deren Spektren als kompatibel zu den Spektren nach /1/ angesehen werden können. Tafel 2 demonstriert die Vorgehensweise. Aus der Tafel geht auch hervor, daß die Werte der zyklischen Verzerrung tiefenabhängig bereitgestellt werden. Der konkrete Wert für die zyklische Verzerrung ist entsprechend der von der jeweiligen Schwingungsform des Bauwerkes erfaßten Tiefe einzusetzen.

4. Beschreibung des Kontaktes Bauwerk-Baugrund

In Gesamtmodellen wird das Bauwerk einschließlich des maßgebenden Baugrundausschnittes mittels finiter Elemente bzw. als System von Punktmassen, Stäben, Federn und Dämpfer abgebildet. Die Größe des abzubildenden Baugrundausschnittes kann entscheidend reduziert werden, wenn Randelemente angeordnet

werden, deren Eigenschaften die Federungs- und Abstrahleigenschaften der unendlichen Baugrundsichten für die passierenden Wellenarten widerspiegeln.

Eine weite Verbreitung haben Berechnungsmodelle gefunden, die den Ersatz des Baugrundes durch Federn, z.T. durch Dämpfer ergänzt, vorsehen. Sie zeichnen sich durch den Vorteil aus, daß die Modellbildung mit geringem Aufwand vorgenommen werden kann und Parameteränderungen des Baugrundes einfach zu verfolgen sind. Die Feder- und Dämpferfunktionen können auf folgende Weise ermittelt werden:

- Anregung von Modellfundamenten und Messung der (phasenverschobenen) Verschiebungen.
- Analytische Lösung des gemischten Randwertproblems - harmonisch erregte Fundamentplatte - Halbraum
- Ermittlung mit Randelemente-Verfahren

Beim Ansatz der Feder-Dämpfer-Kennwerte ist dem erwarteten Schwingungsverhalten des Bauwerkes und den Eigenschaften von Baugrund und Gründungskonstruktion Rechnung zu tragen. Tafel 3 weist auf einige der abzuleitenden Konsequenzen für die Modellierung hin.

Tafel 7 gibt eine Bewertung der getroffenen Annahmen und angesetzten Näherungen, die z.T. als Ergebnis der Parameterstudien (siehe Punkt 6 des Vortrages) vorgenommen wurde.

Im folgenden Punkt soll auf einige Besonderheiten bei speziellen Gründungsvarianten eingegangen werden.

5. Besonderheiten spezieller Gründungsvarianten

5.1. Pfahlgründungen

Pfahlgründungen werden mit wachsender Industrialisierung und Bebauungsdichte in stärkerem Maße angewendet, um auch auf Böden geringer Tragfähigkeit Gebäude zu errichten. Aus bautechnologischen Gründen und wegen des angestrebten zähen, erdbebenwiderstandsfähigen Verhaltens werden Vertikalpfähle vorgesehen, die die Kräfte aus dem Bauwerk über Biegung und elastische Bettung in den Untergrund abtragen. Die horizontale Tragfähigkeit des Pfahles ist von seinem Durchmesser, seiner Länge, Biegesteifigkeit und vertikalen Belastung sowie von der Bodenreaktion abhängig. Da die Durchbiegung des Pfahles mit der Tiefe stark abnimmt, treten im oberen Bereich Brucherscheinungen, darunter plastische und im Fußbereich elastische Bodenverformungen auf. Diese Vorgänge spielen sich dreidimensional ab.

Die Vielfalt der Einflüsse läßt sich nicht in einer exakten, geschlossenen Form erfassen. In allen Verfahren werden vereinfachende Annahmen eingeführt.

Tafel 4 gibt eine Übersicht der üblichen Modelle und Verfahren. Für die eigenen Untersuchungen sind das Bettungsmodulverfahren und das Ersatzverfahren (Ersatz von Pfahlgründung und Baugrund) verwendet worden.

Beim Bettungsmodulverfahren werden Federn, z.T. auch Dämpfer, über die Pfahlhöhe kontinuierlich verteilt. Dieses diskrete Modell ist zu bevorzugen, wenn infolge Schichtung eine tiefenabhängige Bestimmung der Bodenparameter vorzunehmen ist. Um den von diesem Verfahren geforderten hohen Aufwand zu verringern, der nach Ansicht einiger Autoren infolge der Unsicherheiten in der Bestimmung der Baugrund- und Erregungsparameter nicht gerechtfertigt erscheint, wird auch der komplette Ersatz von Pfahlgründung und Baugrund durch konzentrierte Federn und Dämpfer vorgeschlagen. In /5/ werden die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen mit beiden Verfahren diskutiert.

5.2. Bauwerksinbettung

Zur Berechnung eingebetteter Fundamente existieren mehrere Vorschläge:

- a) direkte Erhöhung der konzentrierten Parameter, die am Fundament angesetzt werden;
- b) Modellierung eines Punktmassstab des Bodens, der mit dem eingebetteten Teil des Bauwerkes verbunden wird;
- c) Verteilung von Federn am eingebetteten Teil und Abstützung gegen einen starren Rand.

Während die erste Möglichkeit nur für geringe Einbettungsmaße starrer unterer Bauwerksteile genutzt werden sollte, kann die dritte Möglichkeit die Veränderung der Schwingungsform des eingebetteten Teils berücksichtigen und die zweite Möglichkeit zusätzlich die Erregungsveränderung über die Höhe.

Impedanzfunktionen für eingebettete Fundamente (Fall a) werden von Studer/Ziegler /7/ angegeben. Es genügt, die statischen Steifigkeiten zu erhöhen und die frequenzabhängigen Koeffizienten für Oberflächen-gründungen zu verwenden.

Es ist zu beachten, daß die Koppelsteifigkeiten, die sonst vernachlässigt werden dürfen, hier berücksichtigt werden müssen.

Für die Möglichkeiten b) und c) gibt Sherif /6/ Bettungsziffern an, die in Federkennziffern umgerechnet werden können.

Tafel 5 zeigt die Vorgehensweise nach Fall a) und c).

5.3. Berücksichtigung der Flexibilität der Gründung

Die Voraussetzung für die Nutzung von Impedanzfunktionen für starre Fundamente ist bei Industriebauten i.d.R. erfüllt. Einerseits besitzen die Fundamentplatten eine hohe eigene Biegesteifigkeit, andererseits werden sie häufig durch aufsteigende Wände (Außen- und Innenwände) sowie durch Ein- und Aufbauten (Kanäle, Maschinensockel) zusätzlich ausgesteift.

Iguchi/Lueo /3/ geben Kurven für die Koeffizienten der Impedanzfunktionen für variable Fundamentsteifigkeit an. Sie stellen fest:

1. Mit abnehmender Fundamentsteifigkeit sinken Federsteifigkeit und Dämpfung der Halbraumersatzgrößen. Bei höheren Frequenzen kann sich diese Tendenz umkehren (siehe Tafel 6).
2. Die Auswirkungen der Fundamentsteifigkeit auf die Bauwerksbeanspruchung sind geringer als auf die Steifigkeitsfunktionen.

6. Weiterführung der Untersuchungen

Mit den beschriebenen Modellen und Verfahren sind folgende Bauwerke, gegründet auf Böden differenzierter Steifigkeit, untersucht worden:

- Rahmentragwerke mit 2, 5 und 8 Etagen, ausgefacht unausgefacht
- Großraum- und Doppelstocksilos
- Schornsteine ($h = 50$ m und $h = 150$ m)
- Wassertürme

Es sind Eigenfrequenzen, Eigenformen, modale Dämpfungen und seismisch erregte Schnittkräfte errechnet worden.

Die Auswertung der Ergebnisse bleibt einer späteren Publikation vorbehalten.

Literatur

1. Hoyer, D.: *Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke*. Bauingenieur 62 (1987) H. 12
2. Idriss, I.M.; Lysmer, J.; Wang, R.; Seed, H.B.: *QCAD-1, A Computerprogramm for evaluating the seismic response of soil-structures by variable damping Finite-Element-Procedures*. Berkeley, 1973
3. Iguchi, M.; Lueo, J.F.: *Dynamic response of flexible rectangular foundations on an elastic halfspace*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 9 (1981)
4. Riedel, C.: *Untersuchung seismisch beanspruchter Tragswerksmodelle, gestützt auf Systeme von Federn und Dämpfern*. Unveröffentlichter Forschungsbericht 1989, VEB BIK Dessau
5. Scholz, S.; Riedel, C.; Naumann, J.: *Untersuchung pfahlgegründeter Tragswerke unter seismischer Beanspruchung. Richtlinie für die Projektierung*, VEB BIK Dessau, 1989
6. Sherif, G.: *Elastisch eingespannte Bauwerke*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (W) 1974
7. Studer, J.; Ziegler, A.: *Bodendynamik - Grundlagen, Kennziffern, Probleme*. Springer-Verlag 1986

Tafelverzeichnis

Tafel 1: Beispiel: Untersuchung einer seismisch erregten eindimensionalen Bodensäule

Tafel 2: Bereitstellung der Werte der zyklischen Verzerrung für die Untersuchungen der Bauwerke

Tafel 3: Widerspiegelung der Eigenschaften von Gründung und Baugrund im Feder-Dämpfer-Modell

Tafel 4: Modelle und Methoden zur Untersuchung seismisch beanspruchter Pfahlgründungen

Tafel 5: Modellbildung für eingebettete Bauwerke

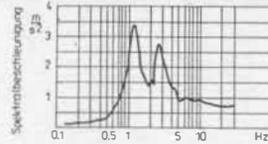
Tafel 6: Impedanzfunktionen für Rechteckfundamente unter Berücksichtigung der Fundamentflexibilität

Tafel 7: Wertung der bei der Untersuchung feder-dämpfer-gestützter Tragwerke vorgenommenen Näherungen

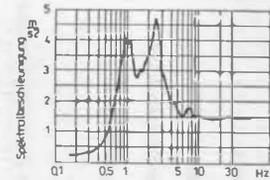
TAFEL 1 : Beispiel: Untersuchung einer seismisch erregten eindimensionalen Bodensäule

MODELL / BAUGRUND

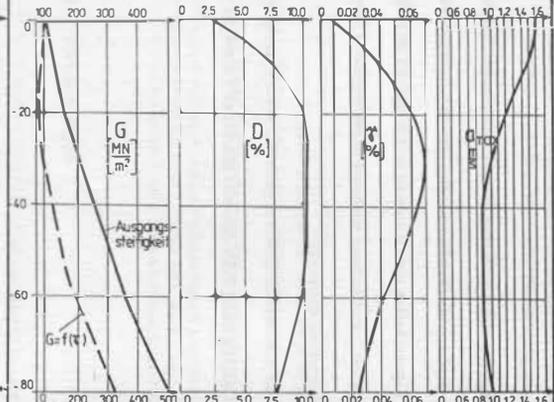
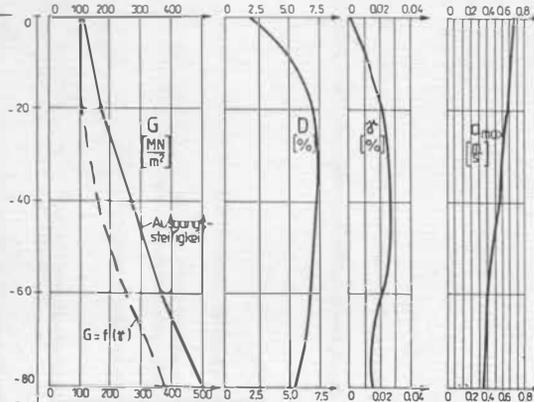
Reaktionsspektrum an OK Schicht:



Reaktionsspektrum an OK Schicht:

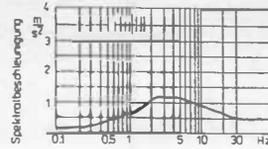


FE - Modell
40 Elemente

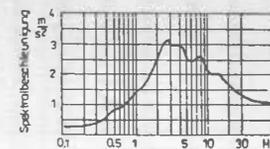


Baugrund :
Sand, dicht gelagert
(Oberfläche)
Steifigkeit nimmt mit
Tiefe zu
 $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
 $\nu = 0,40 \dots 0,34$

1. Erregung, skaliert auf
 $a = 0,04 \cdot g$



2. Erregung, skaliert
auf $a = 0,1 \cdot g$



TAFEL 2 : Bereitstellung der Werte der zyklischen Verzerrung δ^* für die Untersuchungen der Bauwerke in Punkt 4.3
Tabelle der Werte $\delta^* = f(z)$ [%] für Böden 2 bis 6

Z [m]	Böden (nach Tafel 4.)					Bauwerk
	2	3	4	5	6	
-2	0,005	0,004	0,002	0,001	0,001	
-4	0,014	0,006	0,003	0,002	0,001	WT 55 S 50
-6	0,013	0,009	0,004	0,002	0,001	S 150 SILO 2
-8	0,030	0,012	0,007	0,003	0,002	
-10	0,036	0,014	0,008	0,004	0,002	SILO 1
-12	0,040	0,016	0,008	0,005	0,003	
-14	0,041	0,018	0,010	0,006	0,003	
-16	0,042	0,020	0,011	0,007	0,004	
-18	0,042	0,021	0,012	0,008	0,004	
-20	0,041	0,022	0,013	0,010	0,005	

Erläuterungen

Die zyklischen Verzerrungen wurden aus Voruntersuchungen ermittelt, die mit Beschleunigungszeitverläufen an Modellen verschiedener Dimensionen durchgeführt wurden.

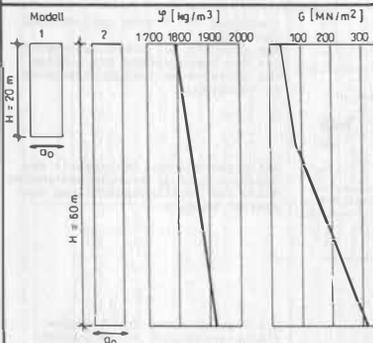
Vorgehensweise

Erregungszeitverläufe und Bodenmodelle werden so ausgewählt, daß an der Oberfläche Beschleunigungszeitverläufe erhalten werden, deren Spektren als kompatibel zu den Spektren nach I, II, III, IV, V, VI, VII, VIII angesehen werden können.

Für Boden 7 (Fels) gilt wegen der wesentlich flacheren G-z-Kurve: $\delta^* = 0\%$

$$\delta^* = \delta_{\text{Bq.}}^* = 0,65 \cdot \delta_{\text{max}}^*$$

BEISPIEL Boden 2



Reaktionsspektrum an OK Gelände

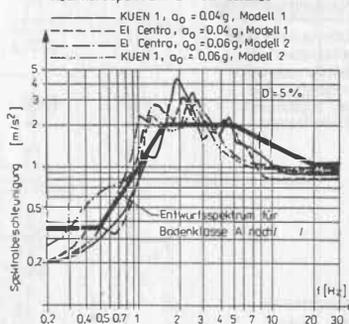
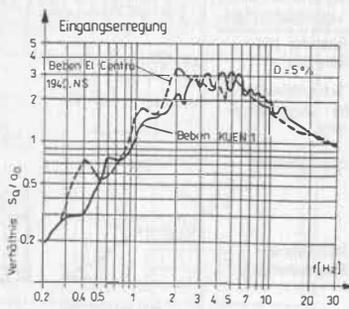


Tabelle: Übersicht der in den 4 Berechnungen ermittelten Verzerrungswerte.

Die mit dem Faktor 0,65 multiplizierten Mittelwerte werden für weitere Berechnungen verwendet.

Z [m]	Modell 1		Modell 2		δ_{max}^* [%]	0,65 δ_{max}^*
	—	—	—	—		
-2	0,006	0,006	0,007	0,008	0,007	0,005
-4	0,017	0,018	0,023	0,023	0,022	0,014
-6	0,029	0,030	0,039	0,038	0,035	0,023
-8	0,035	0,041	0,055	0,054	0,047	0,030
-10	0,038	0,048	0,066	0,064	0,055	0,036
-12	0,042	0,053	0,074	0,071	0,061	0,040
-14	0,044	0,055	0,079	0,076	0,064	0,041
-16	0,043	0,053	0,084	0,079	0,065	0,042
-18	0,042	0,054	0,083	0,078	0,064	0,042
-20	0,039	0,051	0,083	0,078	0,063	0,041

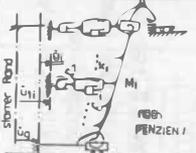
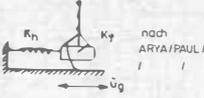
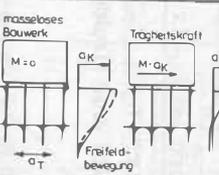


TAFEL 3. : Widerspiegelung der Eigenschaften von Gründung und Baugrund im Feder-Dämpfer-Modell

EIGENSCHAFT	MODELL / DARSTELLUNG	ERLÄUTERUNGEN
<p>1. Gründungs - geometrie</p> <p>1.1. Fundamentform</p> <p>1.2. Gründungsart</p>		<p>In der Mehrzahl der Untersuchungen wurden Impedanzfunktionen für Kreisfundamente abgeleitet. Rechtecke werden i. A. in äquivalente Kreisfundamente umgewandelt. Impedanzfunktionen liegen jedoch auch vor für: - Streifenfundamente - Kreisringfundamente</p> <p>Für den Fall der Fundamenteinbettung werden 2 Verfahren vorgeschlagen:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Erhöhung der Steifigkeit der konzentrierten Federn 2. Verteilung von Federn am eingebetteten Teil <p>Die Pfahlgründung kann durch Stäbe und verteilte Federn modelliert werden.</p> <p>Für starre Fundamente werden die für flexible Fundamente abgeleiteten Parameter entsprechend der Fundamentsteifigkeit modifiziert oder es wird eine elastische Bettung angesetzt.</p>
<p>2. Gründungsverhalten</p> <p>2.1. Schwingungsverhalten entsprechend der Gründungsgeometrie - steifigkeit und der zugelassenen Freiheitsgrade</p> <p>2.2. Kontaktverlust zum Baugrund</p>		<p>Anordnung von Federn entsprechend der Freiheitsgrade</p> <p>Bei Gründung auf Einzelfundamenten ist der Zusammenhang von lokalem und globalem Schwingungsverhalten zu beachten.</p> <p>Bei ausreichender Steifigkeit der Gründung darf je eine konzentrierte Feder pro Schwingungsrichtung angesetzt werden.</p> <p>Die Verkleinerung der Kontaktfläche verringert die Federsteifigkeit.</p>
<p>3. Baugrundverhalten u. -eigenschaften</p> <p>3.1. Federung und Dämpfung</p> <p>3.2. Tiefenabhängigkeit der Baugrundparameter</p> <p>3.3. Bodenschichtung</p> <p>3.4. Nichtlineares Baugrundverhalten</p> <p>3.5. Innere Baugrunddämpfung</p>		<p>Die Federn simulieren die Nachgiebigkeit des Baugrundes, die Dämpfer die Energieabstrahlung durch Wellen, die von schwingenden Fundament angeregt werden.</p> <p>Die tiefenabhängigkeit des Schubmoduls wird durch Ermittlung eines äquivalenten Moduls berücksichtigt.</p> <p>Zwischenschichtprobleme können durch Näherungsbeziehungen berücksichtigt werden. Sind mehr Schichten einzubeziehen, wird eine Diskretisierung in Randelemente und entsprechende Berechnung empfohlen.</p> <p>Die entsprechenden Kurven sind experimentell für den Baugrund zu ermitteln, für typische Böden existieren Entwurfskurven.</p> <p>Die innere Bodendämpfung wird i. A. E. vernachlässigt. Sie sollte berücksichtigt werden, wenn die Abstrahlungsdämpfung geringe Werte aufweist.</p>

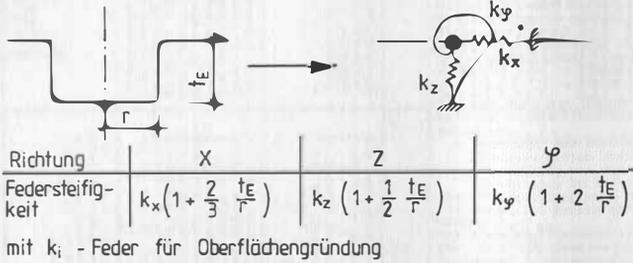
TAFEL 4

Modelle und Methoden zur Untersuchung seismisch beanspruchter Pfahlgründungen

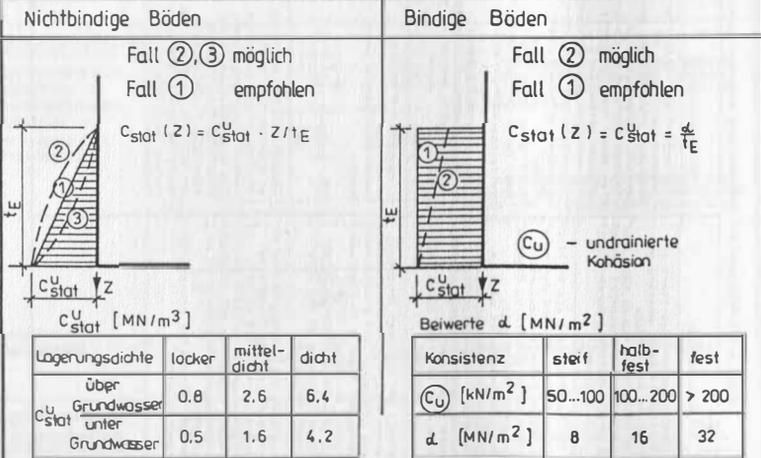
Nr.	Modell Darstellung	Beschreibung	Erregungsansatz	dynamische Verfahren	Aufwand / Probleme
1	 nach WAAS/	<ul style="list-style-type: none"> - Pfähle werden modelliert als seitlich in best. Abstand gestützte Biegestäbe - Der Drehfreiheitsgrad kann fuer die Pfahlknoten gesperrt werden - unter Modellrand durch Pfahlspitze bestimmt 	<ul style="list-style-type: none"> - Zeitverlauf bzw. Entwurfsspektrum an unteren Modellrand (Pfahlspitze) angesetzt. Vorgehensweise ist problematisch da Spektren meist fuer Oberkante Gelaende definiert. 	<ul style="list-style-type: none"> - Zeitverlaufsverfahren (auch modal) bzw. Antwortspektrenmethode 	<ul style="list-style-type: none"> - geringer Aufwand fuer die Bestimmung der Modellparameter; hoher Berechnungsaufwand wegen der bei Pfahlgründungen häufig hohen Knotenanzahl
2	 nach PENZIEN/	<ul style="list-style-type: none"> - Pfähle modelliert als seitlich in bestimmten Abstand durch Federn und Dämpfer gestützte Biegestäbe (Federn u. Dämpfer frequenzunabhängig), - An jedem Massepunkt wird im Beispiel eine mitschwingende Bodenmasse berücksichtigt (diese Vorgehensweise ist jedoch umstritten), - unterer Modellrand durch Pfahlspitze bestimmt. 	<ul style="list-style-type: none"> - Zeitverlauf der Erregung an jedem Massepunkt angesetzt, Erregung an jedem Massepunkt durch vorangegangene Freiefeldberechnung ermittelt, - Bodenmasse berücksichtigt (diese Vorgehensweise ist jedoch umstritten), - unterer Modellrand durch Pfahlspitze bestimmt. 	<ul style="list-style-type: none"> - numerische Intergration der gekoppelten Differentialgleichungen des Gesamtsystems 	<ul style="list-style-type: none"> - hoher Aufwand bei der Ermittlung des Tiefenverlaufes der Erregung, der Feder-Dämpfer-Funktionen des Pfahl-Boden-Systems sowie bei Integration des Differentialgleichungssystems.
3	 nach ARYA/PAUL/	<ul style="list-style-type: none"> - Ersatz der gesamten Gründung durch horizontale Translations- und Kippfeder (als Konstanten), - Masse der Pfähle in Pfahlkopplplatte berücksichtigt, - globale Berücksichtigung der Bodenschichtung in den Ersatzfedern möglich 	<ul style="list-style-type: none"> - Erregung als Freiefeld-Entwurfsspektrum an der freien Oberfläche angesetzt. 	<ul style="list-style-type: none"> - Zeitverlaufs-bzw. Antwortspektrenmethode - Ermittlung modaler Dämpfungen aus Bauwerks-u. Baugrundaempfung 	<ul style="list-style-type: none"> - keine direkten Aussagen ueber Pfahlbeanspruchung möglich, - Berechnungsaufwand gering
4	 nach HARTMANN/WAAS/	<ul style="list-style-type: none"> - Trennung des Gesamtproblems in kinematische und Traegheits- und Wechselwirkung (KI u. TI), - Pfähle werden seitlich durch Federn u. Dämpfer mit frequenzabhängiger Charakteristik gestuetzt, - Gruppenwirkung der Pfähle berücksichtigt. 	<ul style="list-style-type: none"> - Zeitverlauf der Erregung an unteren Modellrand (Grundgebirge) angesetzt - Uebertragungsfunktionen des Freiefeldes sowie der Pfahlgründung berücksichtigt - Gruppenwirkung der Erregung, sowie Verformungsbehinderung durch Pfahlsteifigkeit 	<ul style="list-style-type: none"> - Entwicklung der Eingangserregung in ein Fourierspektrum, - Multiplikation mit der (jeweiligen komplexen) Uebertragungsfunktion liefert Fouriertransformierte der Antwort an den Bauwerks-u. Bodenpunkten, - Inverse Fouriertransformation fuehrt zu Antwortzeitverlaeußen - Antwortzeitverlaeußen aus KI u. TI werden addiert. 	<ul style="list-style-type: none"> - hoher Aufwand bei Ermittlung von Feder-u. Dämpferfunktionen des Pfahl-Boden-Systems, Bei Vorliegen entsprechender EDV-Programme elegante und wirklichkeitsnahe Lösung des Boden-Pfahl-Bauwerk-Wechselwirkungssystems möglich.

TAFEL 5 : Modellbildung für eingebette Bauwerke

1. Erhöhung der konzentrierten Federn, nach / 7 /



2. Seitliche Bettung, nach / 6 /



Ermittlung der Federkennziffern in 2 Schritten :

1. Ermittlung von $C_{dyn}(z, \star)$

$C_{dyn}(z, \star) = f_1 \cdot f_2 \cdot C_{stat}(z)$; f_1 kann z.B. nach Bild 3. /4/ abgeschätzt werden ; Empfehlung : $f_1 = 2$ nichtbindige Böden
 $f_1 = 5$ bindige Böden
 $f_2 = G(\star) / G_{max}$ n. Tafel 2. /4/

2. Ermittlung der Federkennziffern

$K_{xi} = C_{dyn}(z) \cdot A_i$ A_i -betreffende Teilfläche

TAFEL 6 : Impedanzfunktionen für Rechteckfundamente unter Berücksichtigung der Fundamentflexibilität nach IGUCHI / WUCO/



Erregung: harmonisch, OK Fundament (starre Abschnitte)

Boden: homogen, elastisch

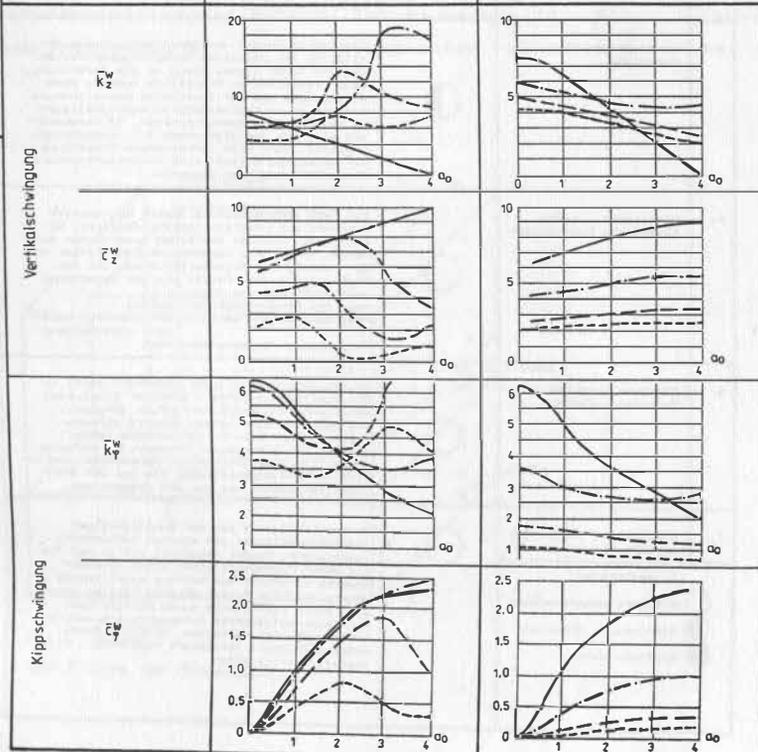
Verfahren: Randelemente - Methode

Kraft - Verformungs - Beziehung: $P = G \cdot a \cdot (\bar{K}_z^W + i a_0 \bar{c}_z^W) \cdot z$

$M = G \cdot a^3 (\bar{K}_z^W + i a_0 \bar{c}_z^W) \cdot \varphi$

Parameter: $\delta = \frac{E \cdot t_f^3}{G \cdot a^3 \cdot (1 - \nu_f^2)}$; G - Baugrund - Schubmodul
 E - E-Modul des Fundamentmaterials
 t_f - Plattenstärke

- $\delta = \infty$
- - - $\delta = 0,5$
- · - $\delta = 0,05$
- - - $\delta = 0,005$



TAFEL 7 : Wertung der innerhalb der Untereuchung von feder-/dampfergestuetzten Tragwerken vorgenommenen Vereinfachungen und Naehierungen			
Nr.	Sachverhalt/ Vereinfachung	Einfluss des Sachverhalts	Konsequenzen / Erlaeuterungen
1.	Nichtlineare Verformung (Schubverzerrung) des Baugrundes		Das ausgepraegt nichtlineare Verhalten des Baugrundes fuehrt mit wachsender Erregungsstaerke zu sinkender Steifigkeit und wachsender Daempfung und damit zu deutlichen Veraenderungen bei den Systemfrequenzen bis hin zu den maassgebenden Beanspruchungsgroeszen
2.	Tiefenabhaengigkeit der Bodenparameter		In Regelfall ist an Standort ein Baugrund im Regelfall ist an Standort ein Baugrund mit Steifigkeitszunahme in der Tiefe anzutreffen. Diese Eigenschaft kann in der Untersuchung durch aquivalente Bodenkennwerte erfasst werden. Bei Bodenschichtung mit deutlicher Differenzierung der Eigenschaften sind gesonderte Betrachtungen erforderlich.
3.	Frequenzbezug		Die Kennwerte der gedaempften Bodenfedern sind von der Erregerfrequenz abhaengig. Da die Trageheitsinteraktion untersucht wird, sind die den Schwingungsrichtungen entsprechenden Eigenfrequenzen einzusetzen, fuer die Horizontal- und Kippschwingung in guter Naehung f_0 . Insbesondere zur Bestimmung von C ist eine exakte Bestimmung von a erforderlich. Bei geringen Schwankungen der Kurven kann der statische Wert errechnet errechnet werden.
4.	Einbeziehung der Daempfung		Die Praxis reicht von der komplizierten Ermittlung der einzelnen Daempfkoeffizienten und ihrer Einbeziehung in die Berechnung, ueber vereinfachte Ermittlung modaler Daempfungsmaesse bis zur pauschalen Beschaerzung auf das dem Entwurfspektrum zugrundeliegende einheitliche Daempfungsmaass. In Vorschriften wird das Daempfungsmaass z.T. zusaetzlich begrenzt. Eine wirklichkeitsnahe Ermittlung der Daempfung erlaubt eine wirtschaftlichere Dimensionierung der Bauwerke.
5.	klassische / nichtklassische Eigenformen		Die hohe Bodendaempfung fuehrt bei exakter Rechnung auf komplexe (nichtklassische) Eigenformen. Infolge des hohen numerischen Aufwandes werden die Daempfungseigenschaften bei der Loesung des Eigenwertproblems oft vernachlaessigt. Der Fehler bei der Berechnung realer Eigenwerte ist: -bei den Eigenfrequenzen: gering -bei den Eigenformen : mit hoeherer Modenzahl entscheidend -bei modalen Daempfungen: hoch
6.	Kopplung zwischen den Schwingungsformen		Da der Angriffspunkt der Kippfeder nicht in der Soehlfleaehe sondern darueber liegt, sind Horizontal- und Kippschwingungen gekoppelt. Die Koppelglieder werden haufig vernachlaessigt. Der dadurch entstehende Fehler waechst mit zunehmender Frequenz a und steigender Einbettungstiefe der Fundamente. Der Einfluss der Koppelglieder ist bei den Steifigkeiten hoeher als bei den Daempfungen.
7.	Steifigkeit der Gruendungskonstruktion		Im Regelfall wird bei der Ermittlung der Impedanzfunktionen von starren Fundamenten ausgegangen. Dieser Regelfall ist in der Praxis durch Fundamentplatten entsprechender Staerke u. Infolge Aussteifung durch Waende u. andere Bauteile in den meisten Faellen gegeben. Durch Experimente wurde belegt, dass sich auch aufgelaste Fundamente wie durchgehende Platten verhalten. Sinkende Fundamentsteifigkeit verringert Feder- und Daempferkoeffizienten.
Erlaeuterung:			
 Einfluss untergeordnet			
 Einfluss v. Bedeutung			
 Einfluss hoch			

Erste Ergebnisse von Erschütterungsmessungen bei
 dynamischer Anregung eines Reaktorgebäudes

Schildbach, D.

Kernkraftwerke müssen auch in unserem Land eine Erdbebensicherheit aufweisen. Um diese nachzuweisen, sind im Rahmen eines Forschungsauftrages Berechnungsmethoden zu entwickeln, Modellberechnungen (s. Wagenknecht, 1989) sowie Experimente in situ zur Überprüfung dieser Modelle durchzuführen.

Erste Experimente wurden an einem im Bau befindlichen Reaktorgebäude vorgenommen, indem es mittels Sprengungen dynamisch angeregt wurde. Die Sprengstelle lag in 1850 m Entfernung. Die Ladung wurde in einem Bohrloch gezündet. Die erzeugten Schwingungen sind an sechs charakteristischen Punkten des Bauwerkes (s. Abb. 1) sowie an einem Freifeldpunkt in je 3 Komponenten registriert worden.

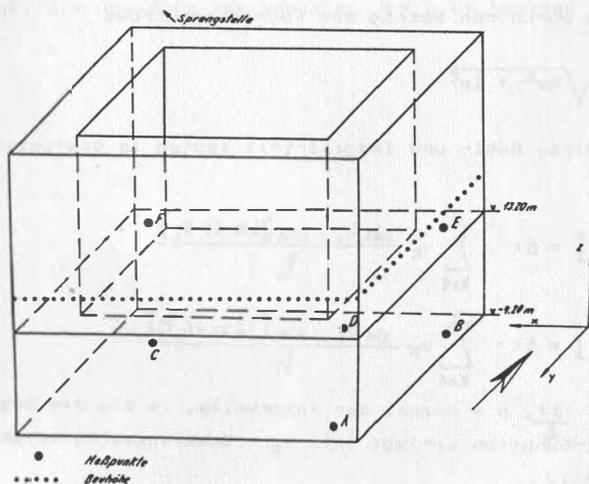


Abb. 1. Lage der Messpunkte

Drei typische Registrierungen der aufgetretenen Erschütterungen sind in Abb. 2 dargestellt. Deutlich sind der hochfrequente erste Einsatz sowie die niederfrequente Oberflächenwelle zu erkennen.

Bei einer Lademenge von 50 kg wurden im Reaktorgebäude folgende Maximalwerte gemessen:

Schwingweg	$\xi = 24 \mu\text{m}$	bei 2,4 Hz
Schwinggeschwindigkeit	$v = 0,86 \text{ mm/s}$	bei 40 Hz
Schwingbeschleunigung	$a = 0,216 \text{ m/s}^2$	bei 40 Hz

In erster Linie wird die Bewegung des Reaktorgebäudes durch das ankommende Signal bestimmt. Das Gebäude wurde zuerst zu einer diagonalen Kippschwingung angeregt, die vor dem Erreichen der Maximalamplitude in eine Kippung um die y-Achse und danach wieder in ein diagonales Kippen überging. Ein freies Nachschwingen tritt infolge der großen Dämpfung nicht auf.

Der Frequenzgehalt der Schwingungen wurde nur in dem in Abb. 2 gekennzeichneten Bereich analysiert, da die niedrigen Frequenzen der Oberflächenwelle im Bereich der gesuchten ersten Eigenfrequenzen des i.w. starr reagierenden Blockes liegen. Die Analyse erfolgte mittels Fouriertransformation, wobei das gesuchte Amplitudenspektrum durch den Betrag des Fourierspektrums

$$|F(\omega)| = \sqrt{\text{Re}^2 + \text{Im}^2}$$

dargestellt wird. Real- und Imaginärteil lauten in digitalisierter Form:

$$\text{Re} [F(\omega_i)] = \Delta t \cdot \sum_{k=1}^n v_k \frac{\sin \psi_i \cdot \cos[(2k-1) \cdot \psi_i]}{\psi_i}$$

$$\text{Im} [F(\omega_i)] = \Delta t \cdot \sum_{k=1}^n v_k \frac{\sin \psi_i \cdot \sin[(2k-1) \cdot \psi_i]}{\psi_i}$$

mit $\psi_i = \omega_i \cdot \frac{\Delta t}{2}$, n - Anzahl der Intervalle, in die die Geschwindigkeits-Zeit-Funktion zerlegt ist, v_k - Schwinggeschwindigkeit im k-ten Intervall.

Abb. 3 zeigt die Fourierspektren der x-Komponente. Die am Freifeldpunkt (I_x) ankommende Oberflächenwelle weist zwei Vorzugsfrequenzen auf, die bei 2,8 bzw. 4,3 Hz liegen. Im Reaktorgebäude treten in dieser Komponente zwei unterschiedlich stark ausgeprägte Vorzugsfrequenzen zwischen 2,4 und 2,8 Hz und zwischen 3,2 und 3,6 Hz auf. Wenig ausgeprägt ist ein Maximum zwischen 4,2 und 4,6 Hz, welches im Freifeld dominiert.

In einem zweiten Schritt wurde das Fourierspektrum von dem Schwingungszug nach Durchgang der größten Schwingung berechnet. Damit kann der Frequenzinhalt des Ausschwingvorganges hervorgehoben werden. Die Spektren von Freifeld- und Gebäudepunkt ähneln sich (s. Abb. 3 I_x , D_x). Sie besitzen ein Maximum bei 2,0 - 2,5 Hz. Im Ergebnis der Frequenzanalyse kann festgestellt werden, daß die nach den Modellrechnungen niedrigste Eigenfrequenz von 1,7 Hz, zu der eine reine Translationsbewegung gehört, in den Gebäudeschwingungen nicht nachweisbar war. Ob es sich bei den Vorzugsfrequenzen zwischen 2 und 5 Hz um Gebäudeeigenfrequenzen oder lediglich um durch die Sprengung aufgeprägte Schwingungen handelt, kann nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand nicht entschieden werden. Für die drei Komponenten des Freifeldpunktes wurden außerdem aus den Zeitverlaufskurven die in Abb. 4 dargestellten Antwortspektren bestimmt. Die Dämpfung ist dabei zu $\xi = 0,05$ gesetzt worden.

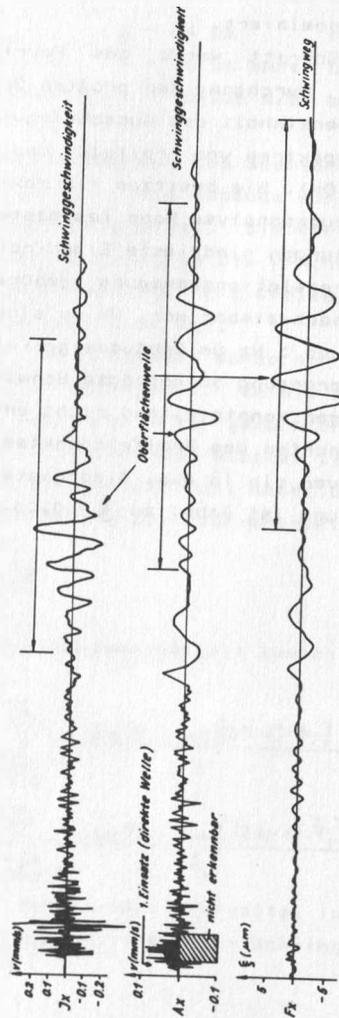


Abb. 2 Registrierbeispiele der Erschütterungen

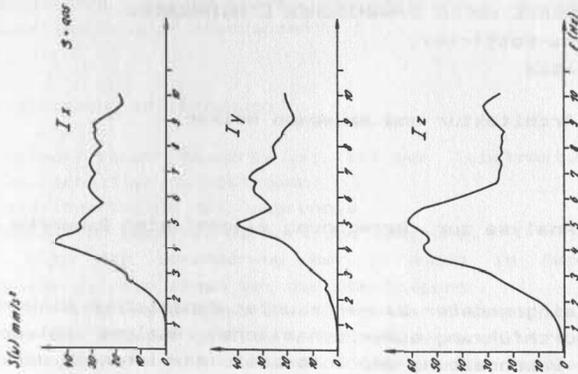


Abb. 4 Antwortspektren am Freifeldpunkt

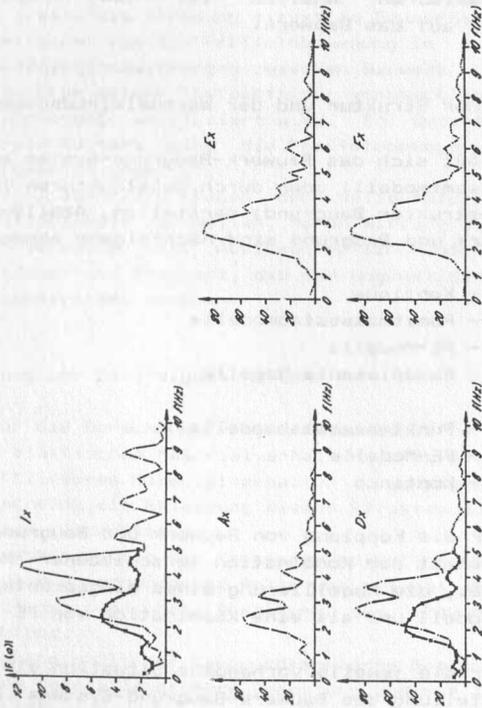


Abb. 3 Fourierspektren der x-Komponente

EINGEERDETE BAUWERKE UNTER DYNAMISCHEN EINWIRKUNGEN

Dr. Schmidt, Hans-Gottfried

Haltenhof, Patricia

Ost, Gerhard

Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar

1. Dynamische Analyse zur Berechnung eingeeerdeter Bauwerke beim Entwurf

Zur Berechnung eingeeerdeter Bauwerke unter dynamischen Einwirkungen ist die Durchführung einer dynamischen Analyse notwendig. Dabei sind die Beschreibung der Interaktionsbeziehungen und der auf das Bauwerk einwirkenden Erregungen von besonderer Wichtigkeit. Die dynamische Analyse eingeeerdeter Bauwerke beinhaltet mehrere Teilaufgaben, die in Abb.1 zu ersehen sind.

Ziel der dynamischen Analyse ist die Ermittlung der Zusatzbelastungen auf das Bauwerk.

2. Modellierung der Struktur und der Wechselwirkungsbeziehungen

Grundsätzlich läßt sich das Bauwerk-Baugrund-System entweder in einem Modell (Gesamtmodell) oder durch Substrukturen (Substruktur Bauwerk und Substruktur Baugrund) darstellen. Abbildungsmöglichkeiten für Bauwerk und Baugrund sind nachfolgend angegeben.

Baugrund	- Kontinua
	- Punktmassstabmodelle
	- FE-Modelle
	- Randelemente-Modelle
Bauwerk	- Punktmassstabmodelle
	- FE-Modelle
	- Kontinua

Insbesondere für die Kopplung von Bauwerk und Baugrund gibt es auch die Möglichkeit der Kombination verschiedener Modelltypen. Abb. 3 zeigt, z.B., die Modellierung eines eingeeerdeten Behälters als Punktmassmodell und als eine Kombination von FE- und Punktmassmodell.

Wichtig ist, für die jeweils vorhandene Situation ein geeignetes Modell zur Darstellung des Bauwerk-Baugrund-Systems auszuwählen und entsprechend die Randbedingungen zu formulieren (Abstrah-

lungsbedingungen, z.B. über spezielle Randelemente; Kontakt und Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund, z.B. über spezielle Kontaktelemente oder Impedanzen).

3. Modellierung der Erregung

Die Antwort eines Bauwerks ist bei der Substrukturtechnik in zwei Teilschritten zu bestimmen:

- a) Freifeldverhalten des Baugrundes
- b) Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund.

Damit wird die Veränderung der Erregung in Amplituden und Frequenzgehalt zum einen bei der Übertragung durch den Baugrund und zum anderen in der Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk erfaßt. In die Berechnung wird die Erregung über mathematische Modelle in Abhängigkeit der Zeit als Zeitverlauf oder in Abhängigkeit der Frequenz als Spektrum eingeführt. Die Erregungsangriffspunkte spielen durch die Bauwerkseinerdung bei diesem Bauwerkstyp eine besondere Rolle und zwar dann, wenn Bauwerk und Baugrund als Substrukturen abgebildet werden. In diesem Fall greift die Erregung direkt am Bauwerksmodell an und unterscheidet sich von der Freifeldbewegung in diesen Punkten durch die Interaktionswirkungen zwischen Bauwerk und Baugrund. Von einigen Autoren werden Tiefpaßfilter vorgeschlagen, mit denen die Freifeldbewegung modifiziert wird. Bei Gesamtmodellen des Bauwerk-Baugrund-Systems wird die Freifeldbewegung am äußeren Modellrand angesetzt (Abb. 2).

Wesentlich sind ebenfalls Fragen der Wellenfeldzusammensetzung und des Einfallswinkels der Wellen, deren Wirkung auf eingeeerdete Bauwerke zu untersuchen ist: Auszuwählen sind solche Beben nach Stärke, Zeitdauer und Frequenz, die die ungünstigste Wirkung auf die Interaktionssysteme ausüben.

4. Modellierung der Stoffeigenschaften

Grundlage für die Berechnung eingeeerdeter Bauwerke ist zunächst die Annahme elastischen Materialverhaltens. Da bei diesem Bauwerkstyp nichtlineares Materialverhalten in geringerem Maße aktiviert wird, scheint die Erfassung dieses Effektes über äquivalent lineare Ansätze zweckmäßig.

Die Frequenzabhängigkeit der Kennwerte spielt gegenüber anderen Einflüssen eine untergeordnete Rolle und erlangt aber bezüglich der Impedanzfunktionen bei Beachtung der Bauwerkseinbettung größere Bedeutung.

Die Tiefenabhängigkeit der Baugrundkennwerte hat durch die Bauwerkseinerdung ebenfalls größere Bedeutung und muß in der Berechnung berücksichtigt werden.

5. Berechnungsansätze und Zielstellungen

Grundsätzlich sind auch bei eingeebneten Bauwerken die bekannten Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Antwortverhaltens der Bauwerke anwendbar. Da die Berechnungsverfahren in engem Zusammenhang mit der Modellierung des Bauwerk-Baugrund-Systems und der Erregung stehen, ist hier die Eignung für eingeebnete Bauwerke genauer zu prüfen.

Über FE-Rechnungen sind die Einflüsse von Bauwerkseigenschaften und -geometrien, Baugrundeigenschaften und Erregungsart und -stärke auf das Antwortverhalten eingeebneter Bauwerke zu studieren.

Auf der Grundlage von Vergleichsrechnungen zu FE-Formulierungen und Ergebnissen in der Literatur sind vereinfachte Verfahren zur Berechnung eingeebneter Bauwerke unter dynamischen Einwirkungen abzuleiten. Dabei sind Fragen der Systemmodellierung, der Erfassung der Interaktion und der Formulierung der Randbedingungen sowie der Erregungsbeschreibung zu klären.

Abb. 1

Eingeedete Bauwerke - dynamische Analyse zur Ermittlung statischer Ersatzlasten

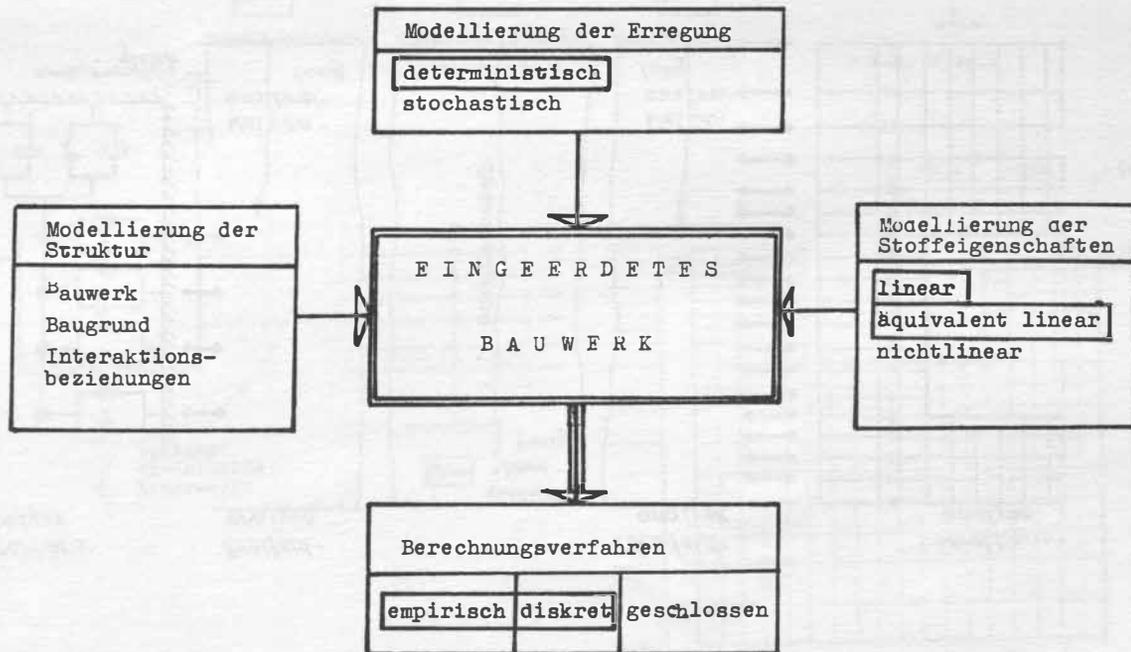


Abb. 2
Erregungsansatz am Modell

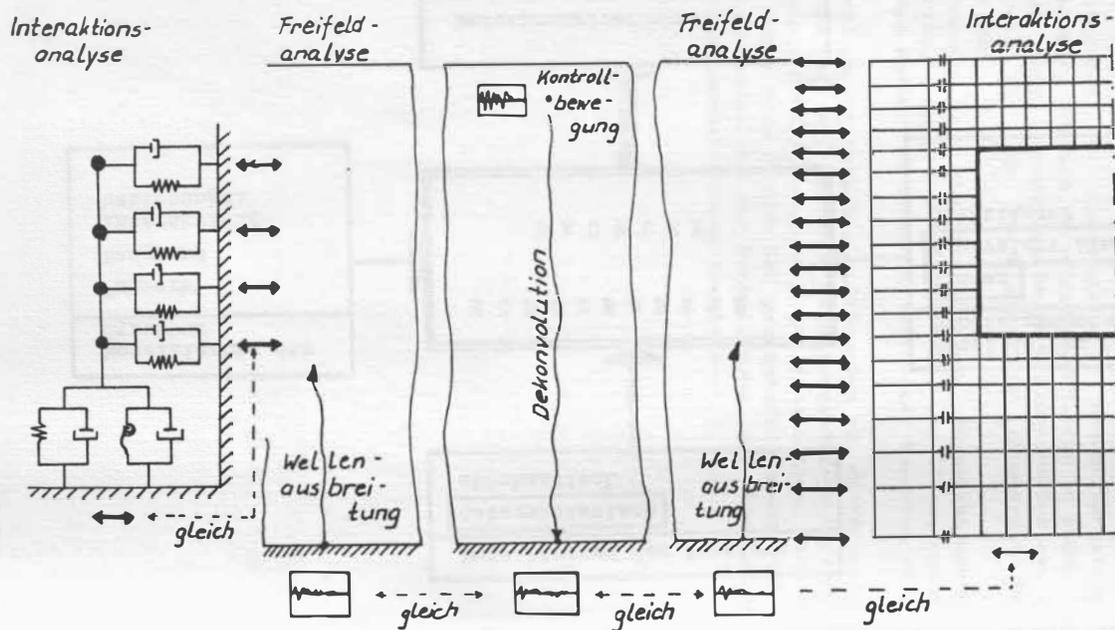
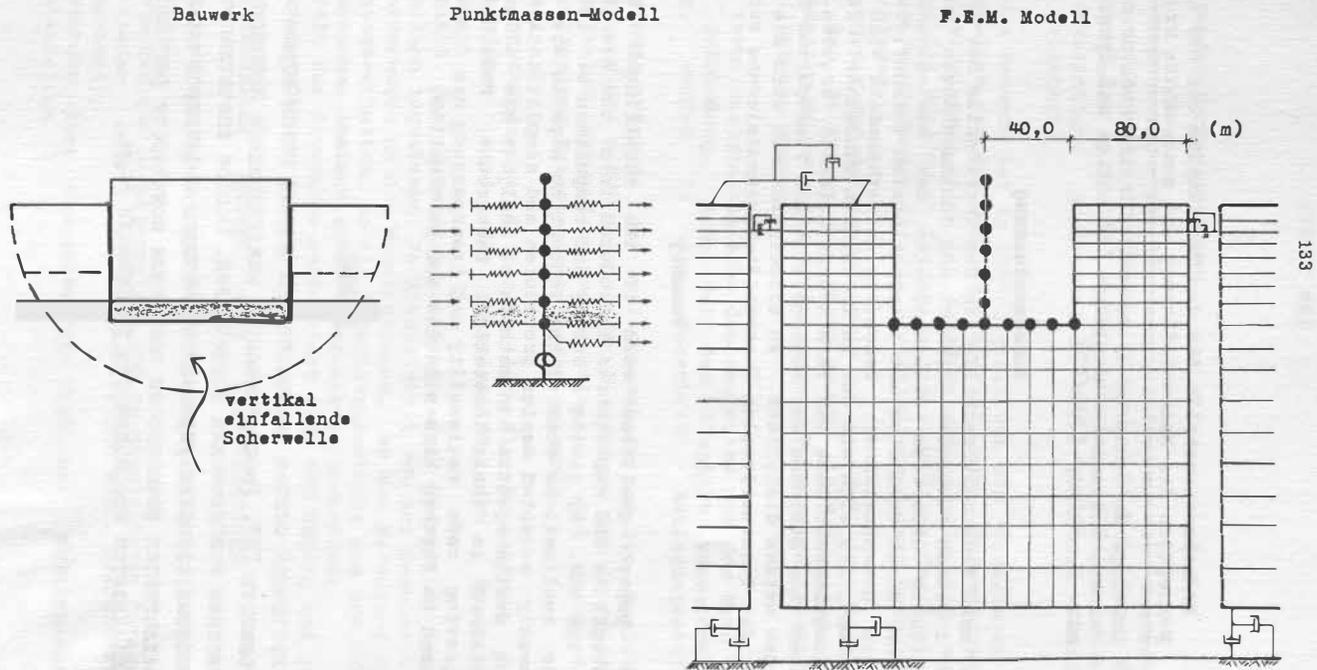


Abb. 3. Eingerdete Bauwerke - Modellierung durch PM oder FE /6/



**Erdbebenvorschrift für das Territorium der DDR (1):
Konzeption der Nachweisführung und ausgewählte Probleme**

Dr.-Ing. J. Schwarz; Hochschule für Architektur und Bauwesen
Weimar, Wissenschaftszentrum Industrie- und Spezialbau, Bode-
str. 2, Weimar-5300/DDR

Zusammenfassung

Die neue Erdbebenvorschrift für das Territorium der DDR wird in den zugrunde liegenden Annahmen und Zusammenhängen vorgestellt. Qualitativ neuartige Gesichtspunkte der Auslegungsphilosophie werden durch Vergleich mit internationalen Vorschriftenrealisierungen gekennzeichnet. Besondere Aufmerksamkeit wird Problemen gewidmet, die sich aus der zu fordernden Einfachheit für die Einwirkungsbeschreibung und Berechnungsverfahren ergeben. Möglichkeiten zur Erhöhung der Rationalität und Transparenz der Festlegungen werden diskutiert. An Einzelproblemen wird die Notwendigkeit der internationalen Vorschriftenharmonisierung verdeutlicht.

Summary

The paper qualifies some of the significant underlying assumptions and experiences introduced into the new seismic code of the GDR. By giving a survey and comparison of international code realizations some of the innovating aspects are presented. Commonly accepted design procedures and simplifications concerning design spectra and methods of analysis are illustrated and explained in their theoretical background. Possibilities for improving code rationality and transparency are discussed with regard to further harmonization and unification.

РЕЗЮМЕ

В настоящей статье даются основы и цели новой нормы сейсмостойкости ГДР. Рассматриваются международные имеющиеся концепты описания сейсмических воздействий. Особое впечатление получают проблемы связаны упрощениями методов и спектров колебаний. Предлагаются возможности повышения понятности регулирований. Показываются необходимость унификации норм.

1. Konzeption der Nachweisführung

Die der Erdbebenvorschrift für das Territorium der Deutschen Demokratischen Republik zugrunde liegende Konzeption der Nachweisführung wird in Abb. 1 veranschaulicht. Grundpositionen bzw. berücksichtigte Sachverhalte und Tendenzen werden nachfolgend erläutert.

(1) Für jedes Bauwerk ist in Abhängigkeit von den Forderungen an das Tragverhalten und die Nutzungsfähigkeit eine Anforderungskategorie festzulegen. Mit der Anforderungskategorie wird auch über den Grad der Schäden an Tragwerk und nichttragenden Bauteilen sowie den Aufwendungen für die Beseitigung dieser Erdbebenfolgen entschieden.

Die Festlegung der Anforderungskategorie muß von der Zuverlässigkeitsklasse des Bauwerkes nach StaBa 207/88 (1988) ausgehen und setzt die Abstimmung zwischen Auftraggeber/ Nutzer und staatlichen Kontrollorganen voraus.

(2) Aus der Zuverlässigkeitsklasse des Bauwerkes und dem Grad der seismischen Gefährdung, d.h. der dem Standort zugeordneten Erdbebenzone, werden in der Vorschrift Auslegungsstufen abgeleitet.

Der Zusammenhang zwischen der Auslegungsstufe und der Qualität des Entwurfes, d.h. nicht zuletzt der Einhaltung der Grundsätze erdbebenresistenten Entwurfes und Gestaltens, wird durch die Staffelung zulässiger Berechnungsmethoden geregelt.

(3) Als entscheidendes Kriterium für die Einhaltung der Entwurfsgrundsätze wird die Regularität des Bauwerkes herangezogen.

Der Regularität des Bauwerkes wird in der Vorschrift eine zentrale Stellung zugewiesen. In Abhängigkeit von der Regularität werden Anforderungen an die Modellbildung, an die Erfassung des Eigenschwingungsverhalten, an die Berechnungsmethode und den Grad der Inanspruchnahme inelastischer Tragreserven gestaffelt. Die Regularität des Bauwerkes entscheidet über den Umfang und den Genauigkeitsanspruch der Nachweisführung.

(4) Entwurfsgrundsätze müssen sich niederschlagen

- in Festlegungen zur Masse- und Steifigkeitsverteilung in Grundriß und Aufriß,
- in Festlegungen zur Hauptgeometrie und zu abgeleiteten Parameterverhältnissen (wie z. B. der zulässigen Höhe, Geschoßzahl oder Schlankheit),
- in Festlegungen über den zulässigen Grad der Abweichungen bzw. Unstetigkeiten.

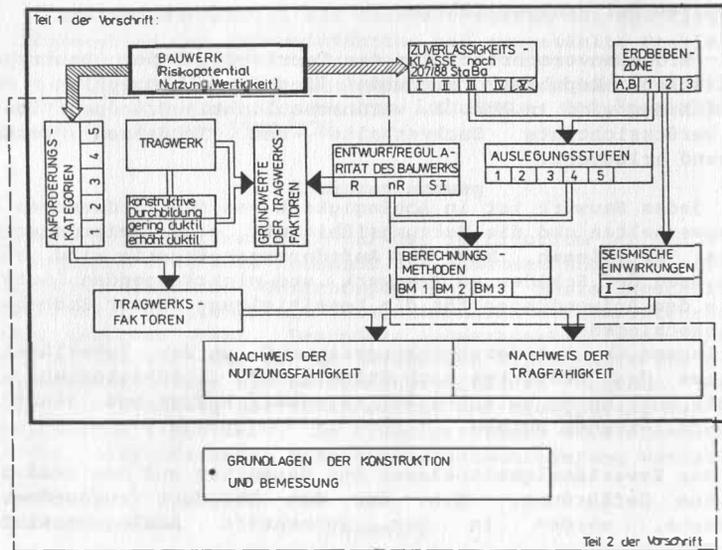


Abb. 1 Konzeption der Nachweisführung

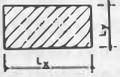
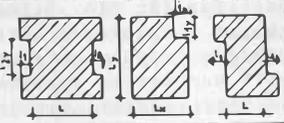
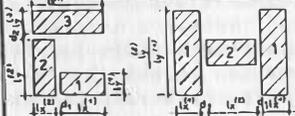
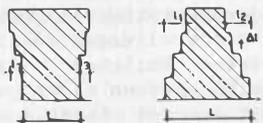
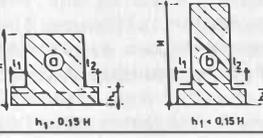
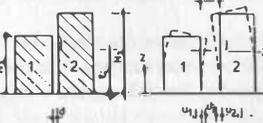
(5) Die unter Entwurfsgrundsätze enthaltenen Parameterfestlegungen bzw. Parametergrenzen müssen eine Differenzierung der Bauwerksregularität ermöglichen.

In der Vorschrift wird zwischen regulären, noch regulären und stark irregulären Systemen unterschieden, um einen Übergangsbereich und den erforderlichen Entscheidungsspielraum zu schaffen. In den konkreten Entscheidungen ist nur zwischen regulär und irregulär zu wählen (Abb. 2).

(6) Die Regularität eines Tragwerkes spiegelt sich in gleichen Merkmalen des Schwingungsverhaltens wider. Dies bedeutet:

- für reguläre Systeme die Entkopplung der Schwingungsrichtungen,
- für noch reguläre Systeme den geringen Grad des Einflusses der Schwingungskopplung und damit die Möglichkeit einer vereinfachten Erfassung dieser Effekte,
- für stark irreguläre Systeme die Ausbildung räumlich gekoppelter Schwingungen und damit die Notwendigkeit der Erfassung des räumlichen Schwingungsverhaltens.

(7) Dem Tragwerk sind in Abhängigkeit vom Tragwerkstyp, der Bauweise und den getroffenen Maßnahmen zur gezielten Beeinflussung bzw. Gestaltung der Fähigkeit zur Energieaufnahme und Energiedissipation Tragwerksfaktoren zuzuordnen.

Nr.	Gegenstand	Schema	Parameter	Kriterien		
				regulär ^{a*)}		irregulär
1	Grundriß • Abmessungen		l_x / l_y	< 2,0	3,0	> 5,0
2	Grundriß • Form		l_1 / L l_2 / L l_x / L l_y / L l_z / L_y	< 0,15	0,20	> 0,25
3	Grundriß • Gliederung		$\frac{l_x^i}{l_x^a} / \frac{l_y^i}{l_y^a}$ d	wie Nr. 1 nach Vorschrift und Nr. 6		
4	Aufriß • Abmessungen		H / L	< 2,0	4,0	> 6,0
5	Aufriß • Form		$\frac{l_1 + l_2}{L}$ l_3 / L $\Delta l / L$	< 0,25 < 0,10	0,30 0,15 0,10	> 0,5 > 0,2
			$\frac{h_1 + h_2}{L}$	a b	a b	a b
6	Aufriß • Gliederung (Fugen)		d	nach Vorschrift jedoch mindestens 25 mm wie Nr. 4		

*^{a)} linke Spalte: regulär
rechte Spalte: nach regulär

Abb. 2 Kriterien für die Bewertung der Bauwerksregularität in der DDR- Erdbebenvorschrift (1. Entwurf, 1990)

Es gilt, daß gut entworfene Tragwerke, d.h. reguläre Systeme, ein stärker ausgeprägtes duktileres Formänderungsvermögen erwarten lassen als irreguläre Systeme.

In der Vorschrift werden zunächst Grundwerte der Tragwerksfaktoren für duktile und gering duktile Systeme unterschiedlicher Bauweisen definiert. Diese Grundwerte sind im Zusammenhang mit der vorangestellten Anforderungskategorie zu modifizieren und gestatten die Ermittlung der für die weitere Nachweisführung maßgebenden Tragwerksfaktoren. Demzufolge ist die Inanspruchnahme der Tragwerksfaktoren abhängig von der Anforderungskategorie des Bauwerkes. Die Abhängigkeit von der zu erwartenden Intensität der seismischen Einwirkungen wird aufgrund der geringen seismischen Aktivität der Referenzregion vernachlässigt.

Generell gilt, daß die konkrete Größe der Tragwerksfaktoren nur aus inelastischen Berechnungen selbst abgeleitet werden kann. Die Grundwerte der Tragwerksfaktoren werden deshalb im Kommentarteil bereitgestellt und sind als Orientierungswerte aufzufassen. Im zweiten Teil der Vorschrift, der nach der bestehenden Gesamtkonzeption die Behandlung spezieller und auch konstruktiver Fragen vorsieht, ist eine weitergehende Begründung der Faktoren zu geben.

(8) Die in der Anforderungskategorie gestellten Forderungen decken sich auch mit den Zielstellungen der Erdbebenvorschrift. Abweichend von der bisher üblichen Vorgehensweise, durch Einführung von Wertigkeitsfaktoren einen zusätzlichen Grad der Sicherheit in Abhängigkeit von den Zuverlässigkeitsanforderungen an das Bauwerk zu staffeln, wird in der Vorschrift bereits vor Beginn der eigentlichen Nachweisführung über das zu erwartende bzw. angestrebte Erdbebenverhalten entschieden. Auf diese Weise wird auch dem Nachweis der Nutzungsfähigkeit eine größere Bedeutung beigemessen. Wird demzufolge die volle Nutzungsfähigkeit gefordert, sind die Tragwerksfaktoren als Indikator inelastischen Formänderungsverhaltens nicht oder nur in geringem Umfang in Rechnung zu stellen.

Die Staffelung der Tragwerksfaktoren nach der Anforderungskategorie wird es möglich, differenzierten Anforderungen an die Nutzungsfähigkeit durch adäquate Regelungen zu begegnen.

(9) Nachweise sind für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Nutzungsfähigkeit zu führen.

Dies erfordert zunächst die Festlegung von zwei Bemessungs-erdbeben unterschiedlicher Eintrittswahrscheinlichkeit und damit auch unterschiedlicher Stärke. Während die Tragfähigkeit für ein sehr starkes, im Erwartungszeitraum nahezu maximales Ereignis nachzuweisen ist, muß die Nutzungsfähigkeit für Ereignisse gewährleistet sein, die während der Nutzungsdauer des Bauwerkes (wenn nicht sogar mehrfach) zu erwarten und demzufolge auch von

geringerer Stärke sind.

Der Nachweis gegen zwei Erdbeben ist international für allgemeine Hochbauten nicht üblich, aber möglich, wenn Zonenkarten für die zuzugeordneten Wiederkehrperioden erstellt werden.

Um beide Nachweisaufgaben mit nur einem Erdbeben zu realisieren, wird in Analogie zum EUROCODE 8 (1989) ein Koeffizient eingeführt, der die zu erwartenden Unterschiede beim Nachweis kompensiert. Unter Zugrundelegung des stärkeren Erdbebens bedeutet dies, beim Nachweis der relativen Geschoßverschiebungen und bei der Festlegung der zulässigen Grenzwerte eine Anpassung vorzunehmen.

Bei der Festlegung der Bauwerksabstände ist eine Anpassung nicht erforderlich. Ihre Ermittlung und Einhaltung wird als Bestandteil des Tragfähigkeitsnachweises aufgefaßt. Es ist von den durch das stärkere Erdbeben hervorgerufenen Verformungen auszugehen.

Die Vorschrift wurde in einer Zweiteilung von Festlegungen und Kommentaren erarbeitet.

Die Festlegungen enthalten Grundsätze, Prinzipien, Forderungen und Kriterien für die praktische Anwendung.

Die Kommentare geben Erläuterungen zu den Festlegungen, kennzeichnen den theoretischen Hintergrund und weisen auf Zusammenhänge und Sachverhalte hin, die durch die Festlegungen in vereinfachter Form erfaßt, verdeckt oder nicht berücksichtigt werden.

2. Bemerkungen zu ausgewählten Problemkreisen

Erdbebenvorschriften dienen der Festlegung eines Mindestniveaus der Erdbebensicherheit. Sie sind deshalb stets ein Kompromiß zwischen wissenschaftlichen und ingenieurtechnischen Erkenntnissen einerseits und den praktischen Erfordernissen und wirtschaftlichen Restriktionen andererseits. Dieser Kompromiß ist u.a. gekennzeichnet

- durch Festschreibung von Bemessungserdbeben mittlerer bis hoher Eintrittswahrscheinlichkeit,
- durch Vereinfachungen in der Einwirkungsbeschreibung,
- durch Reduzierung der Einwirkungsgrößen unter Inanspruchnahme inelastischer Tragreserven,
- durch die Einführung von Näherungsverfahren.

Vereinfachungen in der Einwirkungsbeschreibung und der gewählten Berechnungsmethode können zu einem Verlust an Wirklichkeitsnähe und in der durch Vorschriften praktizierten Weise auch zu einem Verlust an Rationalität und Transparenz führen.

Es wird als prinzipielle Zielstellung der Vorschrift betrachtet, den Grad getroffener Vereinfachungen bewußt zu machen und die

Vereinfachungen selbst im Zusammenhang mit den Annahmen und Voraussetzungen der Nachweisführung nachvollziehbar zu halten.

Nachfolgende Beispiele sollen verdeutlichen, daß gerade das "Einfache" in den Erdbebenvorschriften Schwierigkeiten bereitet. Daß "alle großen Dinge einfach sind", wird gegenwärtig durch die Vielfalt und Widersprüchlichkeit internationaler Vorschriftenfestlegungen bestätigt.

2.1. Beschreibung der seismischen Einwirkungen

Zur Beschreibung der an einem Bauwerksstandort zu erwartenden seismischen Einwirkungen und ihrer Stärke wird in der Regel die Intensität herangezogen.

In der Erdbebenvorschrift für das Territorium der DDR wird die Intensität nicht nur als Indikator der Seismizität, sondern auch als Bindeglied zwischen der seismischen Gefährdung und den einwirkungsbeschreibenden Berechnungsgrößen herangezogen.

Durch HAMPE und SCHWARZ 1988 wurde im Rahmen einer Analyse internationaler Spektrumentwicklungen Konzepte als leistungsfähig hervorgehoben, die auf die Intensität (oder Intensitätsklassen) ausgerichtet sind, gleichzeitig aber die relevanten Magnitude-Entfernungs-Bedingungen und Untergrundkonditionen berücksichtigen. Unter diesem Gesichtspunkt und auf Grundlage dieser Vorarbeiten wurden auch die Spektren für die Erdbebenvorschrift aufbereitet (vgl. SCHÖBEL 1989).

Durch Einführung intensitätsbezogener Entwurfsspektren wird auf qualitativ neuartige Weise die Korrespondenz zwischen der Erdbebenzonenkarte und der Erdbebeneinwirkung in zeit- und/oder frequenzabhängiger Darstellungsform erreicht.

Die Einbindung dieser standortspezifischen Spektren in die Vorschrift ist jedoch erst nach einer auf die Spezifik der Vorschrift ausgerichteten Glättung und Anpassung möglich.

Die in Erdbebenvorschriften vorgenommenen Modifikationen der Entwurfsspektren und die dabei verfolgten Zielstellungen sowie ihre Realisierungsmöglichkeiten werden in Abb. 3 zusammengestellt (SCHWARZ 1990) und als Ausgangspunkt der nachfolgenden Diskussion herangezogen. Unterschiedliche Aufbereitungsstufen bzw. Vorgehensweisen lassen sich ableiten.

Bereits in der ersten Aufbereitungsstufe (Nr.1) werden Annahmen und Vereinfachungen zugrunde gelegt, die den Spielraum zur Berücksichtigung standortspezifischer Besonderheiten wesentlich einschränken.

Das Entwurfsspektrum wird in Abb. 3 als Produkt aus einer Referenzgrundbewegungsgröße (Grundbeschleunigung a) und periodenabhängigen Vergrößerungsfaktoren dargestellt.

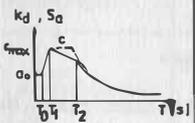
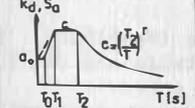
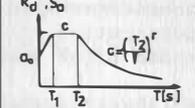
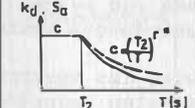
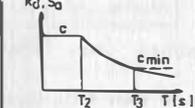
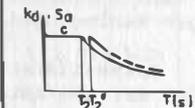
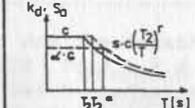
Nr.	Modifikation der Entwurfsspektren	Zielstellung	Veränderungen
1	 <p>Graph 1: A plot of spectral acceleration $k_d \cdot S_a$ versus period T [s]. The curve starts at a_0, rises to a peak c at $T_1/4$, remains constant at c until T_2, and then decays. A dashed line shows the original spectrum.</p>	<ul style="list-style-type: none"> konstanter Vergrößerungsfaktor der Beschleunigung zwischen Perioden T_1 und T_2 	$c_{max} = c = \text{konstant}$
2	 <p>Graph 2: A plot of $k_d \cdot S_a$ versus T [s]. The curve is constant at c until T_1, then decays as $c \cdot (T_2/T)^r$. A dashed line shows the original spectrum.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Erhöhung der Sicherheit im Bereich steifer Bauwerke, auch gegenüber Frequenzgehalt der Erdbebenaufzeichnungen Vereinfachung der Darstellungform 	$T_0 \rightarrow 0$
3	 <p>Graph 3: A plot of $k_d \cdot S_a$ versus T [s]. The curve is constant at c until T_1, then decays as $c \cdot (T_2/T)^r$. A dashed line shows the original spectrum.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Berücksichtigung des begrenzten plastischen Formänderungsvermögen (Duktilität) steifer Bauwerke 	<ul style="list-style-type: none"> $T_1 = T_0 = 0$ $c = \text{konstant}$ für $T \leq T_2$
4	 <p>Graph 4: A plot of $k_d \cdot S_a$ versus T [s]. The curve is constant at c until T_2, then decays as $c \cdot (T_2/T)^{r^*}$. A dashed line shows the original spectrum.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Erhöhung der Sicherheit gegenüber Beiträgen höheren Eigenformen bei schlanken Bauwerken Anpassung an seismologische Bedingungen (Magnitude, Entfernung) 	<ul style="list-style-type: none"> $r \rightarrow r^*$ $r^* = 0,5 \dots 0,67 r$ $r^* > 1,0 r$ für mitteleuropäische Bedingungen
5	 <p>Graph 5: A plot of $k_d \cdot S_a$ versus T [s]. The curve is constant at c until T_2, then decays to a minimum value c_{min} at T_3. A dashed line shows the original spectrum.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Definition von Mindestwerten Abdeckung von Ungenauigkeiten der Erdbebenaufzeichnungen 	<ul style="list-style-type: none"> Definition von T_3 und/oder c_{min} $c_{min} = (0,2 \dots 0,5)c$ $T_3 = (c T_2^r / c_{min})^{-r}$
6	 <p>Graph 6: A plot of $k_d \cdot S_a$ versus T [s]. The curve is constant at c until T_2, then decays as $c \cdot (T_2/T)^r$. A dashed line shows the original spectrum.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Berücksichtigung der unterschiedlichen Bodenbedingungen ausgehend vom Felsspektrum 	<ul style="list-style-type: none"> $T_2^* = (s T_2^r)^{-r}$
7	 <p>Graph 7: A plot of $k_d \cdot S_a$ versus T [s]. The curve is constant at c until T_2^*, then decays as $c \cdot (T_2/T)^r$. A dashed line shows the original spectrum.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Berücksichtigung des Einflusses hoher Beschleunigungen auf Verstärkungseffekte (bei weichem Boden) 	<ul style="list-style-type: none"> Einführung von α ($\alpha = 0,8$) $T_2^* = \left(\frac{s}{\alpha} T_2^r\right)^{-r}$

Abb. 3 Modifikationen des elastischen Entwurfsspektrums in Erdbebenvorschriften (nach SCHWARZ 1990)

Der Spektrumverlauf weist einen konstanten Bereich mit dem maximalen Verstärkungsfaktor c und einen Hyperbelast auf, der durch die Übergangsperiode T_2 und den Exponenten r gekennzeichnet wird.

Folgende Annahmen liegen dem Konzept zugrunde:

- Die Grundbewegung (als Skalierungsgröße) ist für alle Bodenbedingungen gleich. Die Bodenbedingungen können durch Variation von T_2 , c und r Einfluß auf die spektralen Vergrößerungsfaktoren und somit Spektrumform nehmen.
- Der Einfluß der seismologischen Parameter (Magnitude, Entfernung) auf die Einwirkung wird durch die Staffelung der Intensität innerhalb der Erdbebenzonen indirekt geregelt. Es erfolgt keine direkte Berücksichtigung in den spektrumbeschreibenden Parametern.
- Der Einfluß unterschiedlichen Entwurfsintensitäten wird durch Differenzierung der Skalierungsgrößen berücksichtigt. Der Frequenzgehalt und die Spektrumform werden nicht verändert.

Um ein analoges Konzept auch bei Einführung intensitätsbezogener Spektren anwenden zu können, ist zu klären, welchen Einfluß die Intensität auf den Spektrumverlauf nehmen kann und welche Zusammenhänge mit den seismologischen und Bodenbedingungen bestehen.

Zur Veranschaulichung dieser Zusammenhänge wird das Spektrum als Produkt aus einem intensitätsabhängigen spektralen Vergrößerungsfaktor und der Grundbeschleunigung betrachtet (Abb. 4). Ermittelt werden

- die intensitätsbezogenen Relationen zwischen den spektralen Vergrößerungsfaktoren (r_I),
- die intensitätsbezogenen Relationen zwischen den Grundbeschleunigungen aufeinanderfolgender Intensitätstufen (r_a),
- die spektralen Vergrößerungsfaktoren für eine Bezugsintensität und unterschiedliche Magnitude-Entfernungs-Bedingungen.

Aus r_I und a ergibt sich der intensitätsbezogene Vergrößerungsfaktor des Entwurfsspektrums r_I , der vom Autor zur Kennzeichnung der Besonderheiten standortspezifischer Spektren eingeführt werden (u.a. SCHWARZ 1989).

Eine Zusammenstellung der Ergebnisse für Entfernungen von 10, 25, 50 und 120 km und eine Bezugsintensität von 6.5 gibt Abb. 4. Die Ergebnisse beziehen sich auf die statistischen Auswertungen von KAWASHIMA u.a. 1984 und werden für unterschiedliche Bodenbedingungen aufbereitet.

Folgende Feststellungen lassen sich treffen:

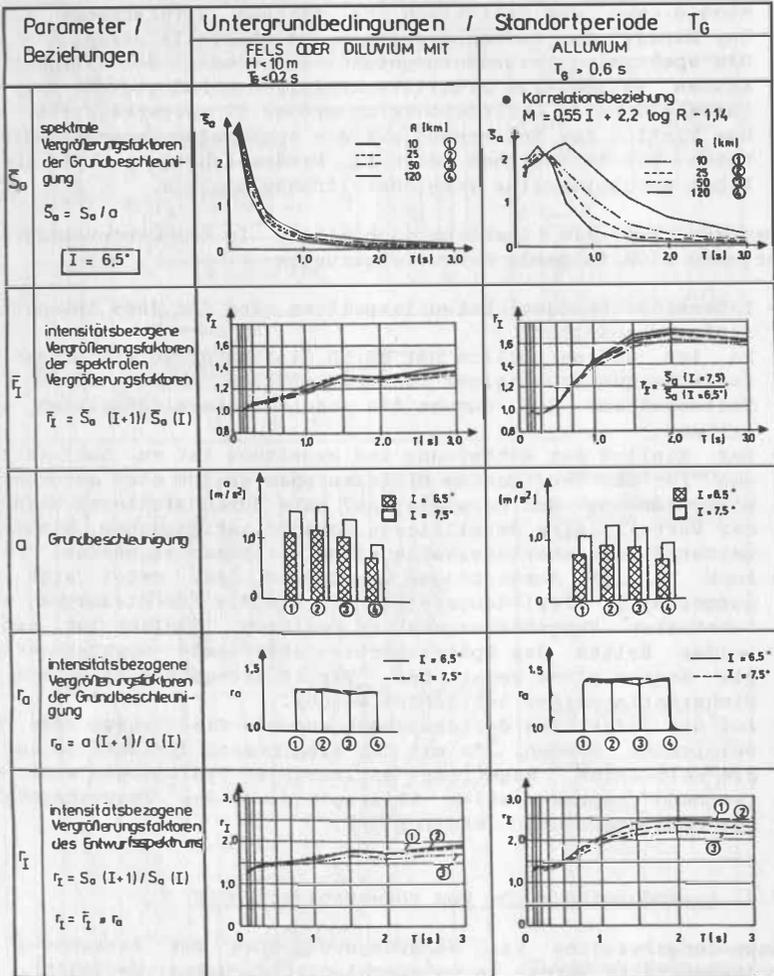


Abb. 4 Parameter zur Kennzeichnung der Spezifik Intensitätsbezogener Entwurfsspektren unter Verwendung der Erdbebenauswertungen von KAWASHIMA u.a. 1984

- Die Relationen zwischen den Beschleunigungen (a) weisen unabhängig von der Entfernung nur geringe Unterschiede auf. Der Einfluß der Bodenbedingungen ist ebenfalls gering.
- Die spektralen Vergrößerungsfaktoren zwischen den Intensitätsstufen weisen eine signifikante Periodenabhängigkeit auf, die insbesondere im Periodenbereich größer T_2 ausgeprägt ist.
- Der Einfluß der Entfernung auf die spektralen Vergrößerungsfaktoren ist bei weichen Böden zu berücksichtigen, bei steifen Böden erscheint eine Vereinheitlichung möglich.

Bezogen auf die Spektrumbeschreibung in Erdbebenvorschriften ergeben sich folgende Schlußfolgerungen:

- Intensitätsbezogene Entwurfsspektren sind für jede Intensitätsstufe abzuleiten.
Es ist offensichtlich nur durch Einführung verschiedener und zudem frequenzabhängiger Faktoren möglich, ausgehend von einem Basisspektrum die Kurven für andere Intensitätsstufen abzuleiten.
- Der Einfluß der Entfernung und Magnitude ist zu berücksichtigen. Für das Territorium Mitteleuropas ergibt sich aufgrund der Einschränkung der Parameter auf nahe Beben mittlerer Magnitude der Vorteil, eine detaillierte Berücksichtigung bzw. Einteilung weiterer Parameterintervalle nicht vornehmen zu müssen.
- Auch in den Auswertungen von SCHÖBEL 1989 zeigt sich kein ausgeprägter Periodenbereich, in dem die Beschleunigung einen konstanten Vergrößerungsfaktor besitzen. Typisch ist der zu beiden Seiten des Spitzenwertes abfallende Spektrumverlauf. Die Angabe eines konstanten Vergrößerungsbereiches kann als Sicherheitsreserve betrachtet werden.
- Auf die Definition der Grundbewegung als Skalierungsgröße kann verzichtet werden, da mit der Eingrenzung der Datenbasis auf die relevanten Magnitude-Entfernungs-Bedingungen eine ausreichend repräsentative Widerspiegelung des Frequenzgehaltes der Bodenbewegung möglich ist.

2.2. Anwendungsbereiche von Näherungsverfahren

Anwendungsbereiche von Näherungsverfahren zur Berechnung der Erdbebenkräfte werden in unterschiedlicher Weise definiert, beziehen sich aber oft auf den niederperiodischen Spektrumbereich, der den in Abb. 3 erläuterten Modifikationen in besonderer Weise unterliegt.

Abb. 5 gibt eine Übersicht zu den Anwendungsbereichen von Näherungsverfahren in den Vorschriften allgemeiner Hochbauten. Drei Gruppen werden in Abhängigkeit von gewählten Kriterien unterschieden. Wie Abb. 5 zu entnehmen ist, können diese Kriterien als Hauptbedingungen interpretiert werden:

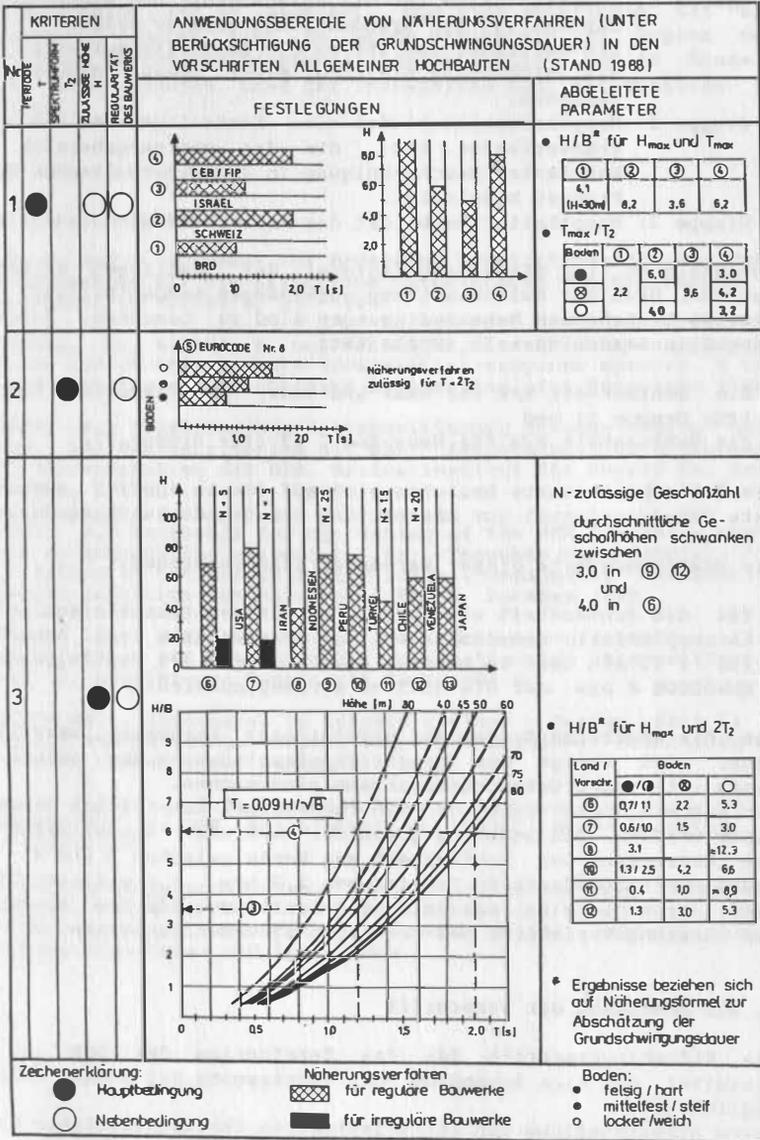


Abb. 5 Anwendungsbereiche von Näherungsverfahren in Erdbebenvorschriften

- Gruppe 1: Hauptkriterium für die Zulässigkeit des Näherungsverfahrens ist die Grundschiebungsdauer selbst. Die Bedingung ist oft an die Bauwerksregularität und die Nichtüberschreitung einer oberen Bauwerkshöhe gebunden.
- Gruppe 2: Hauptkriterium bildet eine Kontrollperiode des Spektrumverlaufes (T_2), die den Übergangsbereich von konstanter Beschleunigung in den hyperbolischen Spektrumast beschreibt.
- Gruppe 3: Hauptkriterium bildet die Bauwerkshöhe.

Entscheidend für die Aussagefähigkeit der jeweiligen Kriterien ist der Grad der zwischen ihnen vorhandenen Kompatibilität. Die jeweils bestehenden Nebenbedingungen sind zu beachten. Folgende Parameter werden deshalb abgeleitet:

- die Schlankheit H/B für H_{max} und T_{max} , das Verhältnis T_{max}/T_2 (für Gruppe 1) und
- die Schlankheit H/B für H_{max} und $2 T_2$ (für Gruppe 3).

Die Schlankheitswerte beziehen sich auf die in Abb. 5 ausgewertete Näherungsformel zur Abschätzung der Grundschiebungsdauer.

Als Erwartungswerte dieser Parameter sind zu nennen:

- für die Schlankheit ein Wert, der mit der Bauwerksregularität korrespondiert, demzufolge bei 4,0 liegen müßte (vgl. Abb. 2),
- für $2 T_2$ ein Wert im Bereich von 2,0 s, um mit Festlegungen im EUROCODE 8 bzw. der DIN 4149 zu korrespondieren.

Wie die konkreten Größen der abgeleiteten Parameter verdeutlichen, sind einige der Vorschriftenfestlegungen nur schwer in einen rationalen Gesamtzusammenhang einzuordnen.

Mit dem einfachen Mittel der Näherungsformel kann jedoch verdeutlicht werden, daß unabhängig von der konkreten Bauwerkshöhe und bei Begrenzung der Schlankheit auf Werte zwischen 3 und 4 die Grundschiebungsdauer im Bereich von 1,0 bzw. 1,2 s liegt. Diese Größe scheint eine realistische Orientierung für die Anwendung des Näherungsverfahrens bei regulären Systemen zu bieten.

3. Zur Anwendung der Vorschrift

Die Erdbebenvorschrift für das Territorium der DDR ist so gestaltet, daß eine Anwendung oder Übertragung auf andere Gebiete möglich ist.

Durch Bereitstellung von Entwurfsspektren unterschiedlicher Überschreitungswahrscheinlichkeit wird auch die Harmonisierung mit den Einwirkungsdaten für jene Bauwerke möglich, die durch den Geltungsbereich der Vorschrift nicht erfaßt werden.

Die Vorschrift ist so abgefaßt, daß eine Abstimmung mit dem EUROCODE 8 gegeben ist. Es wurde jedoch die zu Beginn der Bearbeitung getroffene Disposition durchgesetzt, um in Einzelfragen einen höheren Grad der Transparenz und Rationalität zu erreichen.

Literaturverzeichnis

- HAMPE, E. und J. SCHWARZ: Zur Bedeutung standortspezifischer Entwurfsspektren für die seismische Untersuchung von Tragwerken. Bautechnik 65 (1988) 8, 257- 266
- KAWASHIMA, K., AIZAWA, K. und TAKAHASHI, K.: Attenuation of peak ground motion and absolute acceleration response spectra. 8 th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco 1984
- SCHÖBEL, B.: Ableitung standortspezifischer Strong- Motion- Aussagen für das Territorium der DDR. Abschlußbericht. Akademie der Wissenschaften der DDR. Zentralinstitut für Physik der Erde Potsdam, 1989.
- SCHWARZ, J.: Proposals for up- dating of the MSK intensity scale from an engineering viewpoint. In: Thoughts and Proposals for Up- Dating of the MSK Intensity scale (compiled by GRÜNTAL). Central Institute for Physics of Earth, Potsdam 1989
- SCHWARZ, J.: Zur Erarbeitung von Erdbebenvorschriften (1)- Kennzeichnung und Bewertung der internationalen Vorschriftensituation. Bauplanung- Bautechnik 44 (1990) 6
- EUROCODE No 8. Structures in seismic regions - Design. Part 1: General and building. Report (May 1988 edition). Commission of European Communities, Luxembourg 1989.
- Bauwerke unter Erdbebeneinwirkung. Vorschrift 208/ 88. Bauakademie der DDR. Bauinformation. Staatliche Bauaufsicht 12 (1988) 8/9
- Bauwerke in Erdbebengebieten. Vorschrift für das Territorium der DDR (1. Fassung, Febr.1990). Bauakademie der DDR. Bearbeiter: Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, Wissenschaftszentrum Industrie- und Spezialbau

Beitrag zur Erarbeitung eines Berechnungsmodells
für seismische Untersuchungen von Rohr-Baugrund-
Systemen

Dipl.-Ing. Heiko Silbe

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung

1. Einführung
 2. Verhalten eingedeter Rohrleitungen bei Erdbeben
 3. Beschädigungen eingedeter Rohrleitungen bei Erdbeben
 - 3.1. Kontinuierliche Rohrleitungen
 - 3.2. Diskontinuierliche Rohrleitungen
 - 3.3. Exponierte Leitungselemente (Abzweige, Richtungsänderungen)
 4. Signifikante seismische Antwortgrößen der erdverlegten Rohrleitung bei Erdbeben
 - 4.1. Rohrlängsrichtung
 - 4.2. Rohrringrichtung
 5. Modellierungsphasen zur seismischen Untersuchung von Rohr-Baugrund-Systemen
 6. Modell zur Ermittlung der seismischen Antwortgrößen der erdverlegten Rohrleitung bei Erdbeben
 - 6.1. Modellierungsgrundsatz zur Handhabung des Rohr-Baugrund-Systems
 - 6.2. Verfahren zur seismischen Untersuchung des Baugrundes
 - 6.3. Modellierung der Erregung
 - 6.4. Modellierung des Baugrundes
 - 6.5. Modellierung der Rohrleitung
 - 6.6. Modellierung der Interaktion
 - 6.7. Berechnung der seismischen Antwortgrößen
- Formelzeichen
- Literaturverzeichnis

Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag werden typische Verhaltensmerkmale erdverlegter Rohrleitungen bei seismischer Erregung des Rohr-Bau-Grund-Systems genannt, welche einerseits Schlußfolgerungen auf das mathematische Berechnungsmodell zulassen, andererseits Hinweise auf die zu berechnenden Antwortgrößen geben. Die dargestellten seismischen Schäden der erdverlegten Rohrleitung weisen auf die Signifikanz der Erdbebenbeanspruchung in Rohrlängsrichtung hin. Besonderes Augenmerk wird auf die einzelnen Modellierungsphasen gelegt, die eine Überführung der komplexen Problematik in ein mathematisches Modell ermöglichen. Ausgehend von den im Artikel dargestellten Modellierungsalternativen wird ein Modell zur Ermittlung der seismisch signifikanten Antwortgrößen vorgestellt.

Summary

In the present paper are mentioned typical features of behaviour of buried pipelines under seismic excitation of a pipe-site-system, allowing on the one hand conclusions for the mathematical model and referring on the other hand to the response-magnitudes which are to be determined. The listed damages of buried pipelines refer to the significance of earthquake-loads in longitudinal direction of the pipe.

The phases of modelling, allowing the transmission of this complex problem into a mathematical model are discussed especially.

Starting from the alternatives of modelling presented in the paper, a model to estimate the significant seismic response-magnitudes is represented.

1. Einführung

Bei Rohrleitungen unterschiedlichster Medienführung, insbesondere bei sicherheitsrelevanten Rohrleitungen, muß eine hohe Versorgungssicherheit gewährleistet sein. Grundlage dafür ist eine wirklichkeitsnahe Beanspruchungsanalyse, die neben der Erfassung der Belastungen unter normalen Betriebsbedingungen auch das Auftreten einer seismischen Belastung berücksichtigen muß. Ein beträchtlicher Anteil an Rohrleitungen ist erdverlegt, so daß die Erfassung der seismischen Beanspruchung eingeeerdeter Rohrleitungen zu einer aktuellen Problemstellung geworden ist.

Die Überführung dieser komplexen Problematik in ein mathematisches Modell ist mit einem subjektiven Entscheidungsspielraum behaftet, dessen Minimierung Untersuchungen auf folgenden Gebieten erfordert:

- Seismologische Untersuchungen zur Erforschung der Seismizität des Gebietes bis hin zur Bereitstellung der anzusetzenden Erdbebenerregung
- Analyse seismisch bedingter Schäden zur Ableitung der seismischen Antwortgrößen in Form von Schnittkräften und Verformungen
- Analyse des seismischen Verhaltens von Rohr-Baugrund-Systemen zur Ableitung von Modellierungsgrundsätzen bezüglich der Handhabung des Systems
- Überführung der komplexen Problematik der seismischen Beanspruchung von Rohr-Baugrund-Systemen in ein mathematisches Modell.

2. Verhalten eingeeerdeter Rohrleitungen bei Erdbeben

ARIMAN und MULESKI 1981; GEHMAN und SAJNETDINOV 1988 u. a. gehen auf das seismische Verhalten eingeeerdeter Rohrleitungen ein.

Grundlage der Verhaltensanalyse sind dabei sowohl Beobachtungen von Schwingungen erdverlegter Rohrleitungen infolge schwächerer Erdbeben als auch experimentelle, theoretische und numerische Untersuchungen. Folgende wesentliche Verhaltensmerkmale lassen sich zusammenfassend aufführen:

- Das Vorhandensein der Rohrleitung im Baugrund beeinflusst die dynamischen Eigenschaften des Baugrundes und seine Deformationscharakteristik nicht nennenswert.
- Trägheitskräfte infolge der Bewegung der Rohrleitung haben nur einen geringen Einfluß auf die seismische Rohrantwort. Somit hängt das Antwortverhalten maßgeblich von der Baugrunddeformationscharakteristik entlang der Trasse ab.
- Beobachtungsergebnisse verdeutlichen, daß sich die erdverlegte Rohrleitung bei Ausbreitung seismischer Wellen nahezu konform mit dem Baugrund bewegt. Für kurzperiodische Bewegungen sind jedoch Verschiebungsdifferenzen zwischen Rohr und Baugrund insbesondere in Axialrichtung festzustellen.
- Die Rohrleitung ist einer seismischen Längsbeanspruchung ausgesetzt, die sich in Form von Axial- und Biegedehnungen äußert. Die Axialdehnungen werden gegenüber den Biegedehnungen als dominant eingeschätzt. Maximale Axialdehnungen sind im allgemeinen an einen Scherwellenauffreffwinkel von 45° ; maximale Biegedehnungen an eine Ausbreitungsrichtung parallel zur Rohrachse gekoppelt.
- Eine diskontinuierliche Rohrleitung, d. h. eine Rohrleitung mit formschlüssigen Rohrverbindungen, entzieht sich der seismischen Zwangsbeanspruchung infolge lokaler Verformungen in der Verbindung.
- Eine kontinuierliche Rohrleitung, d. h. eine Rohrleitung mit kraftschlüssigen Rohrverbindungen, ist vergleichsweise zu diskontinuierlichen Rohrleitungen einer höheren seismisch induzierten Längsspannung ausgesetzt.
- Für typische Erdbebenfrequenzen (bzw. Wellenlängen) kann eine zeitliche Änderung der Beanspruchung in Ringrichtung für gebräuchliche Rohrdurchmesser vernachlässigt werden.

3. Beschädigungen eingeeerdeter Rohrleitungen bei Erdbeben

3.1. Kontinuierliche Rohrleitungen

- Bruch der Rohrleitung, insbesondere der kraftschlüssigen Verbindung, durch ein Überschreiten zulässiger Spannungen

- unzulässige Biegedeformationen bezüglich der Rohrlängsachse bei Stahlrohrleitungen
- unzulässige Axialdeformation bei Stahlrohrleitungen (Bildung von gewellten Rohrwandabschnitten; Heraustreten von Rohrleitungen mit kleinen Durchmessern aus der Einbettung).

3.2. Diskontinuierliche Rohrleitungen

- Bruch der Rohrleitung durch Überschreiten zulässiger Spannungen
- Verformungen in der formschlüssigen Rohrverbindung mit dem Resultat der Zerstörung der Verbindung bzw. des Verlustes der Dichtfunktion.

3.3. Exponierte Leitungselemente (Bogen, T-Stück)

- Bruch der Rohrleitung durch Überschreiten zulässiger Spannungen
- Auseinanderziehen der formschlüssigen Verbindungen durch Relativverschiebungen zwischen Baugrund und Rohr an den Leitungsenden.

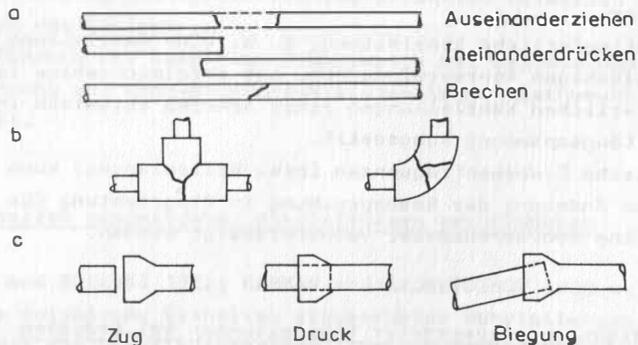


Abb. 1: Beschädigungen erdverlegter Rohrleitungen infolge Erdbeben
 a) Rohrkörper; b) Abzweige/Richtungsänderungen;
 c) formschlüssige Verbindung

4. Signifikante seismische Antwortgrößen der erdverlegten Rohrleitung bei Erdbeben

4.1. Rohrlängsrichtung

- seismisch induzierte Längskraft mit daraus resultierender Axialspannung
- seismisch induziertes Biegemoment mit daraus resultierender Biegespannung

Gegenüber den Biegespannungen sind die Axialspannungen als dominant einzuschätzen.

- seismisch induzierte Verformungen in formschlüssigen Rohrverbindungen infolge Verzerrung bzw. Verdrehung der Rohrleitungsabschnitte.

4.2. Rohrringrichtung

Die seismische Antwort des Rohres in Ringrichtung äußert sich in Form einer dynamischen Änderung der Ringspannung σ_r . Gegenüber der Rohrringspannungsänderung wird die seismisch induzierte Rohrlängsspannung als schadensrelevant eingeschätzt.

5. Modellierungsphasen zur seismischen Untersuchung von Rohr-Baugrund-Systemen

Zur seismischen Analyse von Rohr-Baugrund-Systemen sind auf folgenden Gebieten Modellierungsentscheidungen zu treffen:

- Entscheidung über die Art und Weise der Handhabung des Rohr-Baugrund-Systems
- Entscheidung über Größe und Beschreibungsform der Erdbebenerregung sowie über ihren Ansatzort
- Entscheidung über das Verfahren zur seismischen Berechnung
- Entscheidung über die Modellierung des Baugrundes hinsichtlich der Beschreibung des Materialverhaltens und der Festlegung der

- geometrischen Modellierung bei Verwendung diskreter Systeme
- Entscheidung über die Modellierung der Rohrleitung hinsichtlich der Beschreibung des Materialverhaltens und der Festlegung der geometrischen Modelle für die Rohrlängsrichtung und für die Rohrringrichtung
- Entscheidung über eine Berücksichtigung von Interaktionseffekten (z. B. in Form von Relativverschiebungen zwischen der Rohrleitung und dem Baugrund infolge der vergleichsweise zum Baugrund höheren Steifigkeit der Rohrleitung).

Die aufgeführten Modellierungsphasen stehen in enger Beziehung, teilweise bedingen sie einander und haben entscheidenden Einfluß auf die Genauigkeit und Wirklichkeitsnähe der Berechnungsergebnisse. Abb. 2 gibt einen Überblick über die einzelnen Modellierungsphasen und stellt die Entscheidungshierarchie dar.

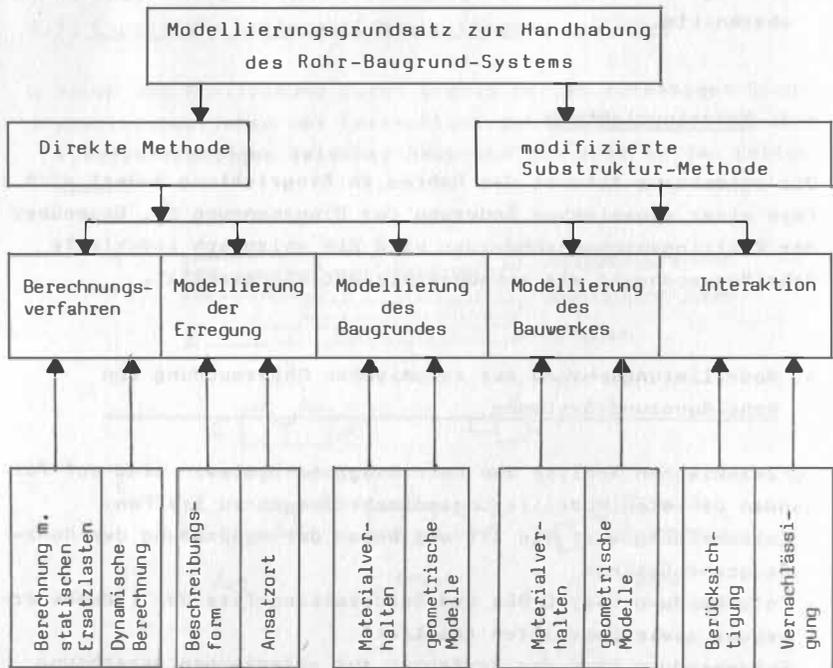


Abb. 2: Darstellung der Modellierungsphasen

Die Auswahl der jeweiligen Modellierungsalternativen hängt im wesentlichen von folgenden Faktoren ab:

- Kenntnisstand über das tatsächliche Verhalten der erdverlegten Rohrleitung bei Erdbeben
- Bedeutung des Bauwerks (Risikopotential)
- Ansprüche an die Gültigkeit des Berechnungsmodells (allgemeine bzw. spezielle Gültigkeit)
- Anforderungen an Abbildgenauigkeit und Handhabbarkeit des Modells sowie an Sicherheit und Wirtschaftlichkeit der Bemessung
- Verfügbarkeit von Software für dynamische Berechnungen
- Verfügbarkeit von entsprechenden Daten vergangener Erdbebeneignisse.

6. Modell zur Ermittlung der seismischen Antwortgrößen der erdverlegten Rohrleitung bei Erdbeben

Das im folgenden beschriebene Modell setzt eine entsprechende Entscheidung für die in der Abb. 2 dargestellten Modellierungsalternativen voraus. Auf diesen Entscheidungsprozeß wird hier nicht detailliert eingegangen. Das Modell trägt den aufgeführten Verhaltensmerkmalen Rechnung und dient der Ermittlung der seismischen Antwortgrößen. Bei der Modellerarbeitung wurde besonderes Augenmerk auf eine ingenieurmäßig einfache Handhabbarkeit gelegt, die eine seismische Untersuchung erdverlegter Rohrleitungen mit einem akzeptablen Vorbereitungs-, Anwendungs- und Auswertungsaufwand ermöglicht.

Die Publikationen von IDRISSE u. a. 1973; HALL und NEWMARK 1978; KRAUS 1984; KATAYAMA u. a. 1979 bilden dafür die Arbeitsgrundlagen.

6.1. Modellierungsgrundsatz zur Handhabung des Rohr-Baugrund-Systems

Für die seismische Untersuchung von Rohr-Baugrund-Systemen ist eine modifizierte Substructure-Methode derart anwendbar, daß eine dynamische Berechnung des ungestörten Baugrundkontinuums

durchgeführt werden kann und aus den ermittelten Antwortbewegungsgrößen eine qualitative und quantitative Beschreibung der auf die Rohrleitung wirkenden seismischen Belastung in quasistatischer Form erfolgt, auf deren Grundlage die signifikanten seismisch induzierten Antwortgrößen der erdverlegten Rohrleitung ermittelt werden.

6.2. Verfahren zur seismischen Untersuchung des Baugrundes

Kernstück jeder dynamischen Berechnung ist bei Verwendung diskreter Systeme die Lösung der allgemeinen Bewegungsgleichung

$$(1) \quad M \hat{u} + C \dot{\hat{u}} + k \hat{u} = \hat{P}$$

Die Art und Weise der Lösung dieser Gleichung ist bestimmend für den Rechen- und den zur Lösung notwendigen Zeitaufwand. Eine im Sinne einer einfachen Handhabbarkeit bei Gewährleistung eines hohen Allgemeinheitsgrades des Modells vorteilhafte Lösungsmethode ist die Antwortspektrummethode. Sie ist die gegenwärtig in der Erdbebeningenieurpraxis gebräuchlichste Methode für seismische Bauwerksberechnungen und kann auch für die hier notwendige Baugrunduntersuchung zur Anwendung kommen. Unmittelbare Konsequenz dieser Entscheidung ist, daß die seismische Baugrundantwort nur unter Voraussetzung elastischen Materialverhaltens bestimmt werden kann.

6.3. Modellierung der Erregung

Die Modellierung der Erregung steht in enger Korrelation mit dem gewählten Verfahren zu dynamischen Berechnung. Aus der Entscheidung für die Antwortspektrummethode folgt unmittelbar eine Festlegung auf das Erregungsmodell Antwortspektrum. Für die gegebene Problematik ist ein Spektrum der Grundgebirgserregung vorteilhaft, da die Verwendung einer an der Baugrundoberfläche gemessenen und somit standortabhängigen Erregung für Rohrleitungsuntersuchungen aufgrund der möglichen Verlegung in Gebieten mit un-

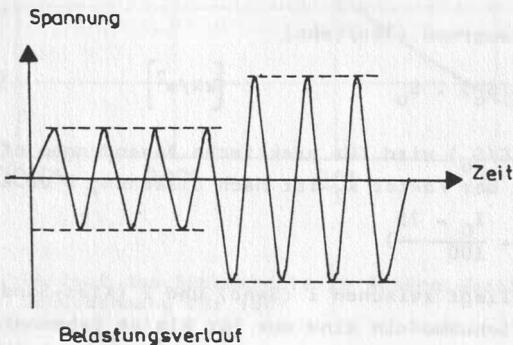
terschiedlicher Seismizität ungeeignet ist. Günstig für die vorliegende Problematik ist ein Spektrum, welches die bezüglich der Rohrleitung zu erwartenden Grundgebirgserregungen in sich vereint.

6.4. Modellierung des Baugrundes

- Materialverhalten

Baugrundproben weisen bei dynamischer Belastung eine stark nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung auf, welche die seismische Baugrundanalyse signifikant beeinflussen kann und somit in der Baugrundberechnung berücksichtigt werden sollte. Dieses nichtlineare Verhalten des Baugrundmaterials kann durch konstante Baugrundparameter (Schubmodul, Dämpfung) nicht vollständig berücksichtigt werden, jedoch kann eine akzeptable Näherung der Baugrundantwort durch Verwendung konstanter dehnungskompatibler Parameter in der linearen Analyse erreicht werden.

Für praktische Baugrunduntersuchungen erweist sich die Methode der linear äquivalenten Baugrundkennziffern als günstig. Hier werden die linearen Kennziffern für die Schubmoduln als Sekantenmoduln der Hystereseschleife (Abb. 3) bestimmt.



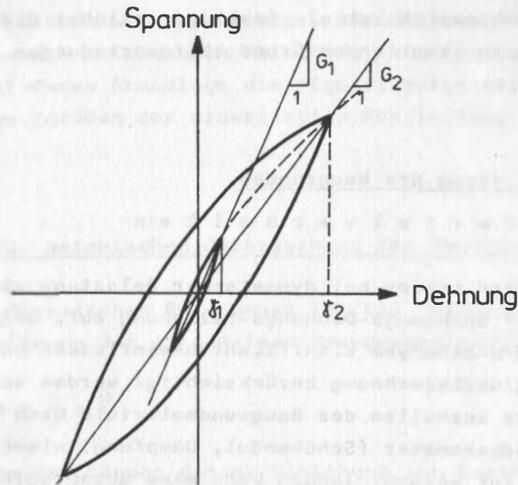


Abb. 3: Hysteretische Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei unterschiedlichen Dehnungsamplituden mit den linear äquivalenten Schubmoduln

Die maximalen Schubmoduln ergeben sich mit Hilfe empirischer Gleichungen nach IDRISSE u. a. 1973

- für nichtbindigen Baugrund (Sand)

$$(2) \quad \max G = 220 \cdot K_2 \cdot (\sigma_m)^{0,5} \cdot F \quad [\text{kN/m}^2]$$

- für bindigen Baugrund (Ton/Lehm)

$$(3) \quad \max G = (G/S_u) \cdot S_u \quad [\text{kN/m}^2]$$

Das Verhältnis (G/S_u) wird für praktische Anwendungen oft mit 2000 festgelegt. Der Faktor K_2 ist nach Gleichung 4 zu errechnen.

$$(4) \quad K_2 = 61 \left(1 + \frac{I_D - 75}{100} \right)$$

Der Parameter F liegt zwischen 1 (Sand) und 2 (Kies-Sand). Die so ermittelten Schubmoduln sind nur für kleine Dehnungen ($\delta \leq 0,001 \%$) gültig. Für seismische Untersuchungen ist deshalb die Abnahme des Moduls mit steigender Schubdehnungsamplitude nach Abb. 4 und 5 zu berücksichtigen.

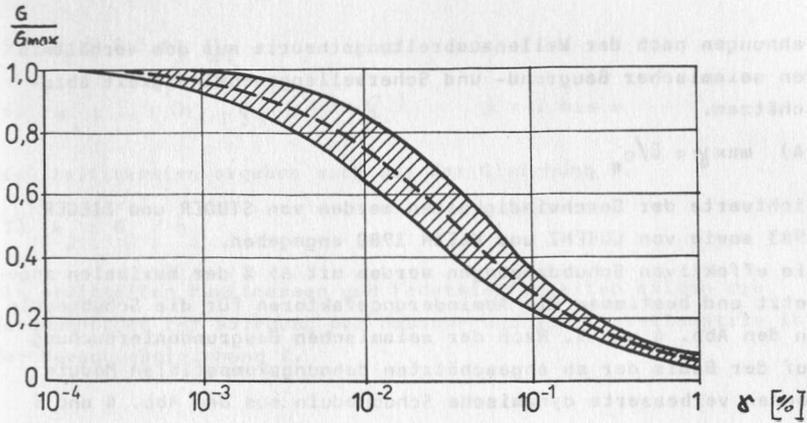


Abb. 4: Verlauf des Schubmoduls in Abhängigkeit der Schubdehnung für Sande

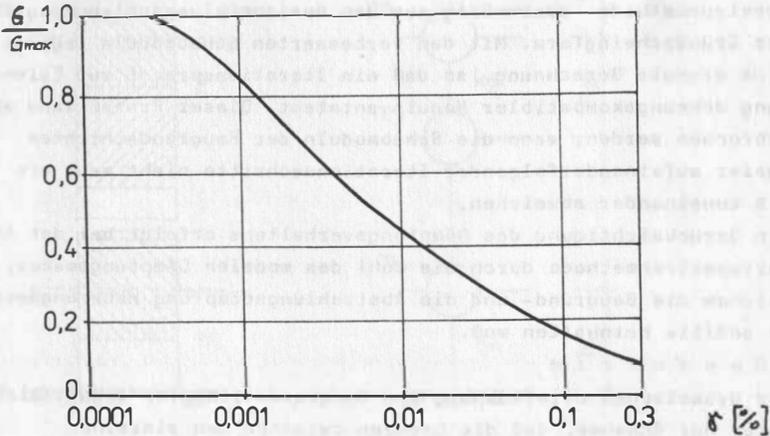


Abb. 5: Verlauf des Schubmoduls in Abhängigkeit der Schubdehnung für Ton

Um die dynamischen Schubmoduln der Baugrundsichten entsprechend des diskreten Modells (Abb. 6) bereitstellen zu können, sind vor Berechnungsbeginn die zu erwartenden maximalen Scher-

dehnungen nach der Wellenausbreitungstheorie aus dem Verhältnis von seismischer Baugrund- und Scherwellengeschwindigkeit abzuschätzen.

$$(4) \max \gamma = \dot{U} / c_s$$

Richtwerte der Geschwindigkeiten werden von STUDER und ZIEGER 1983 sowie von LORENZ und KLEIN 1980 angegeben.

Die effektiven Schubdehnungen werden mit 65 % der maximalen angesetzt und bestimmen die Abminderungsfaktoren für die Schubmoduln in den Abb. 4 und 5. Nach der seismischen Baugrunduntersuchung auf der Basis der so abgeschätzten dehnungskompatiblen Moduln können verbesserte dynamische Schubmoduln aus den Abb. 4 und 5 bereitgestellt werden. Grundlage dafür sind die nun bestimmbaren tatsächlichen Scherdehnungen in den Baugrundschichtmitten (Siehe Abb. 6 - Diskretisierung der Lagerung). Das Abschätzen der maximalen Scherdehnungen erfolgt wegen der Anwendung der Antwortspektrummethode zweckmäßig aus den Horizontalverschiebungsgrößen der Grundschiebung. Mit den verbesserten Schubmoduln beginnt eine erneute Berechnung, so daß ein Iterationsprozeß zur Erlangung dehnungskompatibler Moduln entsteht. Dieser Prozeß kann abgebrochen werden, wenn die Schubmoduln der Baugrundschichten zweier aufeinanderfolgender Iterationsschritte nicht mehr als 5 % voneinander abweichen.

Die Berücksichtigung des Dämpfungsverhaltens erfolgt bei der Antwortspektrenmethode durch die Wahl des modalen Dämpfungsmaßes, welches die Baugrund- und die Abstrahlungsdämpfung näherungsweise additiv beinhalten muß.

- G e o m e t r i e

Zur dynamischen Untersuchung von Baugrundstrukturen eignet sich unter der Annahme, daß die Grenzen zwischen den einzelnen Schichten und die Oberfläche horizontal verlaufen, eine Diskretisierung des Kontinuums in ein Feder-Punktmassen-Modell nach Abb. 6. Zur Diskretisierung wird der Baugrund, dessen untere Grenze durch das Grundgebirge gegeben ist, in Schichten unterteilt. Die Punktmassen m_j jeder Schicht sind an den Grenzflächen angeordnet, wobei eine Baugrundsäule mit einem Einheitsquerschnitt betrachtet wird. Sie können mit den Gleichungen 5 und 6 ermittelt werden.

$$(5) \quad m_1 = 0,5 \, h_1 \, \rho_1$$

$$(6) \quad m_j = 0,5 \, (h_{j-1} \rho_{j-1} + h_j \rho_j) \quad j = 2 \text{ bis } n$$

Die Steifigkeiten ergeben sich aus der Gleichung 7.

$$(7) \quad k_j = G_j / h_j$$

Die ermittelten Punktmassen und Federsteifigkeiten bilden die Voraussetzung zur Belegung der Massen- und Steifigkeitsmatrix in der Bewegungsgleichung 1.

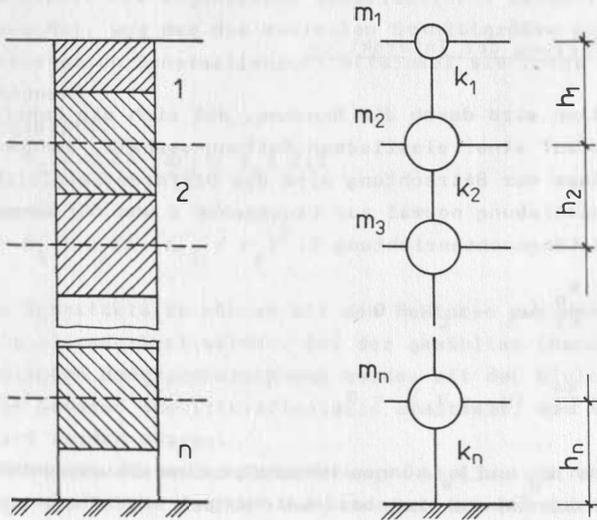


Abb. 6: Feder-Punktmassenmodell für seismische Baugrunduntersuchungen - Schubballen

6.5. Modellierung der Rohrleitung

Das Materialverhalten der Rohrleitung wird als linear elastisch idealisiert. Die geometrische Modellierung der Rohrleitung zur seismischen Berechnung erfolgt analog zu Untersuchungen im statischen Belastungszustand. Für die Berechnung in Rohrringrichtung wird der Querschnitt als ein Stab mit konstanter Krümmung betrachtet, in Rohrlängsrichtung wird die Rohrleitung als Stab auf elastischer Bettung idealisiert. Diese Modellvorstellung wird auch zur Untersuchung der seismischen Beanspruchung an exponierten Leitungselementen wie Richtungsänderungen und Abzweigen beibehalten.

6.6. Modellierung der Interaktion

Die Interaktion wird durch die Annahme, daß sich die Rohrleitung wie ein Stab auf einer elastischen Bettung verhält, berücksichtigt. Grundlage der Betrachtung sind die Differentialgleichungen für eine Verschiebung normal zur Längsachse 8 und für eine Verschiebung in Längsachsenrichtung 9.

$$(8) \quad \frac{d^4 u_t}{dx^4} - \frac{k_g}{EI} (u_i - u_t) = 0$$

$$(9) \quad \frac{d^2 u_a}{dx^2} - \frac{k_a}{FA} (u_a - u_i) = 0$$

Die Konstanten k_q und k_a können näherungsweise $2G$ angesetzt werden. Resultat der Interaktionsberücksichtigung sind Reduktionsfaktoren, die es ermöglichen, die bei Annahme eines festen Kontaktes zwischen Rohr und Baugrund ermittelten maximalen Antwortgrößen zu reduzieren. Diese Faktoren ergeben sich aus der Gleichung 10 für die Antwortgrößen in Querrichtung und aus der Gleichung 11 für die Antworten in Längsrichtung.

$$(10) \quad R_{1i} = 1 / (1 + \frac{EI}{k} (\frac{\omega_i}{c_s})^4)$$

$$(11) R_{2i} = 1 / (1 + \frac{EA}{k_a} (\frac{\omega_i}{c_s})^2 \cdot \frac{1}{2})$$

6.7. Berechnung der seismischen Antwortgrößen

Die Schnittkräfte in Längsrichtung der als Stab idealisierten Rohrleitung basieren auf der Wellenausbreitungstheorie und der Theorie des Stabes auf elastischer Bettung. Da i. allg. die infolge Scherwellenausbreitung hervorgerufenen Schnittgrößen maßgebend sind, wird davon ausgegangen, daß eine sinusförmige Welle die Rohrleitung sinusförmig verformt. Diese aufgezwungene Biegelinie stellt die eigentliche quasistatische Belastung der Rohrleitung dar, aus der die maximalen Schnittgrößen entsprechend der relevanten Scherwellenauftrittswinkel wie folgt ermittelt werden können:

- Längskraft:

$$(12) N_i = u_i EA (\omega_i / c_s) 0,5$$

- Moment

$$(13) M_i = u_i EI (\omega_i / c_s)^2$$

Diese Schnittkräfte können mit den Faktoren aus den Gleichungen 10 und 11 reduziert werden. Bei der gewählten Lösungsmethode zur seismischen Baugrundberechnung werden mit den Gleichungen 12 und 13 die modalen Schnittkraftanteile ermittelt, die dann superponiert werden müssen.

Für diskontinuierliche Rohrleitungen stellen die so ermittelten Größen die "obere Grenze" dar, da sich die Rohrleitung durch Verformungen in der Verbindung der seismischen Zwangsbeanspruchung teilweise entzieht. Die Schnittgrößen sind in diesem Fall nicht ausschließlich von der Länge der Scherwelle, sondern zusätzlich von der Montagelänge des Rohrabschnittes abhängig. Die Verformungen in der formschlüssigen Verbindung sind mit den Gleichungen 14 und 15 bestimmbar:

$$(14) v = \dot{u} / 2c_s \cdot l$$

$$(15) \varphi = \ddot{u} / c_s^2 \cdot l$$

Die seismisch induzierte Belastung an exponierten Leitungselementen wird nach SHAH und CHU 1974 ebenfalls mit Hilfe der Theorie des elastisch gebetteten Stabes ermittelt. Ausgangspunkt der Untersuchungen ist die Bestimmung der maximalen Relativverschiebung zwischen Rohrleitung und Baugrund an den Leitungsenden, die sich mit der Gleichung 16 abschätzen läßt.

$$(16) \quad \Delta u = \left(\frac{\dot{u}}{2c_s} \right) \bar{I} - \frac{F_R \bar{I}^2}{2EA} \quad \begin{array}{l} \bar{I} = N/F_R \quad \text{für } L/2 \geq N/F_R \\ \bar{I} = L/2 \quad \text{für } L/2 \leq N/F_R \end{array}$$

Auf der Grundlage der infolge Δu hervorgerufenen Verformungen des Leitungssystemausschnittes bei Berücksichtigung der elastischen Bettung können die seismischen Schnittgrößen berechnet werden.

Für Untersuchungen in Rohrringrichtung sind statische Berechnungen unter Berücksichtigung der bei Erdbebeneinwirkung veränderten statischen Belastungsannahmen anwendbar.

Die Festlegung der seismisch-quasistatischen Belastungsannahmen erfolgt auf der Grundlage der seismischen Koeffizientenmethode zur Erfassung der Trägheitswirkungen sowie des seismischen Erddruckes. Der seitliche seismische Erddruck kann nach der Theorie von MONONOBE/OKABE (siehe HANZAL 1973) ermittelt werden.

Formelzeichen

$M; D; K$	Massen-, Dämpfungs-, Steifigkeitsmatrix
$\hat{u}; \hat{u}; \hat{u}$	Beschleunigungs-, Geschwindigkeits-, Verschiebungsvektor
\hat{P}	Belastungsvektor
Index I	Kennzeichnung der jeweiligen Eigenform
Index j	Kennzeichnung der jeweiligen Baugrundschrift (j = 1 bis n)
n	Anzahl der Baugrundschriften
ω_i	i-te Eigenkreisfrequenz
G	Schubmodul
Su	undrainierte Scherfestigkeit
K_2	Faktor nach Bild 3
$\sigma_m; \sigma_v$	mittlere effektive -; Vertikalspannung
c_s	Scherwellengeschwindigkeit
ρ, ρ_D	Baugrundsichte, Dichteindex
h_j	Höhe der jeweiligen Baugrundschrift
EI, EA	Biegesteifigkeit, Dehnsteifigkeit
u_t, u_a	tatsächliche Rohrverschiebung
k_q, k_a	Kraft je Flächeneinheit zur Erzeugung einer relativen Einheitsverschiebung zwischen Rohr und Baugrund in Quer- bzw. Axialrichtung
$u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$	modale Baugrundverschiebung, -geschwindigkeit, -beschleunigung am Ort des Rohres
u, \dot{u}, \ddot{u}	Baugrundverschiebung, -geschwindigkeit, -beschleunigung am Ort des Rohres (überlagerte modale Bewegungsgrößen)
l	Rohrabschnittslänge
v, φ	max. Verschiebung bzw. Verdrehung in der Rohrverbindung
F_r	Reibungskraft je Längeneinheit an der Rohrwand
Δu	relative Verschiebung Rohr/Baugrund an geraden Leitungsenden
L	Länge des betrachteten Leitungselementes

Literaturverzeichnis

- ARIMAN, F. und G. MULESKI: A review of response of buried pipelines under seismic excitations. Earthquake Engineering & Structural Dynamics (1981) Nr. 9, S. 133 - 151
- GEHMAN, A. und N. SAJNETDINOV: Rascet, konstruierovanie i ekspluatacia truboprovodov v seismiceskih rajonah. Moskau: strojsdat, 1988, 181 S.
- HALL, W. und N. NEWMARK: Seismic design criteria for pipelines and facilities. Journal of the Technical Councils of ASCE (1978) Nr. 104, S. 91 - 107
- HANZAL, A.: Aktiver Erddruck bei Erdbeben. Die Bautechnik (1973) Nr. 11, S. 370 - 378
- IBRISS, I. M. u. a.: Report NO EERC 73-16. Berkeley 1973
- KATAYAMA, T.; M. OHASHI und KUBO, K.: Lifeline earthquake engineering in Japan. Journal of the Technical Councils of ASCE (1979) Nr. 105, S. 221 - 238
- KRAUS, D.: Zur Erdbebenbeanspruchung schlanker in den Boden gebetteter Bauwerke. Der Bauingenieur (1984) Nr. 4, S. 9 - 14
- LORENZ, H. und G. KLEIN: Bodendynamik und Erdbeben. In: Grundbau-taschenbuch, 3. Auflage, Teil 1 (1980), S. 437 - 487
- SHAH, H. und S. CHU: Seismic analysis of underground structural elements. Journal of the Power Division (1974) Nr. 100, S. 53 - 62
- STUDER, J. und A. ZEIGER: Grundlagen zur Berechnung von Bemessungserdbeben. Zürich, 1953.

Modellbildung für Reaktorgebäude

Dr.-Ing. E. Wagenknecht
Bauakademie der DDR, IHLGB

Inhaltsverzeichnis

1. Zielstellung
2. Arbeitsschwerpunkte
 - 2.1. Untersuchungen zum Bauwerk
 - 2.2. Untersuchungen zum Baugrund
 - 2.3. Untersuchungen zum Bauwerk-Baugrund-System
3. Schlußfolgerungen

Zusammenfassung

Im Rahmen der Arbeit werden Untersuchungen zur Qualifizierung der Berechnung von KKW-Reaktorgebäuden unter Erdbebeneinwirkung geführt, die einer experimentellen Überprüfung am Originalbauwerk standzuhalten hat. Besondere Aufmerksamkeit wird der Untersuchung sogenannter Basismodelle und dem standortspezifischen Baugrundverhalten geschenkt.

Summary

Investigations for the qualification of computation of NPP reactor buildings under earthquake loads are carried out in this presentation. The computation has to withstand a test by experimental full-scale examination. Specific attention is paid to the investigation of so called basic models and the behaviour of the local soil conditions.

Резюме

В работе исследуются методы по улучшению расчёта сооружений атомных станций в условиях землетрясений. При этом расчёт должен обосновывать результаты экспериментальных исследований, проведенных на сооружении. Особое внимание уделяется исследованию так называемых основных моделей и поведению грунта в местных условиях.

1. Zielstellung der Arbeit

Für die Berechnung der Erdbebenbeanspruchung von Anlagen des Kernkraftwerksbaus werden an die Realitätstreue der Ergebnisse erhebliche Anforderungen gestellt. Diese Realitätstreue wird u. a. von der Qualität der Erfassung der Erregung, der Baugrundeigenschaften, der Eigenschaften des Bauwerkes sowie der des Zusammenwirkens von Boden und Bauwerk wesentlich beeinflusst. Gegenstand der Arbeit sind in diesem Rahmen Untersuchungen zu den dynamischen Eigenschaften des Bauwerkes und des Bodens. Das Gesamtziel des Forschungsprogramms, in dessen Rahmen die Arbeit erfolgt, liegt in der Qualifizierung von Berechnungsmethoden und deren Überprüfung durch experimentelle Untersuchungen am Originalbauwerk. Dabei werden einfache, durchsichtige aber dynamisch adäquate Berechnungsmodelle einerseits und die Antwortspektren-Methode zur Berechnung andererseits als Zielvorstellungen gesehen. Eingeschlossen in diese Untersuchungen sind notwendige Testrechnungen mit dem Programmsystem TRANSFEM der Akademie der Wissenschaften der DDR, Zentralinstitut für Kybernetik und Informationsprozesse.

2. Arbeitsschwerpunkte

Sollen entsprechend der Zielstellung die dynamischen Eigenschaften des Boden-Bauwerk-Ausrüstungs-Systems in der Berechnung realistisch wiedergespiegelt werden, ist sowohl das Bauwerk als der Baugrund jeweils entsprechenden Analysen zu unterziehen. Damit werden die Voraussetzungen geschaffen, einfachere, aber dynamisch adäquate Modelle für das gekoppelte Boden-Bauwerk-System (Abb. 1) zu entwickeln. Die Boden-Bauwerk-Problematik erfordert insgesamt Untersuchungen mit teilweise umfangreichen Modellen und rechenzeitintensiven Integrationsprozeduren - je nach Modellbildungsstufe und Untersuchungsziel. Die anzustrebende Reduzierung der Aufwendungen macht daher auch Untersuchungen zur Reduzierung der erforderlichen Modellgröße - insbesondere des Baugrundes notwendig. Wesentliche Lösungsschritte stellen aus diesen Gründen Untersuchungen zur Modellbildung

- des Bauwerkes

- des Baugrundes
- des Bauwerk-Baugrund-Systems

dar; sie werden im folgenden überblicksmäßig vorgestellt.

2.1. Untersuchungen zum Bauwerk

Zur Bestimmung der dynamischen Eigenschaften des Bauwerks werden Modellabbildungen für wesentliche Komponenten des Bauwerkes vorgenommen, die die Struktur derselben relativ detailliert berücksichtigen und damit eine möglichst genaue Bestimmung von dynamischen Parametern - wie z.B. Eigenfrequenzen und Eigenformen - zulassen. Diese Modelle stellen die Basis für weitere Modellbildungsstufen dar und werden hier mit der Bezeichnung "Basismodelle" verwendet. Wesentliche Komponenten des betrachteten Reaktorgebäudes sind neben dem Containment selbst die Umbauung desselben und der Unterbau (vgl. Abb. 1). Geometrien und Massen wurden aus den Projektunterlagen entnommen. Das Containment wurde von Fischer u.a. 1984 und 1985 sowie von Wagenknecht 1987 speziell untersucht. Die Umbauung und der Unterbau werden hier näher betrachtet. In Abb. 2 ist das verwendete Basis-Modell für die Umbauung dargestellt, wobei die Außenwand weggelassen wurde. Unterschiedliche Steifigkeiten der einzelnen Flügel und Geschosse wurden durch eine entsprechende Anordnung, Anzahl und die Wanddicke der Aussteifungswände berücksichtigt. Die Abb. 3 zeigt beispielhaft die 6. Eigenform aus der Vogelperspektive.

In Abb. 4 ist die Explosivdarstellung eines Basismodells für den Unterbau wiedergegeben. Die 3. Eigenform ist als Beispiel in Abb. 5 an einem Viertel-Modell des Unterbaus dargestellt. Der Unterbau wurde einmal mit 100 % und einmal mit 80 % aller Aussteifungen untersucht um deren Einfluß auf interessierende dynamische Parameter abschätzen zu können. Tabelle 1 gibt einige Eigenfrequenzen der untersuchten Modelle wieder.

2.2. Untersuchungen zum Baugrund

Von entscheidender Bedeutung für das dynamische Verhalten des relativ steifen Reaktorgebäudes unter Erdbebeneinwirkung ist die Steifigkeit des Baugrundes. Berechnungen der dynamischen Antwort von Boden-Bauwerk-Systemen mit Modellen, bei denen der Baugrund mit Baugrundersatzgrößen - sogenannten Impedanzen - berücksichtigt werden kann, sind sehr effektiv. Bei relativ homogenen Bodenbedingungen sind dafür gute Voraussetzungen gegeben. Aus diesem Grunde wurden zunächst die statischen Baugrundsteifigkeiten für die horizontale Translation V_H und die Drehung φ_D des Bauwerks um eine horizontale Achse (Kippen) berechnet.

Baugrund und Bauwerk wurden mit finiten Körperelementen diskretisiert. Das in die Modellbildung einbezogene Baugrundvolumen wurde so groß gewählt, daß die Einflüsse der Modellrandbedingungen vernachlässigbar klein blieben. Das Bauwerk wurde mit einer statischen Horizontalkraft am oberen Rand der Umbauung belastet und es wurden unter diesen Bedingungen die Horizontal- und Vertikalverschiebungen im Baugrund berechnet. Abb. 6 zeigt beispielhaft Isolinien der Vertikalverschiebungen am Viertelmodell. Aus den Verschiebungen unmittelbar unter der Fundamentsohle wurden die resultierenden Ersatzfedersteifigkeiten des Bodens ermittelt und den Ergebnissen aus bekannten analytischen Beziehungen in Abb. 7 gegenübergestellt.

Durch Variantenuntersuchungen, bei denen die Bodensteifigkeit im Hinterfüllungsbereich der Baugrube einmal mit Null und einmal mit der des gewachsenen Bodens angesetzt wurde, konnte der Einfluß der Einbettung des Bauwerkes in den Baugrund ($h/a = 0,2$) berechnet werden. Die ermittelten Einbettungsfaktoren \mathcal{L}_H und \mathcal{L}_D für die Translation und Verdrehung wurden in Abb. 7 Werten aus dem Grundbautaschenbuch 1980 gegenübergestellt.

2.3. Untersuchungen zum Bauwerk-Baugrund-System

Die dynamische Wechselwirkung zwischen dem Bauwerk und dem Baugrund stellt ein Kernproblem bei den Untersuchungen zur Erdbebenbeanspruchung von Reaktorgebäuden dar. Diese Untersuchungen erfolgen i.a. mit sogenannten Primär-Modellen, in denen Bauwerk

und Boden i.a. mit vereinfachten aber dynamisch adäquaten Modellen unter Verwendung der Ergebnisse aus der Untersuchung der Basis-Modelle betrachtet werden.

Die realistische Erfassung des Einflusses der Abstrahlungsdämpfung erfordert entweder die Einbeziehung relativ großer Baugrundvolumen oder spezielle energieabsorbierende oder energiedurchlässige finite Modellrandelemente. Im ersteren Fall kommt der Reduzierung der Modellgröße und damit der Anzahl der Freiheitsgrade eine wesentliche Bedeutung zu, In diesem Zusammenhang erfolgten umfangreiche Rechnungen zur Testung der Qualität von Halb- und Viertel-Modellen gegenüber Vollmodellen. Teilergebnisse sind dazu in Abb. 8 dargestellt. Die Reduzierung des CPU-Zeit-Bedarfs ist bedeutend, die Übereinstimmung der Ergebnisse gut.

Darüber hinaus wurden Untersuchungen an Viertel-Modellen des Boden-Bauwerk-Systems für das Reaktorgebäude im Montagezustand durchgeführt (Abb. 9) und die Größe des einbezogenen Baugrundvolumens von $h/a = 1.25$ bis $h/a = 10$ (vgl. Abb.10) variiert. Ebenfalls wurde die numerische Stabilität bei zunehmender Vergrößerung der finiten Elemente in Richtung der Modellränder getestet. In Abb. 10 ist die Entwicklung der untersten 4 Eigenfrequenzen mit zunehmendem Bodenvolumen dargestellt. Für Verhältnisse $h/a < 4$ nimmt die Krümmung der Frequenzverläufe deutlich zu, was auf den verstärkten Einfluß der Modellrandbedingungen hindeutet. Die numerische Stabilität blieb auch bei Verwendung extrem großer finiter Körperelemente gewährleistet.

3. Schlußfolgerungen

Die vorgestellten Hintergrunduntersuchungen an ausgewählten Komponenten des Reaktorgebäudes und des Baugrundes sowie des Boden-Bauwerk-Systems sind noch nicht abgeschlossen. Insbesondere hinsichtlich der dynamischen Baugrundeigenschaften am Standort sind Kontrollrechnungen zu bisher bekannten Daten notwendig. Ein wesentlicher Erkenntnisgewinn wird aus der vergleichenden Wertung von Rechnung und Experiment erwartet. Für das Reaktorgebäude im Montagezustand liegen erste experimentelle Ergebnisse vor. Die Bewertung derselben und eventuell notwendige Konsequenzen für

die Berechnung sind das nächstliegende Ziel.

Literaturverzeichnis

Fischer, L., Wagenknecht, E. und Westphal, J.: Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für das Containment in Stahlzellenverbundbauweise unter der Lastkombination "Großer Notbetrieb" und Maximales rechnerisches Erdbeben", Forschungsberichte der Bauakademie der DDR 1984 und 1985

Wagenknecht, E.: Response of a NPP reactor building under seismic action with regard to different soil properties. Nuclear Engineering and Design 104 (1987) 187

Grundbautaschenbuch, 3. Auflage, Teil 2, W. Ernst (1980) 750

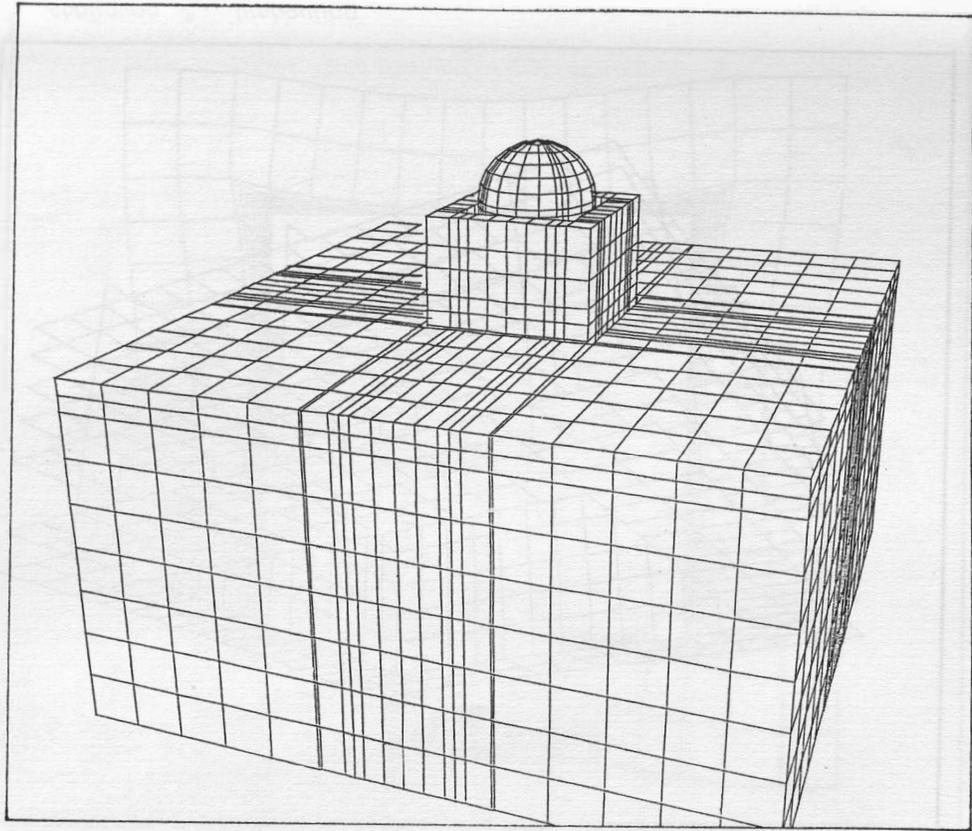


Abbildung 1 : Boden - Bauwerk - System

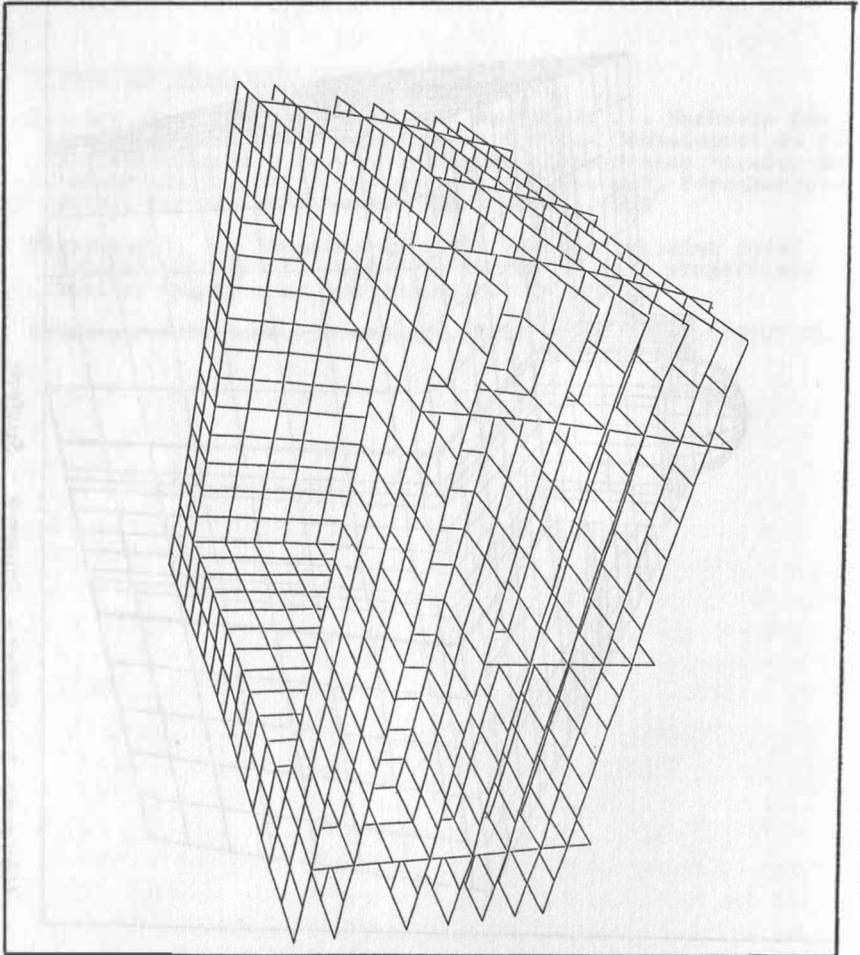


Abbildung 2: Umbauung

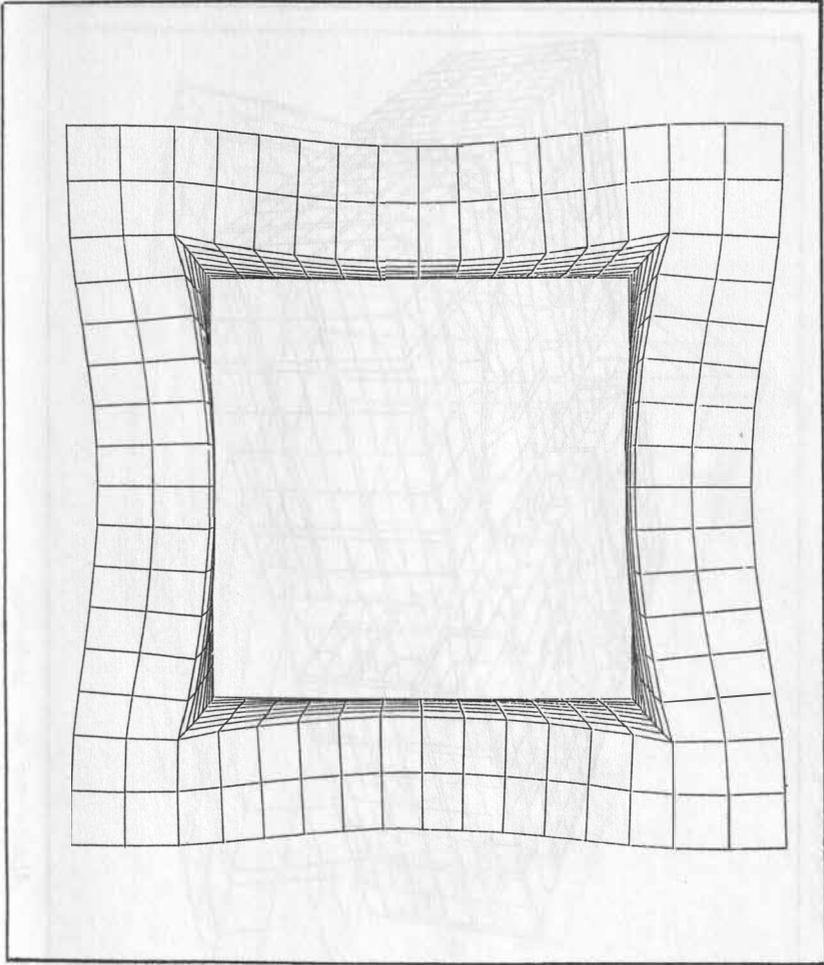


Abbildung 3 : Umbauung , 6. Eigenform

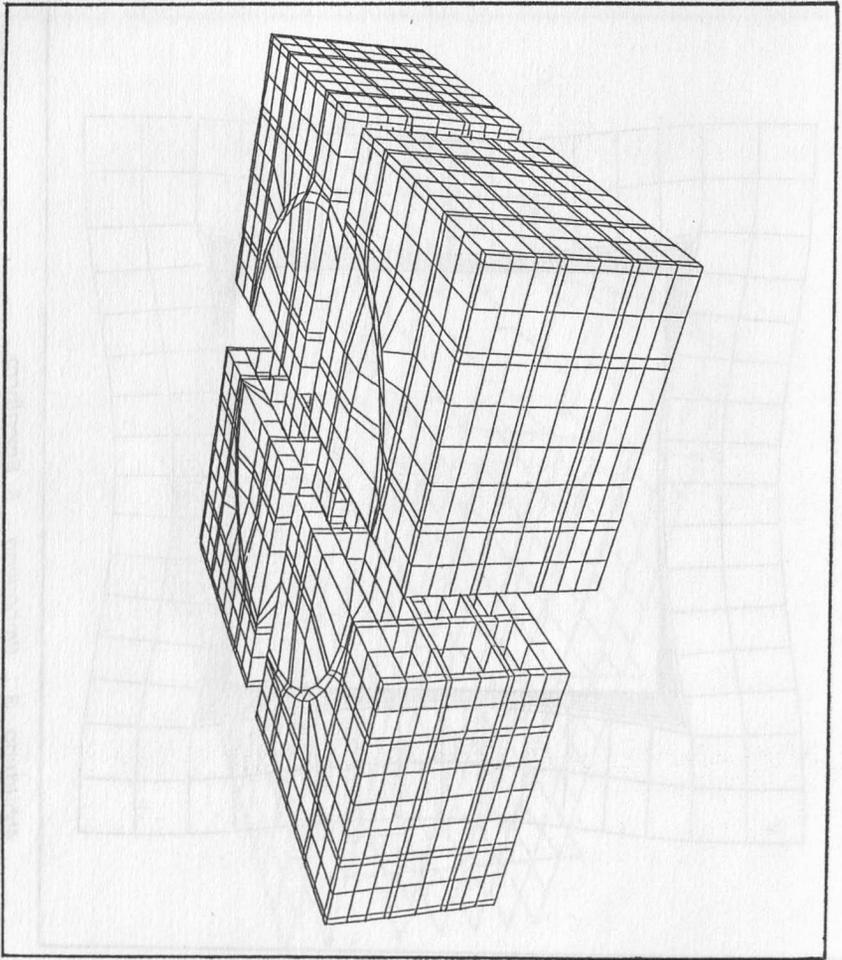


Abbildung 4 : Unterbau

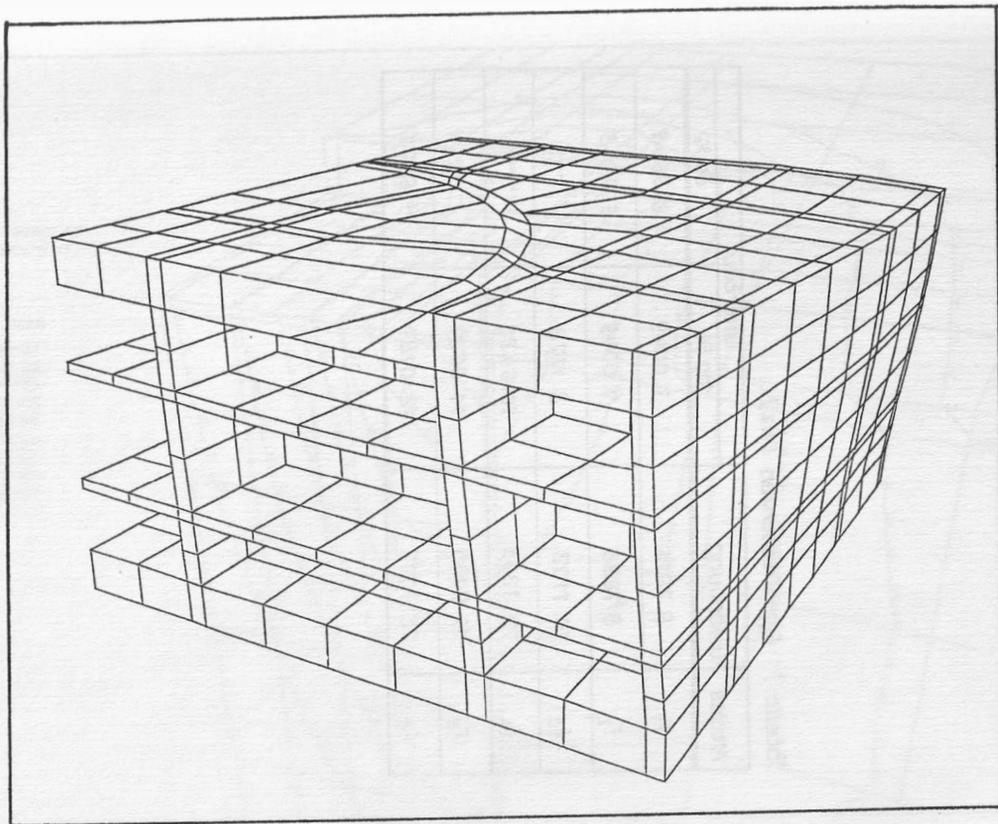


Abbildung 5 : Unterbau , 3. Eigenform

Tabelle 1: Eigenfrequenzen [Hz]

Modes	Umbauung	Unterbau	
		100 %	80 %
f_1	8.7616	7.0049	6.3648
f_2	8.7836	7.0049	6.3648
f_3	10.1103	8.1178	—
f_4	10.3245	10.6420	—
f_5	11.9105	11.5629	—
f_6	12.7017	12.0187	11.6091

TIME = 0.10000E+01
Z-DISPLACEMENT

Contour values

A = -8.005E-03
B = -7.028E-03
C = -6.052E-03
D = -5.075E-03
E = -4.098E-03
F = -3.122E-03
G = -2.145E-03
H = -1.169E-03
I = -1.920E-04

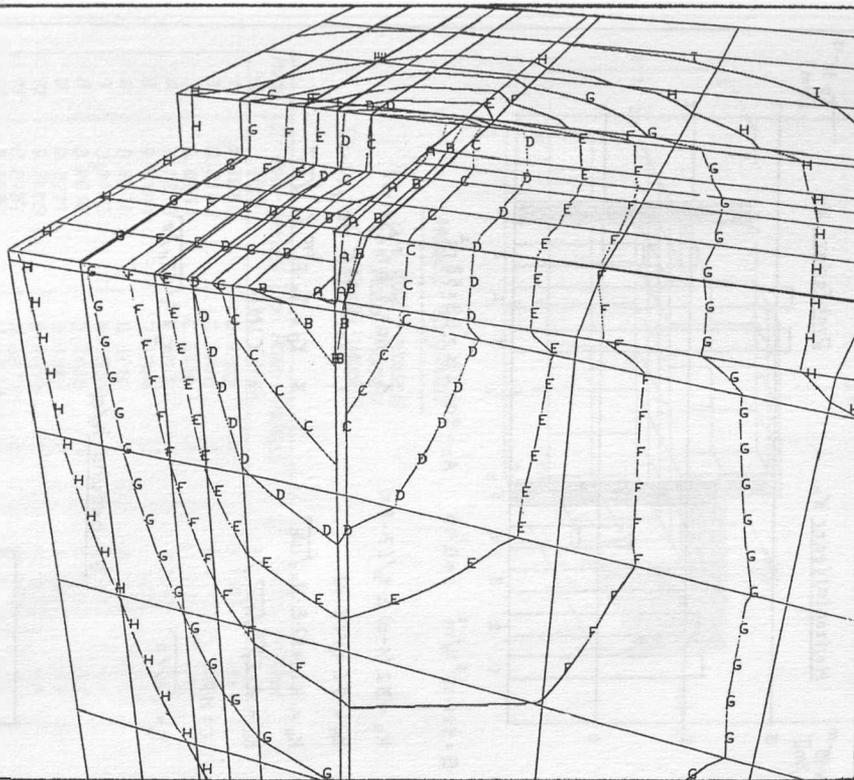


Abbildung 6 : Baugrund, Vertikalverschiebungen

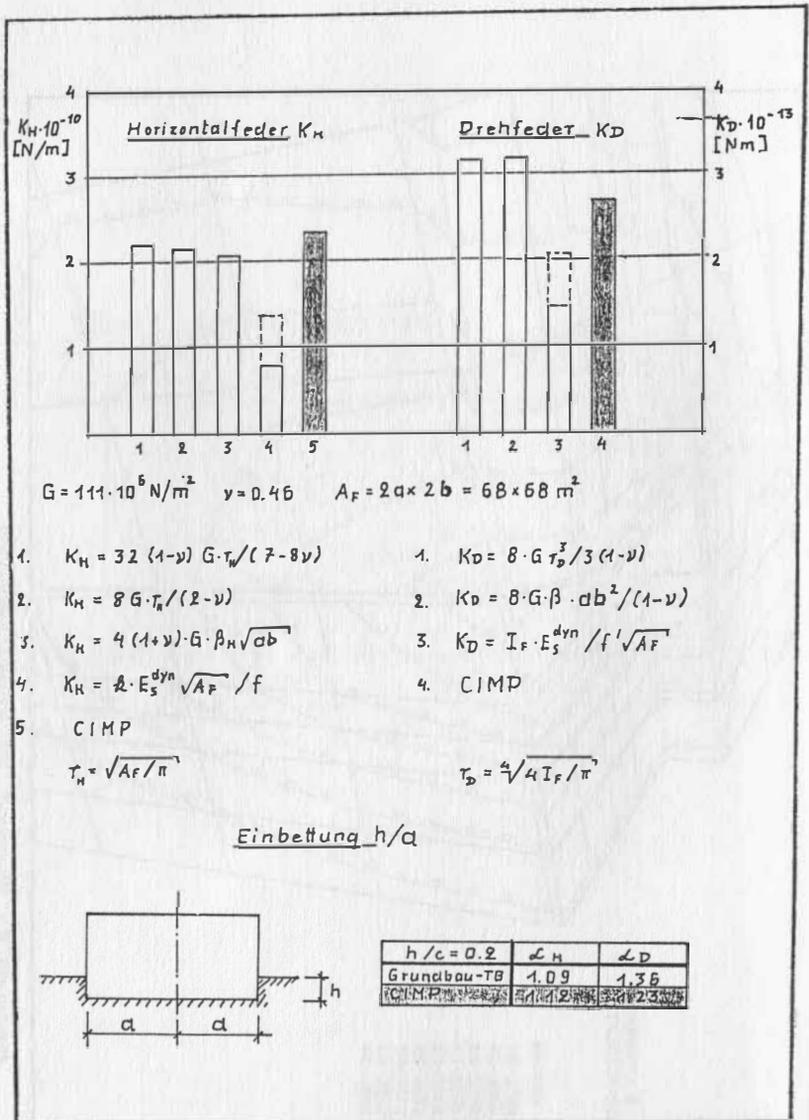
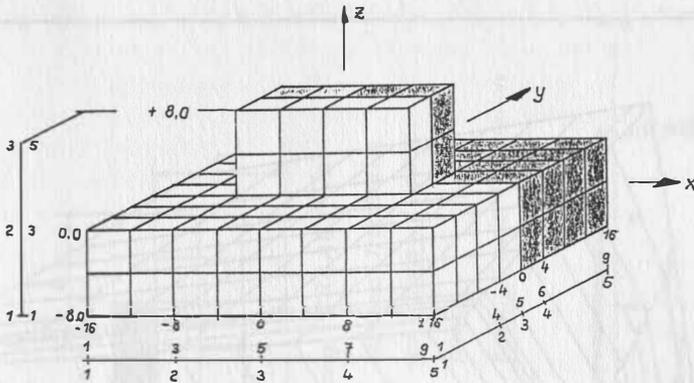


Abbildung 7: Baugrund; Ersatzfedersteifigkeiten, Einbettungsfaktoren

CT 2 c Symmetrie - Test 2

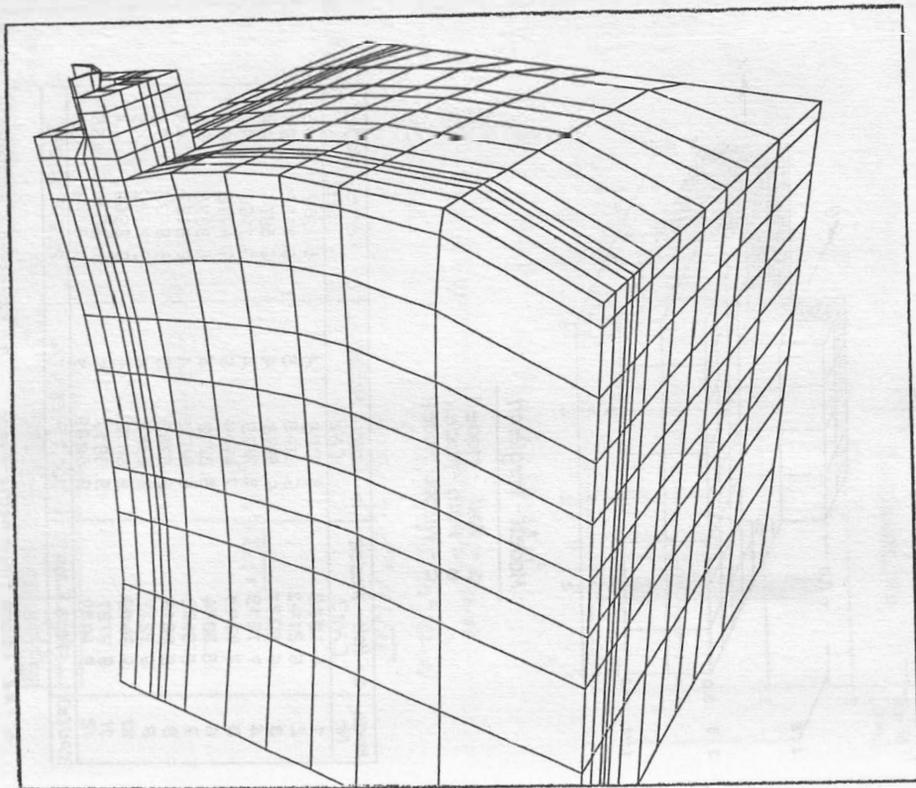
Modell - Vergleich

- a - Voll - Modell
 b - Halb - Modell
 c - Viertel - Modell

Mode Nr	a: Voll - Modell [Hz]	b: Halb - Modell [Hz]	c: Viertel - Modell [Hz]
1	5.7088	5.7198 A	5.7187 AS
2	6.2142	6.2248 S	6.2129 SA
3	6.5977	6.5978 A	6.5974 AA
4	7.1219	7.1279 A	7.1166 AS
5	7.4741	7.4744 S	7.4770 SA
6	8.3074	8.3210 S	8.3278 SS
7	8.8192	8.8555 A	8.8297 AA
8	8.9618	8.9785 S	8.9693 SA
9	9.2277	9.2302 A	9.2352 AS
10	9.3409	9.3412 A	9.3569 AA
11	9.3737	9.3817 S	9.3816 SS
12	9.4939	9.5039 S	9.5140 SS
CPU(s)	172,3 $\hat{=}$ 100%	100,7 $\hat{=}$ 58,4%	29,6 $\hat{=}$ 17,2%

- S : xz - Ebene = Symmetrie - Ebene A : xz - Ebene = Asymmetrie - Ebene
 SS : xz - Ebene und yz - Ebene sind Symmetrie - Ebenen
 AA : xz - Ebene und yz - Ebene sind Asymmetrie - Ebenen
 SA : xz - Ebene = Symmetrie - Ebene, yz - Ebene = Asymmetrie - Ebene
 AS : xz - Ebene = Asymmetrie - Ebene, yz - Ebene = Symmetrie - Ebene

Abbildung 8 : Test von Halb - und Viertel - Modellen,
 Eigenfrequenzen, CPU - Zeit



DOI: <https://doi.org/10.2312/zipe.1990.116> Boden- Bauwerk - System, Bauwerk im Montagezustand

Modes für ein quadratisches Fundament
auf elastischem Boden

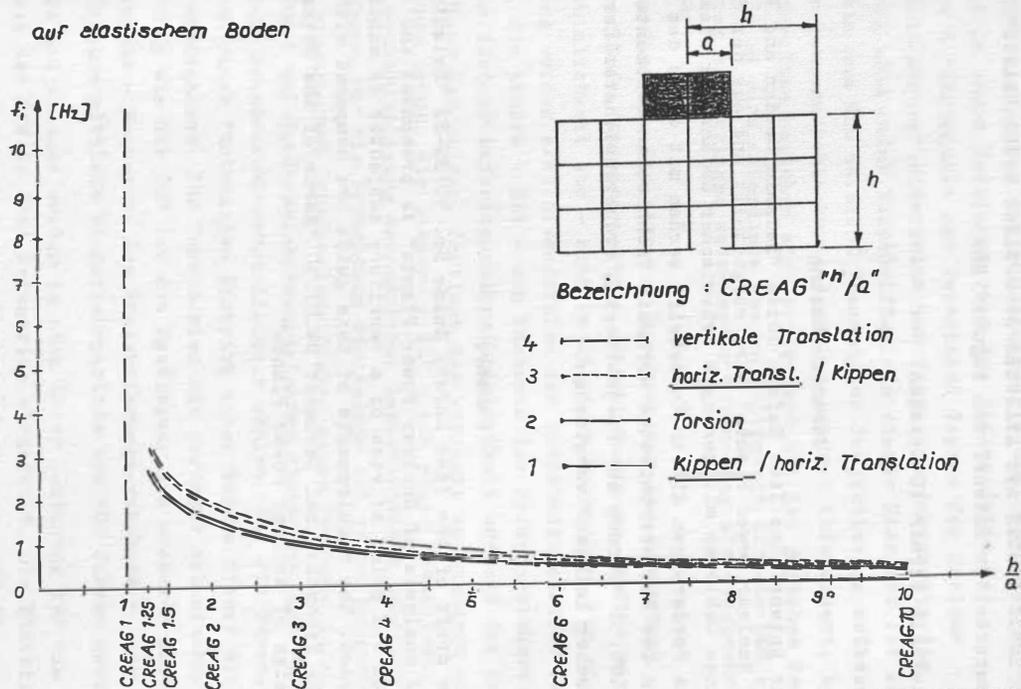


Abbildung 10 : Boden- Bauwerk - System; Eigenfrequenzen

EINIGE BEMERKUNGEN ZUM IAEA SAFETY GUIDE No. 50-SG-S2
"SEISMIC DESIGN AND ANALYSIS OF NUCLEAR POWER PLANTS"
Überarbeiter Entwurf vom August 1989

Diethelm Werner TU Dresden

Zusammenfassung

Der Entwurf des IAEA Safety Guide "Seismic Design and Analysis of Nuclear Power Plants" wird vorgestellt und aus der Sicht eines Gebietes mit geringer seismischer Gefährdung diskutiert. Die Forderungen dieser Vorschrift werden mit denen des im Rahmen des RGW erarbeiteten Normativ-Technischen-Dokumentes 04.01.50 "Normen der Projektierung erdbebensicherer Kernenergetischer Anlagen" verglichen.

Summary

The draft of the IAEA Safety Guide No. 50-SG-S2 "Seismic Design and Analysis of Nuclear Power Plants" is presented and discussed from the point of view of a territory subjected to minor seismic hazard. The requirements of this guide are compared with the CMEA Technological Document 04.01.50 "Norms of the Seismic Design of Nuclear Power Plants"

Die Vorschrift enthält generelle Berechnungsanforderungen für die Gewährleistung der Erdbebensicherheit von Kernkraftwerken. Sie steht in enger Verbindung mit dem Safety Guide No. 50 - SG - 1 "Earthquake and Associated Topics for Nuclear Power Plant Siting" einerseits und fordert andererseits die Einhaltung nationaler Vorschriften. In dieser Hinsicht ist Ihr Verhältnis zum NTD 04.01.50 "Normen der Projektierung erdbebensicherer kernenergetischer Anlagen" besonders interessant, beide Vorschriften beziehen sich weitgehend auf den gleichen Gegenstand. Im SG wird allerdings dessen Gültigkeit für die DDR als ein Gebiet mit geringer seismischer Gefährdung als eingeschränkt bezeichnet.

Aussagen über die Qualität der Beschreibung der Einwirkung - Zeitverläufe, Antwortspektren, Starkbebendauer, Auftretenswahrscheinlichkeit etc - sind im SG nicht vorhanden. Für die Bemessung werden zwei Niveaustufen der Erdbebenintensität festgelegt, die höhere - SL1 - zum Nachweis der Erdbebensicherheit mit sehr kleiner auftretenswahrscheinlichkeit während der Betriebsdauer der Anlage, faktisch das stärkste am Standort zu erwartende Beben; die niedere - SL" - mit einer Intensität, die unter Berücksichtigung ökonomischer Gesichtspunkte bestimmt wird. Der Aufwand für die Errichtung der Anlage ist gegen Aufwendungen für Reparatur und Schadensbeseitigung sowie Verluste durch Stillstand und Wiederezulassungsverfahren abzuwägen. Man darf hier eine hohe Schadenswahrscheinlichkeit wählen. Für die Bemessung wird von einem fünfmaligen Eintritt eines Bebens dieser Niveaustufe ausgegangen. Für Territorien mit geringer seismischer Gefährdung wie die DDR ist die Festlegung des niederen Intensitätsniveaus - Kennwerte des Projektierungserdbebens - nach dem NTD für eine mittlere Wiederkehrperiode von 100 Jahren geeigneter. Gebäude und Anlagen werden je nach ihrer Bedeutung für die Sicherheit des KKW in drei Kategorien eingeteilt. Die Einteilungsgrundsätze stimmen in beiden Vorschriften sinngemäß überein. Bei Kategorie zwei werden im NTD alle für die Energieerzeugung notwendigen Gebäude und Anlagen im Unterschied zum SG einbezogen.

Das NTD fordert folgerichtig, daß alle Anlagen und Gebäude der Kategorien 1 und 2 einem Beben mit der Intensität des Projektierungserdbebens schadensfrei widerstehen. Diese Vorgehensweise ist für Gebiete mit geringer seismischer Gefährdung vorzuziehen. Der SG geht im Unterschied hierzu von einer Gegenüberstellung der Aufwendungen für Erdbebensicherheit und Schadenpotential für Personen und Anlagen aus. Es wird die Wahl der Intensität eines Berechnungserdbebens gleich der von SL2 als in vielen Fällen vernünftig bezeichnet. Für den Fall, daß die dem Niveau SL2 zuzuordnende Bodenbeschleunigung den Wert von $0,1g$ nicht überschreitet, wird auf einen Nachweis der Erdbebensicherheit der Gebäude und Anlagen der Kategorie 2 verzichtet. Bei solchen Einwirkungen können allerdings Schäden nicht ausgeschlossen werden. Für die DDR erscheinen die strengeren Forderungen entsprechend dem NTD als geeigneter. Nach diesem darf auf einen Nachweis bei Nichtüberschreitung der makroseismischen Intensität V (max $a = 0.025g$) verzichtet werden. Unter diesen Bedingungen sind Schäden an intakten Bauwerken und Ausrüstungen auszuschließen.

Der vorliegende SG zeichnet sich gegenüber üblichen Berechnungsvorschriften dadurch aus, daß er ein ingenieurmäßiges Durchdenken und Durchdringen der Gesamtanlage in den Vordergrund stellt. Als Beleg seien eine Risikoanalyse über durch Erdbeben auslösbare Ereignisse in der Umgebung des KKW, die dieses gefährden können und die Forderung, bei der Bemessung aus der Sicht der Funktion der Gesamtanlage Sicherheitsfestlegungen für besonders gefährdete Punkte zu treffen, angeführt. Die Tatsache, daß ein Kernkraftwerk Bauwerke, technologische Ausrüstungen, elektrische Anlagen, Meß- Steuer- und Regelsysteme u.a. in sich vereint, stellt höchste Anforderungen an die Projektanten, deren Erfüllung die Überwindung traditioneller Schranken zwischen Fachleuten unterschiedlicher Disziplinen voraussetzt, dies gilt besonders für den Fall importierter Anlagen.

Dem Ziel ingenieurmäßiger Durchdringung dient eine Reihe konstruktiver Hinweise, die der Vermeidung unzulässiger Verschie-

bungen und Neigungen, unzulässiger Relativverschiebungen von Einzelfundamenten, von Gebäuden oder von Bauwerk und Ausrüstung dienen. Besonders wird auf Durchdringungen von Rohrleitungen durch Gebäudehüllen und Anschlüsse unterirdischer Kanäle hingewiesen.

- Vermeidung unterschiedlicher Gründungsarten,
- tunlichste Vermeidung von Pfahlgründungen,
- Symmetrie, Vermeidung von Torsionsschwingungen,
- sorgfältige Ausbildung "nichttragender Bauteile",
- Nutzung von Erdbebenschutzmaßnahmen werden gefordert.

Der SG lenkt die Aufmerksamkeit auf besondere Effekte, die die Erdbebensicherheit wesentlich beeinträchtigen können, wie geometrische Nichtlinearitäten, Gleiten auf Dichtungen, Auftrieb im Grundwasser oder Temperaturspannungen in massiven und steifen monolithischen Bauwerken.

Spezielle Forderungen werden zu Konstruktionen des Erd- und Grundbaues erhoben. Dies gilt für Deiche, Dämme, Böschungen, Stützmauern und Kellerwände.

Zur Erarbeitung hinreichend zuverlässiger Nachweisverfahren sind weitere Untersuchungen zur Modellierung der Baukonstruktionen in ihrer Wechselwirkung mit dem Baugrund, zur Entwicklung von Prüfeinrichtungen und -methoden für Bauteile und Anlagen sowie zu Problemen der Ermittlung der Beanspruchungen und der Stand-sicherheit von Erdbauten und Gründungen erforderlich. Gleiches gilt für seismisch induzierte Setzungen.

Abschließend sei nochmals die Notwendigkeit der verständnisvollen Kooperation aller Beteiligten der verschiedensten Disziplinen als Voraussetzung guter Konstruktionen unterstrichen.

NOTIZEN

NOTIZEN

NOTIZEN

